

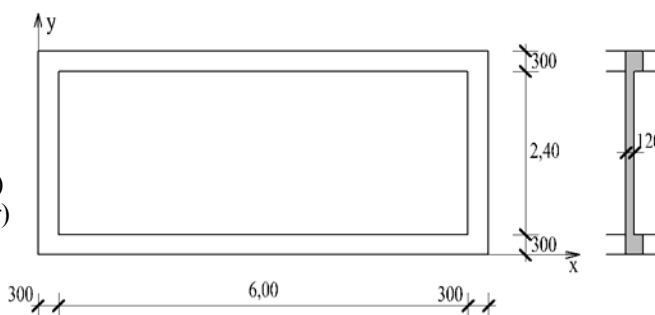
## 2. fejezet:

## LEMEZEK

### 2.1. Hajlított lemezekeresztmetszet ellenőrzése

#### Adatok

C20/25 – 24/K beton  $f_{cd} = 13,3 \text{ N/mm}^2$   
 B60.50 betonacél  $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$   
 $c_{nom} = 20 \text{ mm}$  betonfedés  
 Terhelés:  $p_{Ed} = 16 \text{ kN/m}^2$   
 Alsó lemezvasalás y irányban : Ø8/150 (alsó sor)  
 x irányban : Ø 8/300 (felső sor)

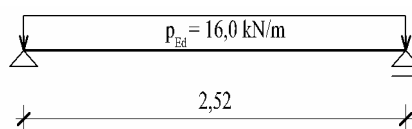


#### Feladat

Ellenőrizzük a lemezt hajlításra!

#### Megoldás

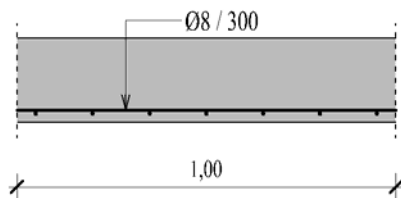
$$l_{y,eff} = 2,40 + \min \left( 2 \cdot \frac{0,3}{2}; 2 \cdot \frac{0,12}{2} \right) = 2,52 \text{ m}$$



$$l_{x,eff} = 6,00 + 0,12 = 6,12 \text{ m}$$

$$l_{y,eff} < 0,5 l_{x,eff} : \text{a lemez egyirányban (y irányban) teherhordó.}$$

1m széles lemezsávot vizsgálunk:



$$d = 120 - 20 - \frac{8}{2} = 96 \text{ mm}$$

$$a_{s,min} = \rho_{min} b d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 96 = 125 \text{ mm}^2,$$

VS. 51. o. táblázatból:  $\rho_{min} = 1,3 \text{ ‰}$

VS.8. oldal táblázatból  $a_s = 335 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,min}$ , rendben!

$$m_{Ed} = \frac{16 \cdot 2,52^2}{8} = 12,7 \text{ kNm/m}$$

A vaskeresztmetszet és a hajlítónyomaték fajlagos értékek – 1 m széles lemezsávra vonatkoznak -, ezért jelöljük őket kisbetűvel.

$$\Sigma N = 0: x_c = \frac{a_s f_{yd}}{b f_{cd}} = \frac{335 \cdot 435}{1000 \cdot 13,3} = 10,95 \text{ mm} < x_{co} \quad x_{co} = \xi_{c0} d = 0,49 \cdot 96 = 47,0 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_s f_{yd} z = a_s f_{yd} \left( d - \frac{x_c}{2} \right) = 335 \cdot 435 \cdot \left( 96 - \frac{10,95}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 13,2 \text{ kNm/m}$$

$$> m_{Ed} = 12,7 \text{ kNm/m, megfelel!}$$

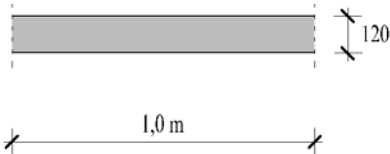
Elosztóvasalás:  $a_{s,e} \geq 0,2 a_s = 0,2 \cdot 335 = 67 \text{ mm}^2/\text{m}$

Ø 8/300 esetén  $a_{s,e} = 167 \text{ mm}^2 > 67 \text{ mm}^2$ , rendben!

## 2.2. Hajlított lemezkeresztmetszet tervezése

### Feladat

Tervezzük meg a megadott vasbeton lemezkeresztmetszet húzott vasalását az alábbi adatok figyelembevételével!



Beton: C20/25-24/K

Betonacél: C15.H hegesztett háló

Betonfedés:  $c_{nom} = 20$  mm

$m_{Ed} = -12$  kNm/m (a megadott nyomaték fajlagos érték: 1 m széles lemezsávra vonatkozik és felül okoz húzást)

### Megoldás

10 mm-es acélbetét átmérőt feltételezve a hatékony magasság:

$$d = 120 - 20 - 5 = 95 \text{ mm}$$

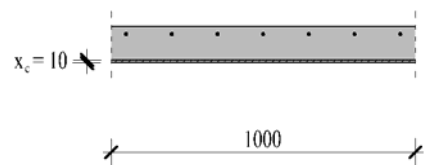
$\Sigma M_s = 0$  egyensúlyi feltételből a 1.3. feladatnál bemutatott összefüggést kapjuk a nyomott betonzóna magasságára:

$$x_c = d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}} \right)$$

Esetünkben  $b = 1000$  mm,  $f_{cd} = 13,3$  N/mm<sup>2</sup>

$$x_c = 95 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12 \cdot 10^6}{1000 \cdot 95^2 \cdot 13,3}} \right) = 10,0 \text{ mm} < x_{co}$$

$$x_{co} = \zeta_{co} d = 0,49 \cdot 95 = 46,6 \text{ mm}$$



A húzó- és nyomófeszültségek eredője közötti távolság (belső kar):

$$z = d - \frac{x_c}{2} = 95 - 10/2 = 90 \text{ mm}$$

Nyomatéki egyensúlyi feltételt írunk fel a betonfeszültségek eredőjének hatásvonalára:

$$\Sigma M_c = 0: a_s f_{yd} \cdot z - m_{Ed} = 0 \quad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$a_s = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{12 \cdot 10^6}{435 \cdot 90} = 306,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,min} = \rho_{min} b d = \frac{1,3}{1000} \cdot 1000 \cdot 95 = 123,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{min} = 1,3\text{‰} \text{ a VS 51. o. táblázat szerint}$$

$$a_s > a_{s,min} \text{ , rendben!}$$

A VS.8. oldal táblázata alapján alkalmazzunk  $\varnothing 8,2/150$  ( $a_s = 352,1 \text{ mm}^2$ ) vasalási intenzitású hegesztett acélhálót! A keresztirányú elosztóvasak  $\varnothing 6,5/300$  ( $110,6 \text{ mm}^2$ ) mennyisége megelel az  $a_{se} \geq 0,2 a_s$  szabálynak.

További, a fővasakra vonatkozó szerkesztési szabályok (VS. 56. o.):

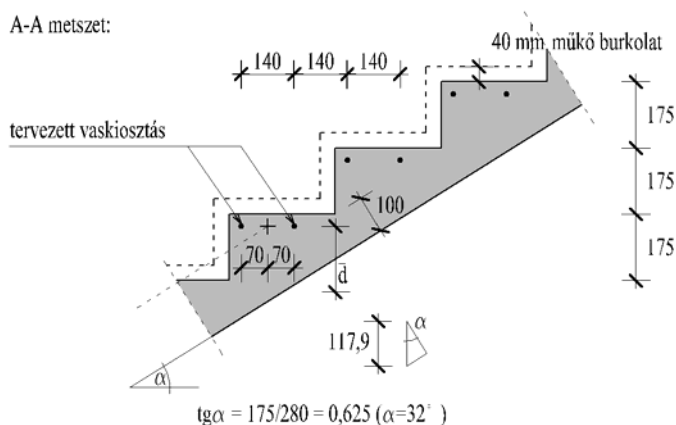
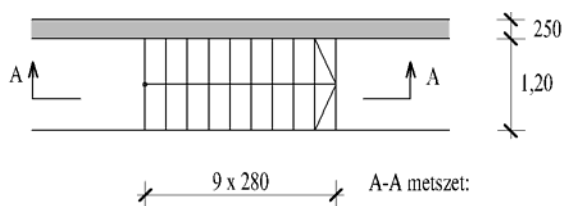
$$h \leq 150 \text{ mm} \text{ esetén } s_{max} = 150 \text{ mm, rendben!}$$

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm, rendben!}$$

### 2.3. Konzolosan kinyúló lépcsőlemez keresztmetszetének tervezése

Az ábrán bemutatott konzolos vasbeton lépcsőlemez 250 mm vastag vasbeton falba befogottan tervezték.

Alaprajz



Beton : C20/25 – 24/KK

Betonacél: B60.50

Betonfedés:  $c_{nom} = 20$  mm

Hasznos terhelés:  $q_k = 3,0$  kN/ vízsz.m<sup>2</sup>

Feladatok:

- Milyen átmérőjű húzott acélbetéteket kell alkalmazni, hogy a lépcső teherbírásra megfeleljen?
- Ellenőrizzük az acélbetétek lehorgonyzását a betonban!
- Ellenőrizzük, hogy a felvett méretek megfelelnek-e a  $w \leq \frac{l}{250}$  alakváltozási követelménynek!

A repedéstágasság ellenőrzése most nem feladat.

Megoldás

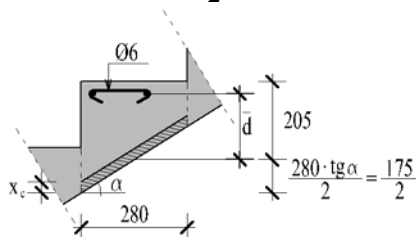
- A számítást egy lépcsőfok szélességére (0,28 m) vonatkozóan végezzük:

Önsúlyteher: működő:  $(0,28 + 0,175) \cdot 0,04 \cdot 22 = 0400$  kN/m

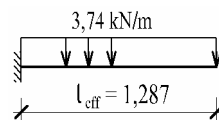
vasbeton:  $\frac{0,1179 + 0,175 + 0,1179}{2} \cdot 0,28 \cdot 25 = 0,205 \cdot 0,28 \cdot 25 = 1,44$  kN/m  
 $g_k = 1,84$  kN/m

$p_{Ed} = 1,35 \cdot 1,84 + 1,5 \cdot 0,28 \cdot 3 = 3,74$  kN/m

$\bar{d} = 205 - 20 - 6 - \frac{12}{2} = 173$  mm (Ø12-es húzott vasak feltételezésével)



Statikai modell:



$l_{eff} = 1,20 + \frac{\bar{d}}{2} = 1,20 + \frac{0,173}{2} = 1,287$  m

$$M_{Ed} = 3,74 \cdot \frac{1,287^2}{2} = 3,10 \text{ kNm}$$

$$\underline{\Sigma M_s = 0}: \quad x_c = \bar{d} \left( 1 - \sqrt{\frac{2M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}} \right) = 173 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,10 \cdot 10^6}{280 \cdot 173^2 \cdot 13,3}} \right) = 4,88 \text{ mm}$$

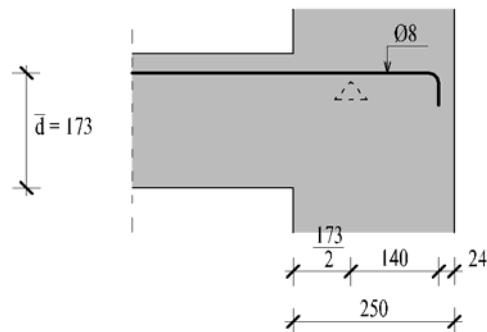
$$z = \bar{d} - \frac{x_c}{2} = 173 - 2,4 = 170,6 \text{ mm}$$

$$\underline{\Sigma M_c = 0}: \quad A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = \frac{3,10 \cdot 10^6}{170,6 \cdot 435} = 41,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b \bar{d} = \frac{1,3}{1000} \cdot 280 \cdot 173 = 63,0 \text{ mm}^2 > A_s$$

A tervezett vasalrendezés mellett egy acélbetét keresztmetszete legalább  $63,0/2 = 31,5 \text{ mm}^2$ , azaz 2Ø8 ( $2 \cdot 50,5 = 101 \text{ mm}^2$ ) megfelel.

b) Függőleges metszet a lépcső és a fal csatlakozásánál:



Ellenőrizzük, hogy elegendő-e 90°-os kampót tervezni a Ø8-as acélbetétek végén!

A lehorgonyzási hossz a VS.52. o. táblázat alapján:

$$l_b = c \cdot \bar{\sigma} = 47 \cdot 8 = 376 \text{ mm}$$

A lehorgonyzási hossz tervezési értéke:

$$l_{bd} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,requ}}{A_{s,prov}} = 0,7 \cdot 376 \cdot \frac{41,8}{101} = 108,9 \text{ mm} < 139,5 \text{ mm (a lehorgonyzásra rendelkezésre álló hely,$$

lásd fenti ábra), rendben! A Ø8-as acélbetétek lehorgonyzása tehát kampózással biztosítható.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \approx 0,3 l_b \frac{A_{s,requ}}{A_{s,prov}} = 0,3 \cdot 376 \cdot \frac{41,8}{101} = 46,7 \text{ mm} \\ 10\phi = 10 \cdot 8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 100 \text{ mm}$$

$l_{bd} \geq l_{b,min}$ , rendben!

c) A VS.42. oldalán megadott egyszerűsített ellenőrzéssel vizsgáljuk az alakváltozási korlátot.

$$\frac{l/K}{d} = \frac{l_{eff}/K}{\bar{d}} = \frac{1,287/0,4}{0,173} = 18,6$$

Az  $\alpha \left( \frac{l}{d} \right)_{eng}$  karcsúsági korlát meghatározása:

A hasznos teher tartós hányada a VS 9. o. táblázat szerint 30 %.

$$p_{qp} = 1,84 + 0,3 \cdot 0,28 \cdot 3 = 2,092 \text{ kN/m}$$

$$\beta = \frac{A_{s,prov}}{A_{s,requ}} = \frac{101}{41,8} = 2,42$$

$$\beta \frac{p_{Ed}}{b} = 2,42 \cdot \frac{3,74}{0,28} = 32,3 \text{ kN/m}^2$$

Táblázatból (VS. 43. o.) interpolációval:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{eng} = 21 - \frac{7,3}{25} \cdot (21 - 18) = 20,1$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \beta \frac{p_{Ed}}{p_{qp}}} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 2,42 \cdot \frac{3,74}{2,09}} = 1,47$$

$$\alpha \left(\frac{l}{d}\right)_{eng} = 1,47 \cdot 20,1 = 29,55$$

$$\frac{l/K}{d} = 18,6 < \alpha \left(\frac{l}{d}\right)_{eng} = 29,55 \text{ rendben,}$$

azaz a lépcsőlemez nagy biztonsággal megfelel az alakváltozási követelménynek.

## 2.4. Harántfalas épület két- és többtámaszú monolit vasbeton födémlemez

### Feladat

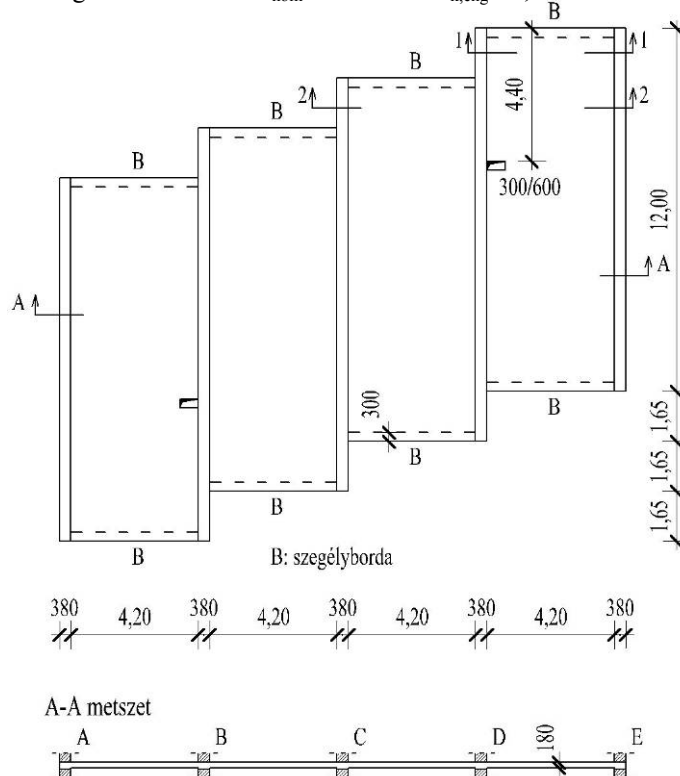
Tervezzük meg a három emeletes harántfalas lakóépület egyirányban teherhordó emeletközi vasbeton lemez-födémének vasalását az 1-1 és 2-2 metszet mentén!

Betonminőség: C20/25 Betonacél minőség: B60.50

$c_{nom} = 20 \text{ mm}$   $w_{k,eng} = 0,4 \text{ mm}$

$$f_{cd} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$



*Teher adatok, súlyelemzés*

Válaszfal terhelés:  $g_{k,vf} = 2,0 \text{ kN/m}^2$  (átlagos karakterisztikus érték)  
Hasznos terhelés:  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$   $\psi_2 = 0,3$

1 m <sup>2</sup> födémszerkezet súlya:	0,8 cm kerámia burkolat	0,8x0,22	=	0,18 kN/m <sup>2</sup>
	2,2 cm ágyazóhabarcs	2,2x0,22	=	0,48
	7 cm aljzatbeton	7x0,22	=	1,54
	0,5 cm úsztatóréteg (Polifoam)			0,03
	18 cm vasbeton lemez	18x0,25	=	4,50
	2 cm vakolat	2x0,17	=	0,34
	összesen:			$g_{k,föd} = 7,07 \text{ kN/m}^2$

*Megoldás*

A megoldást célszerű a tapasztalati alapon felvett lemezhvastagság alakváltozási követelményre való ellenőrzésével kezdeni.

1.. Alakváltozási ellenőrzés

A vasbeton lemez eleget tesz a  $w \leq l/250$  lehajlás-korlátozásnak (VS. 42. o.), ha

$$\frac{l/K}{d} \leq \alpha (l/d)_{eng},$$

ahol  $l$  az elméleti támaszköz ( $l_{eff}$ ),  $K$  a megtámasztási viszonyoktól függ, a VS 43. oldalán táblázatból vehető ( $l/K$  közelítőleg a nyomatéki zéruspontok közötti távolság)

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \beta \frac{p_{Ed}}{p_{qp}}}$$

$p_{qp} = g + \psi_2 q$  a terhelés kvázi állandó értéke

$$\beta = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \frac{500}{f_{yk}} \quad \text{vagy közelítően:} \quad \beta = \frac{A_{s,prov}}{A_{s,requ}} \frac{500}{f_{yk}}$$

$(l/d)_{eng}$  karcsúsági határ a VS 43. o. táblázatból vehető.

Esetünkben:

$$l_{eff} = 4,20 + 2 \cdot 0,18/2 = 4,38 \text{ m}$$

$$p_{Ed} = 1,35 \cdot (7,07 + 2,0) + 1,5 \cdot 2,0 = 15,24 \text{ kN/m}^2$$

1.1. Kéttámaszú födémszakasz

$$l_{eff} = 4,38 \text{ m} \quad K = 1 \quad d = 155 \text{ mm, ebből}$$

$$\frac{l/K}{d} = \frac{4380/1}{155} = 28,26$$

Közelítően tegyük fel, hogy  $\alpha = \beta = 1$ , ekkor a VS. 43. oldalán található táblázatból a  $p_{Ed}/b = 15,24 \text{ kN/m}^2$  értékre

$$(l/d)_{eng} = 25 < 28,26$$

a kéttámaszú födémszakasz lehajlásra nem felel meg.

Pontosítás a tényleges terhek és a vasalás figyelembe vételével történhetne, de esetünkben gyakorlatilag nem változtatja meg az eredményeket, nem végezzük el.

A zsaluzat túlemelésével (max.  $l/300 = 4380/300 = 15 \text{ mm}$ ) a födémszakasz alakváltozásra – tekintettel arra, hogy az előírt túlemelés mértéke majdnem egyenlő a lehajlási korláttal, a meg nem felelés mértéke viszont csak kb. 15%, részletes igazolás nélkül is – megfelel.

1.2. Háromtámaszú födémszakasz (VS. 43. o.):

$$\frac{l/K}{d} = \frac{4380/1,3}{155} = 21,73 < (l/d)_{eng} = 25 \quad \text{megfelel!}$$

Megjegyzés: az alakváltozási ellenőrzést nem a helyettesítő terhelés figyelembe vételével végezzük!

2. Igénybevételek számítása

2.1 Kéttámaszú födémszakasz (1-1 metszet)

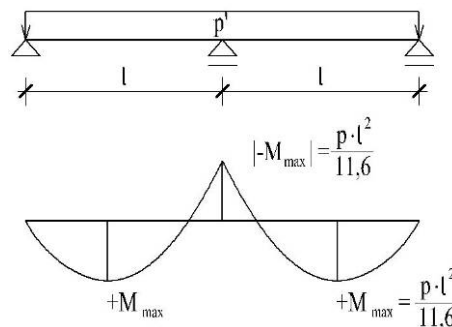
$$M_{Ed} = M_{max} = 15,24 \cdot 4,38^2 / 8 = 36,55 \text{ kNm}$$

## 2.2. Háromtámaszú födémszakasz (2-2 metszet)

A képlékeny igénybevétel átrendeződést figyelembe véve ún. *helyettesítő terhelésből* határozzuk meg a mező- és támasznyomatékok tervezési értékét. A szomszédos támaszközök arányára és a szomszédos mezők terhelésének arányára vonatkozó feltételek teljesülnek (V.S. 14. o.), továbbá a belső támaszok feletti keresztmetszetek környezetében a képlékeny alakváltozási képesség biztosított (VS. 19. o. 6.1.2.).

$$p' = g_d + 1,5q_d = 1,35 \cdot (7,07 + 2,0) + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2,0 = 16,74 \text{ kN/m}^2$$

Ilyenkor tehersémázás nem szükséges, a méretezést a helyettesítő teherből mint totálteherből számított nyomatékokra kell elvégezni. További egyszerűsítési lehetőséget jelent esetünkben, hogy a támaszközök egyformák ( $l$ ) és a terhelés intenzitása minden mezőben ugyanakkora:



A szélső mezőkben és a belső támasz(ok) fölötti keresztmetszet(ek)ben a nyomaték tervezési értéke (V.S. 14.o.):

$$+M_{max} = | -M_{max} | = M_{Ed} = p'l^2/11,6 = 16,74 \cdot 4,38^2 / 11,6 = 27,68 \text{ kNm}$$

## 3. Keresztmetszeti méretezés

### 3.1. Kéttámaszú födémszakasz

20 mm-es minimális betonfedés (száraz, belső tér) a 0,75 órás tűzállósági követelménynek is megfelel.

A keresztmetszet hatásos magassága  $\phi 10$ -es vasalás feltételezésével:

$$d = 180 - 20 - 10/2 = 155 \text{ mm}$$

1 m széles lemezsávra vonatkozóan  $\Sigma M_x = 0$ :  $x_c b f_{cd} (d - x_c/2) = M_{Rd} = M_{Ed}$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_{Ed}}{b f_{cd}}} = 155 - \sqrt{155^2 - \frac{2 \cdot 36,55 \cdot 10^6}{1000 \cdot 13,3}} = 18,9 \text{ mm}$$

$$x_{co} = \xi_{co} d = 0,49 \cdot 155 = 76 \text{ mm}$$

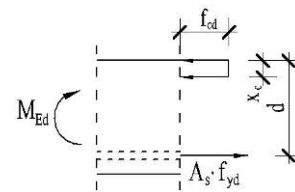
$x_c < x_{co}$  rendben!

Megjegyezzük, hogy lemezek esetében – a koncentrált erő környezetét nem tekintve – ha esetleg  $x_c > x_{co}$  adódik, akkor a lemez vastagsága kicsiny, lehajlásra már biztosan nem felel meg.

$$z = d - x_c/2 = 155 - 18,9/2 = 145,5 \text{ mm}$$

$$\Sigma M_x = 0: A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{36,55 \cdot 10^6}{435 \cdot 145,5} = 577 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0013 b d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 155 = 201,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{VS. 54. o.}), \quad \text{rendben!}$$



Alkalmazzunk  $\phi 10/100$  vasalást ( $785 \text{ mm}^2/\text{m}$ )! (VS 7. o.) ( $\phi_{max} \leq h/10$  teljesül)

Megjegyzés:  $\phi 10/150$  ( $524 \text{ mm}^2$ ) már nem felelne meg, de  $\phi 10/300$  és  $\phi 12/300$  – váltakozva - igen. ( $638 \text{ mm}^2$ ).

### 3.2. Háromtámaszú födémszakasz

$$\Sigma M_s = 0:$$

$$1000 \times x_c \times 13,3 \times \left(155 - \frac{x_c}{2}\right) - 26,33 \times 10^6 = 0$$

$$x_c = 155 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 27,68 \times 10^6}{1000 \times 155^2 \times 13,3}}\right) = 14,8 \text{ mm} < 0,2 \times d = 0,2 \cdot 155 = 31,0 \text{ mm},$$

a képlékeny nyomatókárterjedés kialakulhat, és a képlékeny csukló elfordulási képességének igazolása sem szükséges (VS. 6.1.2. pont).

$$z = d - x_c/2 = 155 - 14,2/2 = 147,9 \text{ mm}$$

$$\Sigma M_c = 0: A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{27,68 \cdot 10^6}{435 \cdot 147,9} = 430 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi 10/150 \text{ (524 mm}^2\text{)} \text{ megfelel}$$

Megjegyzés:  $\phi 8/150$  (334 mm<sup>2</sup>) vasalás már nem felelne meg A vastávolságot a szerkesztési szabályok értelmében (VS 56. o.) csak maximum  $h=180$  mm-re növelhetnénk.

#### 4. Repedéstágasság egyszerűsített ellenőrzése

A követelmény:  $w_{\max} = 0,4$  mm (belső száraz környezet)

A kvázi állandó terhelés értéke:

$$p_{qp} = g_k + \psi_2 q_k = 7,07 + 2,0 + 0,3 \cdot 2,0 = 9,67 \text{ kN/m}^2$$

Az acélfeszültség becsült értéke használati állapotban a terhek arányában:

$$\sigma_s \approx (9,67/15,24) \cdot 435 = 276 \text{ N/mm}^2$$

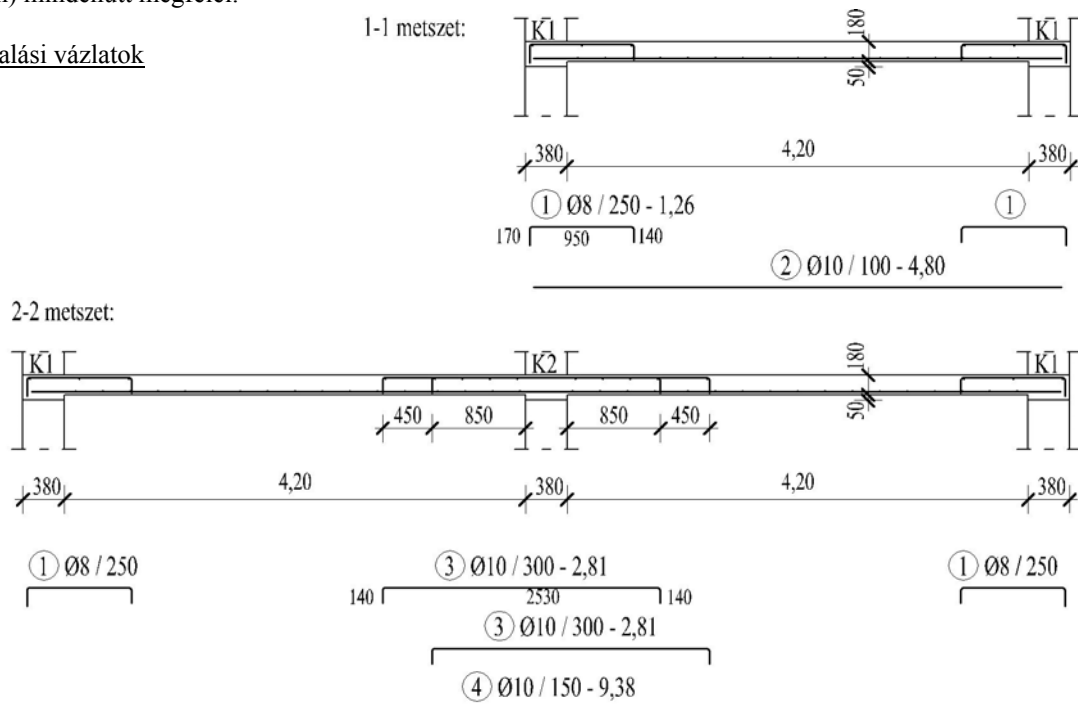
A repedéstágasság korlátozása szempontjából a legnagyobb acélbetét átmérő táblázatból (VS. 48. o.) kb. 16 mm lehet, aminek a tervezett értékek megfelelnek.

A háromtámaszú szakasznál a helyzet a fentieknél nem kedvezőtlenebb.

#### 5. Részleges befogásra tervezett felső vasalás a szélső támaszoknál

A mezőnyomaték 15%-ának felvételéhez szükséges vasmennyiség a kéttámaszú födém szakaszon közelítően  $0,15 \cdot 577 = 87 \text{ mm}^2$ , amely a minimális vasalásnál (201,5 mm<sup>2</sup>) kevesebb, ezért a minimális vasalás  $\phi 8/250$  (201 mm<sup>2</sup>/m) mindenütt megfelel.

#### 5. Vasalási vázlatok

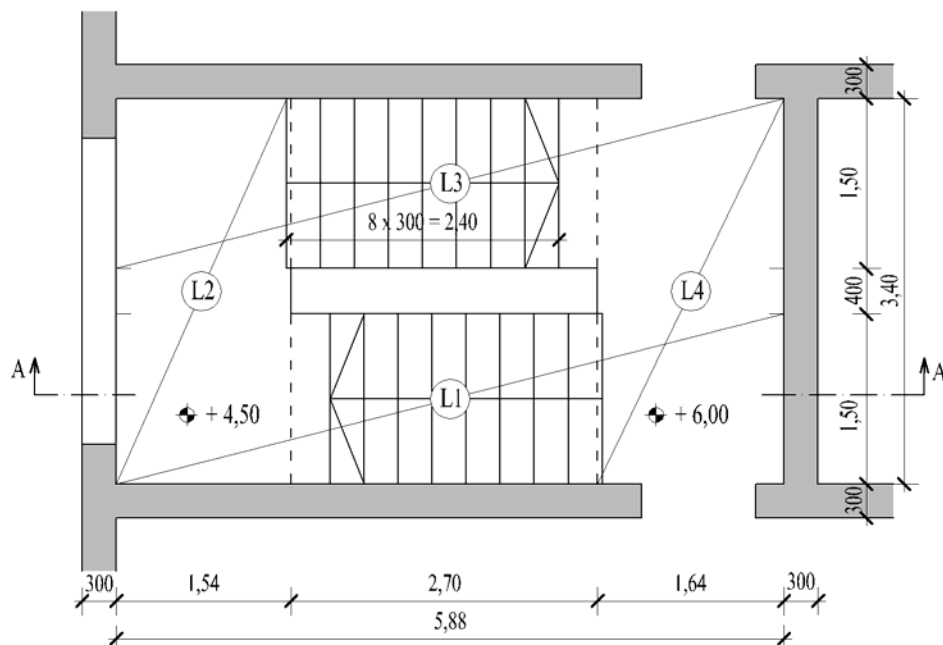




## 2.5. Kétkarú vasbeton lépcső- és pihenőlemez tervezése

### Feladat

Tervezzük meg az alaprajzával adott kétkarú lépcső egyik karjának vasalását!



### Adatok

Emeletmagasság: 3,0 m  
B60.50 betonacél

Fellépés magassága:  $m=3000/18=167$  mm  
Betonfedés: 20 mm

C20/25-32/KK beton  
Hasznos terhelés:  $q_k=3,0$  kN/m<sup>2</sup>

### Megoldás

#### 1. A lépcsőszerkezet geometriája

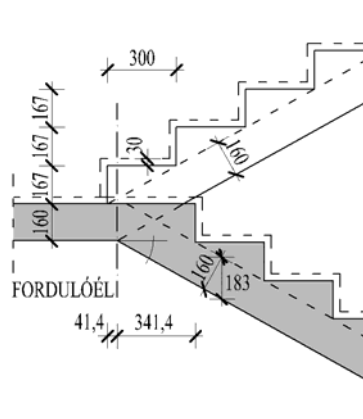
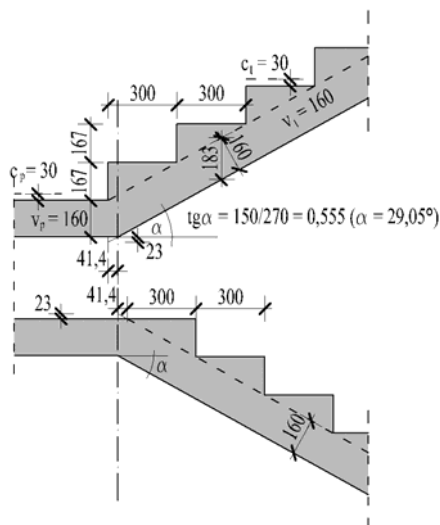
18 fellépés esetén egy fellépés magassága:  $M=3000/18=166,7$  mm

Legyen a fokszélesség (belépés)  $S_z=300$  mm, ekkor  $2M+S_z=633,3$  mm, rendben!

A fordulólél szerkesztését az ábrákon mutatjuk be. A szerkesztést illetve számítást négy paraméter befolyásolja:

$v_l$ : a lépcsőkar lemezének vastagsága,  $v_p$ : a pihenőlemez vastagsága,  $c_l$ : a burkolati vastagság a lépcsőkaron,  $c_p$ : a burkolati vastagság a pihenőlemezen. Esetünkben a két előbbi és utóbbi érték megegyezik: 160 illetve 30 mm.

Az emeletközi pihenőlemez tiszta szélességét a karszélességgel megegyezőnek, az emeleti pihenőt a karszélesség + 100 mm-nek vesszük fel. 400 mm széles orsótér mellett a lépcsőház minimális beltéri helyigénye: 3,40x5,88 m.



## 2. Súlyelemzés

### 2.1. Pihenőlemez

műköburkolat:	$30 \cdot 0,022 =$	0,66 kN/m <sup>2</sup>
vasbeton lemez	$160 \cdot 0,025 =$	4,0
vakolat	$15 \cdot 0,017 =$	0,26
összesen:		4,92 kN/m <sup>2</sup>

### 2.2. Lépcsőkar

műköburkolat vízszintesen:	$30 \cdot 0,022 =$	0,66 kN/vízsz. m <sup>2</sup>
függőlegesen:	$30 \cdot 167/300 \cdot 0,022 =$	0,36
fokok átlagos magassággal	$167/2 \cdot 0,025 =$	2,08
vasbeton lemez (az ábra alapján)	$183 \cdot 0,025 =$	4,57
vakolat	$15 \cdot 0,017/\cos\alpha =$	0,29
összesen:		7,96 kN/vízsz. m <sup>2</sup>

A fentiekben  $\tan\alpha = M/Sz = 166,7/300 = 0,556$   $\alpha = 29,05^\circ$   $\cos\alpha = 0,874$

A pihenő mértékadó terhelése:

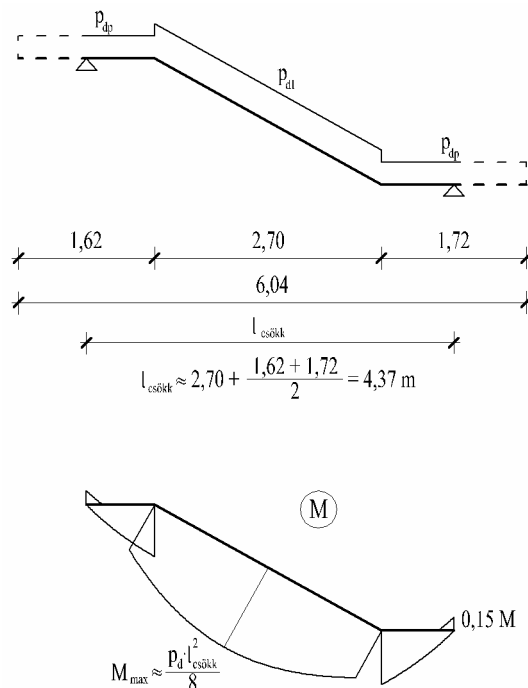
$$p_{dp} = 1,35 \cdot 4,92 + 1,5 \cdot 3,0 = 11,14 \text{ kN/m}^2$$

A lépcsőkar mértékadó terhelése:

$$p_{dl} = 1,35 \cdot 7,96 + 1,5 \cdot 3,0 = 15,25 \text{ kN/m}^2$$

## 3. Igénybevételek és keresztmetszeti méretezés

A lépcsőkar statikai modelljét közelítésképpen úgy vesszük fel, hogy az elméleti támaszpontot a lépcsőkart alátámasztó pihenőlemez középvonalában lévőnek feltételezzük. Ezáltal egyrészt figyelembe vesszük, hogy a pihenőlemez és a lépcsőkar metszésvonalánál a pihenőlemez nem működik tökéletes támaszként, mert lehajlik. Másrészt az igen pesszimista feltételezés lenne, hogy az elméleti támaszpont a pihenőlemez támaszánál van. A biztonság javára történő közelítésként viszont feltételezzük, hogy a lépcsőkarra meghatározott teherintenzitás működik egészen a támaszpontig. Ezeket az egyszerűsítő feltevéseket a gyakorlat igazolta.



A derékerő hatását elhanyagoljuk, mert nem jelentős.

$$M_{Ed} = M_{max} = 15,25 \cdot 4,37^2 / 8 = 36,4 \text{ kNm}$$

A hatásos magasság számításánál  $\phi 12$ -es acélbetéteket feltételezünk.

$$d = 160 - 20 - 6 = 134 \text{ mm}$$

$$\underline{\Sigma M_s=0}: x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_{Ed}}{bf_{cd}}} = 134 - \sqrt{134^2 - \frac{2 \cdot 36,4 \cdot 10^6}{1000 \cdot 13,3}} = 22,3 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \xi_{c0} d = 0,49 \cdot 134 = 65,6 \text{ mm} \quad x_c < x_{c0}, \text{ rendben!}$$

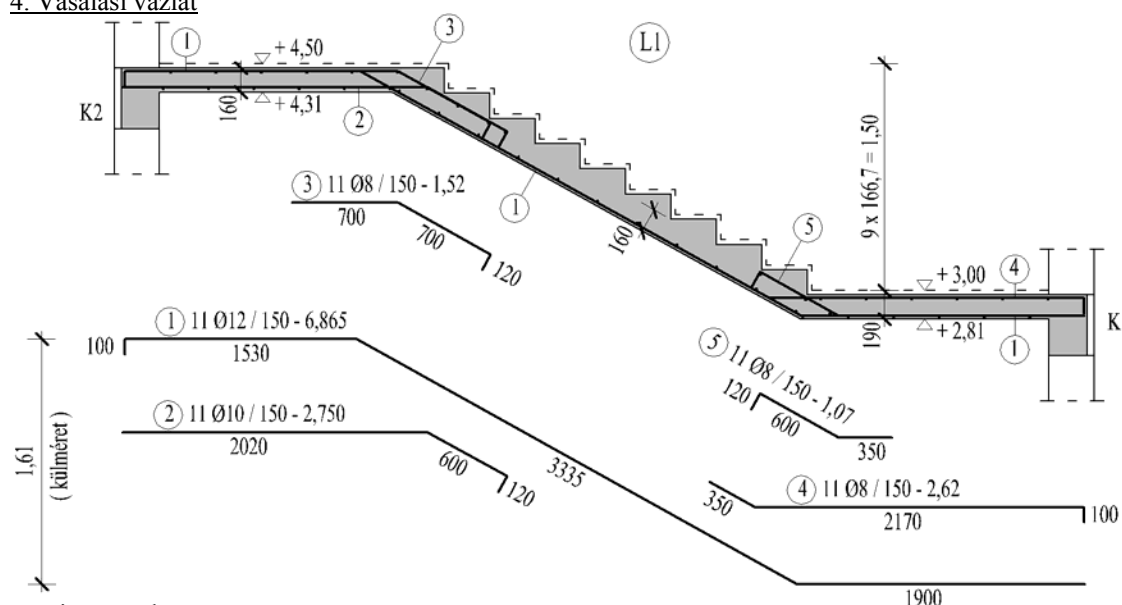
$$z = d - x_c/2 = 134 - 22,3/2 = 122,9 \text{ mm}$$

$$\underline{\Sigma M_c=0}: A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{36,4 \cdot 10^6}{435 \cdot 122,9} = 680,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 134 = 174,2 \text{ mm}^2, \text{ rendben!}$$

Alkalmazzunk  $\phi 12/150$  vasalást (753 mm<sup>2</sup>/m)! A pihenőlemezben – keresztirányban – ébredő pozitív nyomatékra, a számítási részletek közlése nélkül,  $\phi 10/150$  intenzitású vasalást tervezünk.

#### 4. Vasalási vázlat



Megjegyzések:

1. Az elosztóvasalás  $\phi 12/150$  fővasalás esetén  $\phi 8/300$ ,  $\phi 8/150$  és  $\phi 10/150$  esetén  $\phi 6/300$
2. Az L2 és L4 jelű lemezek alsó vasai nem elosztóvasak, azokat a lépcsőkarok támaszerejét figyelembe véve méretezni kell.
3. Az 1 és 2 jelű betétek között átfogósos toldási hosszát terveztünk, a 3 és 5 jelű betétek az esetleg fellépő negatív nyomték felvételére, a lemez törésvonal környezetének erősítésére szolgálnak.

## 2.6. Kétirányban teherhordó, szabadon feltámaszkodó, de sarkainál felemelkedésben gátolt vasbeton lemezek tervezése

### a) Négyzet alaprajzú lemez

Adatok

Beton: C25/30 Betonacél: B60.50.

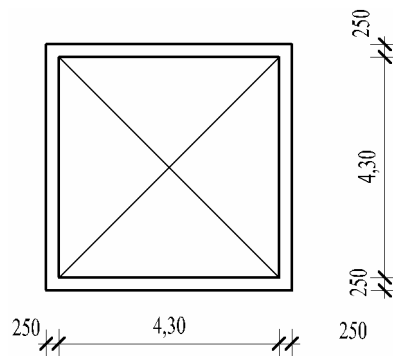
$c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Tapasztalati alapon felvett lemezhvastagság: 200 mm

Állandó teher:  $g_{k,lemez} = 5,0 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{k,padozat} = 2,2 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{k,válaszfal} = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Hasznos teher:  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

A tartós esetleges teher aránya:  $\psi_2 = 0,6$  (középület)



*Feladatok*

1. Ellenőrizzük alakváltozási vizsgálattal a felvett lemezvastagságot, és ha lehet, csökkentsük azt!
2. Tervezzük meg a vasbeton lemez vasalását!

*Megoldás*

1. A felvett lemezvastagság ellenőrzése

Kétszeres szimmetria miatt esetünkben a töréskép alakját kifejező paraméter:  $\eta = 0,5$ , ami egyben  $\eta_{opt}$  is, hiszen

$$\frac{1}{2} \left( \frac{l_r}{l_h} \right)^2 = \frac{1}{2} \cdot 1^2 = 0,5.$$

Az  $r$  és  $h$  index a rövidebb és hosszabb támaszközre utal, esetünkben  $l_r = l_h$ .

A teljes terhelés tervezési értéke:  $p_{Ed} = 1,35 \cdot (5,0 + 2,2 + 1,5) + 1,5 \cdot 5,0 = 19,25 \text{ kN/m}^2$

Mindkét irányban 1 m széles lemezsávot vizsgálunk.

A kétirányú teherhordás figyelembe vételével a VS. 43. o. alapján:

$$p_{Ed,r} = p_{Ed,h} = p_{Ed,2ir} = \frac{l_h^4}{l_r^4 + l_h^4} p_{Ed} = \frac{1}{2} p_{Ed} = 0,5 \cdot 19,25 = 9,625 \text{ kN/m}$$

A kétirányú kvázi állandó terhelés:

$$p_{qp,2ir} = \frac{5,0 + 2,2 + 1,5 + 0,6 \cdot 5}{2} = 5,85 \text{ kN/m}$$

Elméleti támaszközök:

$$l_{eff,r} = l_{eff,h} = l_{eff} = 4,3 + 2 \cdot \frac{\min(0,2; 0,25)}{2} = 4,5 \text{ m}$$

A négyzet alaprajzú lemez terhelése, igénybevétele – és logikusan a vasalása is! – mindkét irányban azonos, csapán a hatékony magasság nagyobb egy vasátmérőnyivel az egyik irányban, amelyik irányban alulra helyezzük a vasakat. A biztonság javára tévedünk, ha ilyenkor a hatékony magasságnak mindkét irányban a kisebb értéket tekintjük. 10 mm-es acélbetét átmérő feltételezésével:

$$d = 200 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 165 \text{ mm}$$

A "lemezkarcsúság" (VS. 42. o.):

$$\frac{l/K}{d} = \frac{4500/1}{165} = 27,27$$

$\beta = 1$  feltételezésével a VS. 43. o. táblázat alapján ( $b=1$  és  $p_{Ed}=6,525 \text{ kN/m}^2$ ), lineáris extrapolációval:

$$(l/d)_{eng} = 31 + \frac{10 - 9,625}{5} 10 = 31,75$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \beta \frac{p_{Ed}}{p_{qp}}} = \sqrt{0,5 \cdot 1 \cdot \frac{9,625}{5,85}} = 0,907$$

$$\alpha(l/d)_{eng} = 0,907 \cdot 31,75 = 28,8 > 26,47, \text{ a felvett lemezvastagság megfelelő, sőt csökkenthető!}$$

Legyen  $t = 180 \text{ mm}$ ! A módosuló adatok:

$$d = 180 - 20 - 10 - 5 = 145 \text{ mm}, \quad \frac{l/K}{d} = \frac{4500/1}{145} = 31,03$$

$$p_{Ed} = 1,35 \cdot (18 \cdot 0,25 + 2,2 + 1,5) + 1,5 \cdot 5,0 = 18,57 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Ed,2ir} = \frac{l_h^4}{l_r^4 + l_h^4} p_{Ed} = \frac{1}{2} p_{Ed} = 0,5 \cdot 18,57 = 9,29 \text{ kN/m}$$

$$p_{qp,2ir} = \frac{4,5 + 2,2 + 1,5 + 0,6 \cdot 5}{2} = 5,6 \text{ kN/m}$$

$$(l/d)_{\text{eng}} = 31 + \frac{10 - 9,29}{5} 10 = 32,42$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \beta \frac{p_{Ed}}{p_{qp}}} = \sqrt{0,5 \cdot 1 \cdot \frac{9,29}{5,6}} = 0,91$$

$\alpha(l/d)_{\text{eng}} = 0,91 \cdot 32,42 = 29,5 < \frac{l/K}{d} = 31,03$ , nem felel meg, azaz a 200 mm-es lemezvastagság szükséges.

## 2. A lemezvasalás tervezése ( $h = 200$ mm mellett)

A csökkent teherintenzitás:

$$p_{Ed} = 19,25 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Ed,2ir} = \frac{19,25}{2} = 9,625 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed} = \frac{p_{Ed,2ir} l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{9,625 \cdot 4,5^2}{8} = 24,36 \text{ kNm}$$

A kedvezőtlenebb irányban:

$$d = 200 - 20 - 10 - 10/2 = 165 \text{ mm}$$

$$x_c = 165 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 24,36 \cdot 10^6}{1000 \cdot 165^2 \cdot 16,7}} \right) = 9,1 \text{ mm} < x_{c0}$$

$$z = 165 - 9,1/2 = 160,45 \text{ mm}$$

A szükséges vasmennyiség:

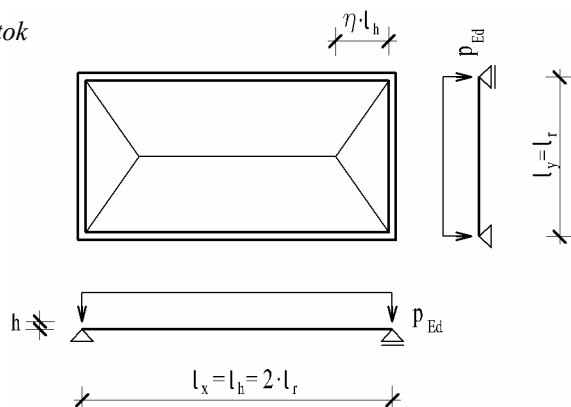
$$a_s = \frac{24,36 \cdot 10^6}{160,45 \cdot 435} = 349 \text{ mm}^2 > a_{\text{min}} = \rho_{\text{min}} b d = 0,00135 \cdot 1000 \cdot 165 = 223 \text{ mm}^2$$

Alkalmazzunk Ø10/200 (393 mm<sup>2</sup>/m) vasalást mindkét irányban!

A sarkok gátolt felemelkedéséből keletkező csavarónyomaték értéke megegyezik a fenti  $m_{Ed}$  nyomatékkal (VS. 14. o.), ezért a sarkok környezetében ugyancsak Ø10/200 intenzitású kétirányú felső vasalást kell elhelyezni és azt a támaszköz negyedéig vezetjük.

## b) 1:2 oldalarányú lemez

Adatok



r index rövidebb  
h index hosszabb

Az  $l_h \leq 2l_r$  feltétel még éppen teljesül: a lemez még kétirányban teherhordónak tekinthető.

Feladatok

1)  $\eta = ?$  ha :

- a)  $a_{sr} = 5a_{sh}$ , vagyis  $m_{Ed,r} \approx 5m_{Ed,h}$  (a hosszirányú vasalás a rövidebb támaszköz irányában tervezett vasalás elosztóvasalásának felel meg, akár egy-, akár kétirányban teherhordónak tekintjük a lemezt)  
 b)  $a_{sr} = a_{sh}$ , vagyis  $m_{Ed,r} \approx m_{Ed,h}$   $m_{Ed,r} = m_{Ed,h}$  (a két irányú vasalás intenzitása megegyezik)  
 c)  $\eta = \eta_{opt}$  (a vasalás összmenyisége – elvileg – minimális)

2) Tervezzük meg a vasalást az 1.a) esetre, ha a feladat adatai megegyeznek a 2.6. a) feladat kinduló adataival ( $h=200$  mm,  $p_{Ed}=19,25$  kN/m<sup>2</sup>), csak  $l_h = 2l_r = 2 \cdot 4,50 = 9,0$  m!

A töréskép és a kétirányú nyomatékok összefüggései:

$$m_{Ed,r} = \frac{q_r l_r^2}{8} = \alpha_r \frac{q l_r^2}{8} = \left(1 - \frac{4}{3}\eta\right) \frac{q l_r^2}{8}$$

$$m_{Ed,h} = \frac{q_h l_h^2}{8} = \alpha_h \frac{q l_h^2}{8} = \frac{4}{3}\eta^2 \frac{q l_h^2}{8}$$

Megoldás

1) A fentiek és  $l_h = 2l_r$  behelyettesítésével:

$$\text{a): } \left(1 - \frac{4}{3}\eta\right) \frac{q l_r^2}{8} = 5 \frac{4}{3}\eta^2 \frac{q (2l_r)^2}{8}$$

$$\frac{\eta^2}{2} + \frac{1}{40}\eta - \frac{3}{160} = 0$$

$$\eta = -\frac{1}{40} + \sqrt{\frac{1}{1600} + \frac{6}{160}} = 0,17$$

Ellenőrzés:  $0,5 > \eta > 0,1$ , rendben!

$$\text{b): } \left(1 - \frac{4}{3}\eta\right) \frac{q l_r^2}{8} = \frac{4}{3}\eta^2 \frac{q (2l_r)^2}{8}$$

$$\frac{\eta^2}{2} + \frac{1}{8}\eta - \frac{3}{32} = 0$$

$$\eta = -\frac{1}{8} + \sqrt{\frac{1}{64} + \frac{6}{32}} = 0,326$$

Ellenőrzés:  $0,5 > \eta > 0,1$ , rendben!

$$\text{c): } \eta_{opt} = \frac{1}{2} \left(\frac{l_r}{l_h}\right)^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^2 = \frac{1}{8} = 0,125$$

Ellenőrzés:  $0,5 > \eta > 0,1$ , rendben!

2)  $\eta = 0,17$  esetén

$$\alpha_r = 1 - \frac{4}{3}\eta = 1 - \frac{4}{3} \cdot 0,17 = 0,773$$

$$m_{Ed,r} = 0,773 \cdot \frac{19,25 \cdot 4,50^2}{8} = 37,67 \text{ kNm/m}$$

Megjegyzés: a nyomaték 22,7 %-kal kisebb, mint akkor lenne, ha a lemezt egyirányban teherhordónak tekintenénk.

10 mm-es átmérő feltételezésével:

$$d_r = 200 - 20 - 5 = 175 \text{ mm}$$

$$x_c = 175 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 37,67 \cdot 10^6}{1000 \cdot 175^2 \cdot 16,7}} \right) = 13,4 \text{ mm} < x_{co}$$

$$z = 175 - 13,4/2 = 168,3 \text{ mm}$$

$$a_{s,r} = \frac{37,67 \cdot 10^6}{168,3 \cdot 435} = 515 \text{ mm}^2 > a_{smin} = 0,00135 \cdot 1000 \cdot 175 = 236 \text{ mm}^2$$

Alkalmazzunk Ø10/150 (524 mm<sup>2</sup>) vasalást!

A fenti eredmény alapján nyilvánvaló, hogy hosszirányban a lemez minimális vasalással megfelel, alkalmazzunk Ø 8/200 (251 mm<sup>2</sup>/m) vasalást!<sup>9</sup>

Felső vasalás a felemelkedésben gátolt sarkok környezetében mindkét irányban (VS. 14. o. alapján): Ø10/150.

### c) Optimális oldalarányú lemez

#### Feladat

Milyen oldalarány mellett lesz - négy oldalon szabadon felfekvő, de sarkainál felemelkedésben gátolt lemezek körében -  $m_r = 5 m_h$  éppen  $\eta = \eta_{opt}$  mellett igaz?

#### Megoldás

Legyen  $\frac{l_r}{l_h} = \gamma$

$$\eta_{opt} = \frac{1}{2} \gamma^2 \quad (1)$$

$$\left(1 - \frac{4}{3} \eta_{opt}\right) \frac{q l_r^2}{8} = 5 \cdot \frac{4}{3} \eta_{opt}^2 \frac{q l_h^2}{8} \quad (2)$$

(2)-ből  $\frac{l_r}{l_h} = \gamma$  helyettesítéssel, rendezéssel:

$$\left(1 - \frac{4}{3} \eta_{opt}\right) \gamma^2 = \frac{20}{3} \eta_{opt}^2$$

$\gamma^2$ -et kifejezve és (1)-be helyettesítve:

Ennek megoldásaként:

$$\eta_{opt} \left(1 - \frac{4}{3} \eta_{opt}\right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{20}{3} \eta_{opt}^2$$

<sup>9</sup> Látszólagos ellentmondás, hogy a két irányú fajlagos vasalás összege a kétirányban teherhordónak tekintett esetben nagyobb, mint az egyirányban teherhordó lemez fő- és elosztó vasalásának összege, annak ellenére, hogy a nagyobb nyomatékot eredményező rövidebb támaszköz irányában kisebb a nyomaték a kétirányban teherhordó esetben. A magyarázat az, hogy a minimális vasmennyiségre vonatkozó szabályt a kétirányban teherhordó lemezek esetében mindkét irányban, az egyirányban teherhordó esetben viszont csak a teherhordás irányában alkalmaztuk, az elosztóvasalásra, mint nem méretezett vasalásra, nem érvényesítettük e szabályt.

$$\eta_{\text{opt}} = 0,214 = \frac{1}{2} \left( \frac{l_r}{l_h} \right)^2 = \frac{1}{2} \gamma^2$$

$$\gamma = \sqrt{2 \cdot 0,214} = 0,654$$

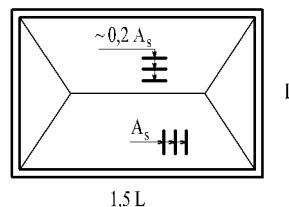
Tehát:  $l_r = 0,654 l_h$ , vagy  $l_h = 1,528 l_r$  esetén, - azaz kb 1:1,5 oldalárány mellett - lesz a kétirányú nyomoték aránya 1:5 értékű éppen  $\eta = \eta_{\text{opt}}$  mellett.

A rövidebb irányban ekkor

$$\alpha_r = 1 - \frac{4}{3} \eta = 1 - \frac{4}{3} \cdot 0,214 = 0,715$$

$$m_r = 0,715 \frac{q l_r^2}{8}$$

lesz a nyomoték, azaz 28,5 %-kal kisebb, mintha nem vennénk figyelembe a kétirányúságot. Érdemes ezt az oldalárányt megjegyezni és tervezés során, ha lehet, erre törekedni!<sup>10</sup>



## 2.7. Kétirányban teherhordó, sarkainál felemelkedésben nem gátolt vasbeton lemez

Az adatok megegyeznek a 2.6. a) feladat kinduló adataival ( $h=200$  mm,  $p_{\text{Ed}}=19,25$  kN/m<sup>2</sup>), csak – a 2.6.c) feladatnak megfelelően -  $l_h = 1,5 l_r = 1,5 \cdot 4,50 = 6,75$  m!

*Feladat*

Méretezzük a kétirányú vasalást!

*Megoldás*

A  $p_{d,r}$  és  $p_{d,h}$  teherintenzitásokat abból az alakváltozási feltételből határozhatjuk meg, hogy egy  $h$  és  $r$  irányú lemezsáv lehajlása a két sáv átmetsződésénél megegyezik. Mindkét irányú lemezsáv esetében elhanyagoljuk a keresztező lemezsávok elcsavarodással szembeni merevsége miatt keletkező – a vizsgált sáv lehajlását csökkentő – csavarónyomatékokat. Válasszuk a két sávot 1 m szélességűre a támaszközök közepén:

$$w_h = \frac{5}{384} \frac{p_{\text{Ed},h} l_{h,\text{eff}}^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{p_{\text{Ed},r} l_{r,\text{eff}}^4}{EI} = w_r$$

$$p_{\text{Ed},h} = p_{\text{Ed},r} \frac{l_{\text{eff},r}^4}{l_{\text{eff},h}^4} \quad (1)$$

Másrészt:  $p_{\text{Ed},h} + p_{\text{Ed},r} = p_{\text{Ed}} \quad (2)$

$$p_{\text{Ed}} - p_{\text{Ed},r} = p_{\text{Ed},r} \frac{l_{\text{eff},r}^4}{l_{\text{eff},h}^4}$$

$$p_{\text{Ed},r} = \frac{p_{\text{Ed}}}{\frac{l_{\text{eff},r}^4}{l_{\text{eff},h}^4} + 1} = \frac{19,25}{\left( \frac{4,5}{6,75} \right)^4 + 1} = \frac{19,25}{1,196} = 16,08 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{Ed},h} = 19,25 - 16,08 = 3,17 \text{ kN/m}$$

Nyomatékok:

$$m_{\text{Ed},h} = p_{\text{Ed},h} l_{\text{eff},h}^2 / 8 = 3,17 \cdot 6,75^2 / 8 = 18,05 \text{ kNm}$$

$$m_{\text{Ed},r} = p_{\text{Ed},r} l_{\text{eff},r}^2 / 8 = 16,08 \cdot 4,5^2 / 8 = 40,70 \text{ kNm}$$

<sup>10</sup> Sarkainál felemelkedésben nem gátolt lemezek esetében is meghatározható egy ilyen oldalárány.



Keresztmetszeti méretezés (részletek ismertetése nélkül):

r-irányban:

$$\underline{\Sigma M_s=0} : x_c b f_{cd} (d_r - x_c/2) = m_{Rd} = m_{Ed,r}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2m_{Ed,r}}{bf_{cd}}} = 174 - \sqrt{174^2 - \frac{2 \cdot 40,7 \cdot 10^6}{1000 \cdot 16,7}} = 14,6 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \xi_{c0} d = 0,49 \cdot 174 = 85,3 \text{ mm}$$

$x_c < x_{c0}$  rendben!

$$\underline{\Sigma M_c=0} : a_s = \frac{m_{Ed,r}}{f_{yd} (d - x_c/2)} = \frac{40,7 \cdot 10^6}{435 \cdot (174 - 14,6/2)} = 561 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{smin} = 0,00135bd = 0,00135 \cdot 1000 \cdot 174 = 235 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{VS. 51.o.}), \quad \text{rendben!}$$

Alkalmazzunk  $\phi 12/200$  vasalást ( $a_{s,prov} = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) (VS. 8. o.)!

h-irányban Ø8 vasakat feltételezve  $d = 174 - \frac{12}{2} - \frac{8}{2} = 164 \text{ mm}$

$$\underline{\Sigma M_s=0} : x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2m_{Ed,h}}{bf_{cd}}} = 164 - \sqrt{164^2 - \frac{2 \cdot 18,05 \cdot 10^6}{1000 \cdot 16,7}} = 6,8 \text{ mm}$$

$x_c < x_{c0}$  rendben!

$$\underline{\Sigma M_c=0} : a_s = \frac{m_{Ed,h}}{f_{yd} (d - x_c/2)} = \frac{18,05 \cdot 10^6}{435 \cdot (164 - 6,8/2)} = 259 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Alkalmazzunk  $\phi 8/180$  ( $279 \text{ mm}^2/\text{m}$ )  $> a_{smin}$  vasalást ebben az irányban!

Megjegyzés: A két utóbbi feladatból megállapítható, hogy kétirányban teherhordó vasbeton lemezek lehajlásait a sarkainál felemelkedésben nem gátolt lemezekre meghatározott terhelésből számítjuk a VS. 43. oldalán erre vonatkozóan található szabálynak megfelelően.

## 2.8. Kör alaprajzú, a peremén szabadon felfekvő lemez

*Adatok*

Beton: C25/30 Betonacél: B60.50.

$c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Lemezvastagság: 200 mm

Állandó teher:  $g_{k,lemez} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

$g_{k,padozat} = 3,7 \text{ kN/m}^2$

Hasznos teher:  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

A tartós esetleges teher aránya:  $\psi_2 = 0,6$

*Feladat*

Tervezzük meg a lemez vasalását!

*Megoldás*

$$l_{eff} = 4,30 + 2 \cdot 0,2/2 = 4,5 \text{ m}$$

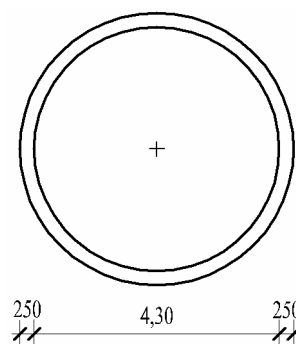
$$p_{Ed} = 1,35 \cdot (5,0 + 3,7) + 1,5 \cdot 5 = 19,25 \text{ kN/m}^2$$

A VS. 15. o. képlete szerint

$$m_{Ed} = 0,42 \frac{p_{Ed} l_{eff}^2}{8} = 0,42 \cdot \frac{19,25 \cdot 4,5^2}{8} = 20,47 \text{ kNm/m},$$

ami meglepő módon 26%-kal nagyobb, mint az azonos támaszközü négyzet alaprajzú – a sarkainál felemelkedésben gátolt – vasbeton lemez nyomatéka.

$$d = 200 - 20 - 10/2 = 175 \text{ mm}$$



$$x_c = 175 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,47 \cdot 10^6}{1000 \cdot 175^2 \cdot 16,7}}\right) = 7,15 \text{ mm} < x_{c0}$$

$$z = 175 - 7,15/2 = 171,4 \text{ mm}$$

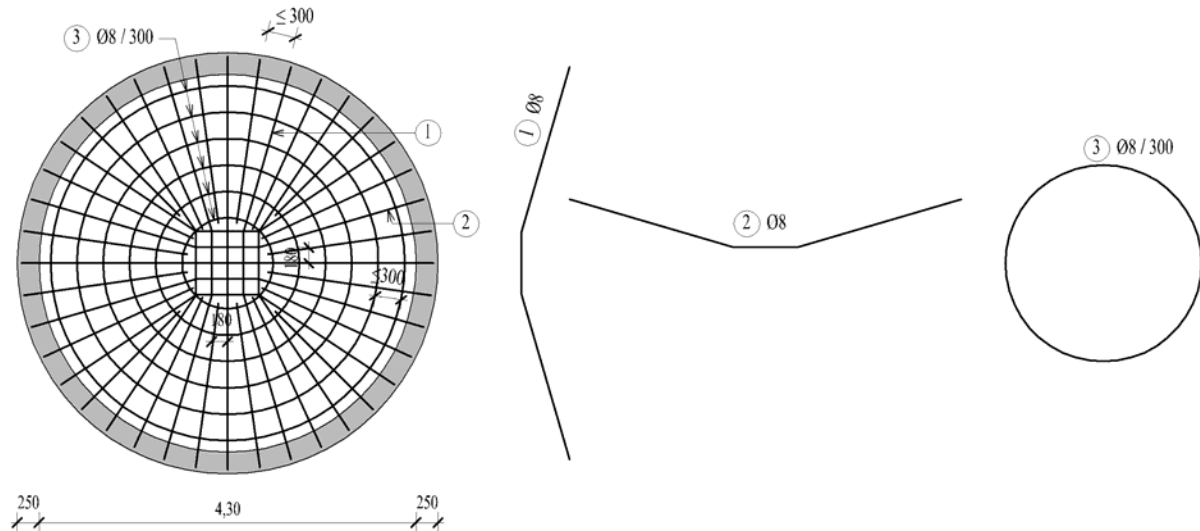
$$a_{s,r} = \frac{20,47 \cdot 10^6}{171,4 \cdot 435} = 274 \text{ mm}^2 > a_{smin} = 0,00135 \cdot 1000 \cdot 175 = 236 \text{ mm}^2$$

Alkalmazzunk  $\varnothing 8/180$  ( $279 \text{ mm}^2$ ) vasalást!

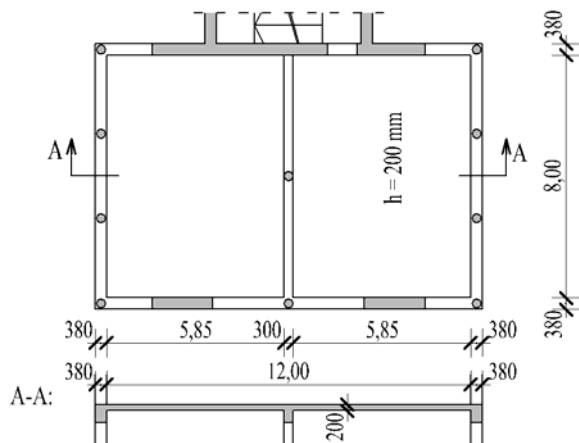
#### A vasalás rendszere

A fővasalás elemei sugárirányban futnak, de a kör középpontjában nem keresztezhetik egymást. A nyomatéki maximum helyén tehát a sugárirányú vasalás keresztmetszete nulla. A körvonalak mentén futó elosztóvasalás a kör közepén átveszi a fővasalás szerepét, ezért itt az intenzitása is ennek megfelelő kell legyen. Az elosztóvasalás intenzitása a középponttól kifelé haladva  $\varnothing 8/180$  és  $\varnothing 8/300$  között változhat ( $s_{max} = 300 \text{ mm}$ ). A fővasalás tervezett intenzitását az átmérő negyedpontjaiban biztosítjuk.

Vasalási vázlat:



## 2.9. Kétirányban teherhordó többtámaszú monolit vasbeton lemez tervezése a törésmélelet alkalmazásával



#### Feladat

Tervezzük meg az ábrán alaprajzával adott 200 mm vastag monolit vasbeton lemez vasalását! A lemez a külső pereme mentén falazattal alátámasztott, szabadon felfekvő, de a sarkok környezetében felemelkedésben gátolt, a belső támaszvonal fölött többtámaszúsított.

A lemezen egy vendéglátó hely (középület) tetőteraszát alakítják ki.

A terhek karakterisztikus értéke

A födémszerkezet önsúlya:  $g_k = 7 \text{ kN/m}^2$   
 Hasznos terhelés:  $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$   $\psi_2 = 0,6$  (a hasznos teher tartós hányada)

A terhek tervezési értéke

$$g_d = 1,35 \cdot 7,0 = 9,45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1,5 \cdot 4,0 = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Beton: C20/25

Betonacél: B60.50

Betonfedés az alsó oldalon (száraz környezet): 20 mm, a felső oldalon, beázás veszélye miatt, 35 mm.

*Megoldás*

### 1. A lemezvastagság közelítő ellenőrzése a merevségi követelményre

Elméleti támaszköz a rövidebb irányban:  $l_{\text{eff},r} = 5,85 + 2 \cdot 0,2/2 = 6,05 \text{ m}$

Többszámított "r" irányban (VS. 42.o.):  $\frac{l_{\text{eff}}/K}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{\text{eng}} \approx 29$

(A 29-es értéket a VS. 43. o. táblázatából  $\beta=1$ ,  $b=1$  m és  $p_{\text{Ed},r}=10 \text{ kN/m}$  közelítő terhelés alapján határoztuk meg.)

$$d_{\text{szüks}} = \frac{l_{\text{eff}}/K}{29} = \frac{6,05/1,3}{29} = 0,160 \text{ m}$$

12 mm-es acélbetéteket feltételezve:  $h_{\text{szüks}} = 160 + 20 + 12/2 = 186 \text{ mm}$

200 mm-es vastagsággal a lemez megfelel!

### 2. Igénybevételek számítása

Az igénybevételeket a törélmélet alapján határozzuk meg. A többszámított irányban emellett ún. helyettesítő terhelést alkalmazunk, hogy ne kelljen különböző tehersémákat számítani.

Vegyük fel  $\eta$  értékét úgy, hogy a kétszámított irányban ( $h$ -irány) éppen a minimális vasalásra legyen szükség!

$$a_{\text{smin}} = 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 164 = 213 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{VS. 54.o.})$$

Alkalmazzunk itt  $\phi 8/200$  vasalást ( $251 \text{ mm}^2/\text{m}$ )!

Hatásos magasság, figyelembe véve, hogy többszámított  $r$  irányban futnak alul a vasak:

$$d_h = 200 - 20 - 12 - 8/2 = 164 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff},h} = 8,0 + 2 \cdot 0,2/2 = 8,20 \text{ m}$$

Határozzuk meg először a lemez határnyomatékát a  $h$  irányban!

$$\Sigma N=0: 251 \cdot 435 - 1000 \cdot x_c \cdot 13,3 = 0$$

$$x_c = 8,21 \text{ mm}$$

$$m_{\text{Rd}} = 251 \cdot 435 \cdot (164 - 8,2/2) \cdot 10^{-6} = 17,46 \text{ kNm}$$

$$m_{\text{Ed},h} = p_{d,h} l_h^2 / 8 = 17,46 \text{ kNm}$$

A határnyomatékból a  $p l^2 / 8$  képlet átrendezésével a határteher számítható:

$$p_{\text{Ed},h} = 8 \cdot 17,46 / 8,2^2 = 2,08 \text{ kN/m}$$

$\eta$ -t abból a feltételből határozzuk meg, hogy az előbb kiszámított határterhet fogja a lemez a  $h$  irányban viselni.

$$p_{\text{Ed},h} = 4/3 \eta^2 \cdot (g_d + q_d) = 1,33 \cdot \eta^2 \cdot (9,45 + 6,0) = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ebből } \eta = \sqrt{\frac{2,08}{1,33(9,45 + 6)}} = 0,32 \text{ adódik}$$

A törésképet az ábrán adtuk meg.

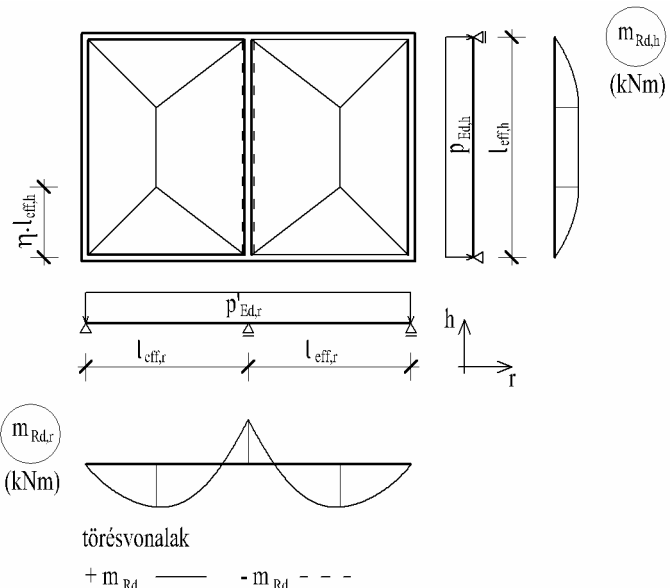
Mértékadó helyettesítő terhelés a többtámaszú-sított irányban ( $r$  irány):

$$p'_{Ed,r} = (1-4\eta/3) \cdot (g_d + 1,5q_d) = (1-4 \cdot 0,32/3) \cdot (9,45 + 1,5 \cdot 6,0) = 10,58 \text{ kN/m}$$

$q_d$  előtt az 1,5-ös szorzó a helyettesítő teher miatt szükséges (lásd VS. 13. o.), így nem kell különböző tehersémákat alkalmazni.

Megjegyzés: Az előző alakváltozási ellenőrzés-hez  $p_{Ed} = 10 \text{ kN/m}$  terhelést feltételeztünk.

$$p_{Ed,r} = (1-4\eta/3) \cdot (g_d + q_d) = (1-4 \cdot 0,32/3) \cdot (9,45 + 6,0) = 8,86 \text{ kN/m} < 10 \text{ kN/m} \text{ rendben!}$$



Mértékadó hajlítónyomaték  $r$ -irányban a támaszvonal fölött és a mezőkben is (VS 13. o. alján):

$$m^+_{Ed,r} = m^-_{Ed,r} = p'_{d,r} l_r^2 / 11,6 = 10,58 \cdot 6,05^2 / 11,6 = 33,38 \text{ kNm}$$

### 3. A vasalás meghatározása a többtámaszú "r" irányban

Pozitív nyomatékok alul okoznak húzást, ahol a betonfedés 20 mm (száraz tér felőli oldal). Hatásos magasság  $\phi 12$ -es acélbetéteket feltételezve:

$$d_r^+ = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$$

1 m széles lemezsávra vonatkozóan

$\Sigma M_s = 0$  :

$$x_c b f_{cd} (d - x_c/2) = m_{Rd,r} = m_{Ed,r}$$

$$x_c = d_r - \sqrt{d_r^2 - \frac{2m^+_{Ed,r}}{b f_{cd}}} = 174 - \sqrt{174^2 - \frac{2 \cdot 33,38 \cdot 10^6}{1000 \cdot 13,3}} = 15,1 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = \xi_{c0} d_r = 0,49 \cdot 174 = 85,0 \text{ mm}$$

$x_c < x_{c0}$  rendben!

$$\Sigma M_c = 0 : a_s = \frac{m^+_{Ed,r}}{f_{yd} (d - x_c/2)} = \frac{33,38 \cdot 10^6}{435 \cdot (174 - 15,1/2)} = 461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Alkalmazzunk  $\phi 12/200$  vasalást ( $565 \text{ mm}^2/\text{m}$ )!

Negatív nyomatékok felül okoznak húzást, ahol a betonfedés 35 mm kell hogy legyen (XC3 jelű környezet, VS 50. o.)! Hatásos magasság  $\phi 12$ -es acélbetéteket feltételezve:

$$d_r^- = 200 - 35 - 6 = 159 \text{ mm}$$

1 m széles lemezsávra vonatkozóan

$\Sigma M_s = 0$  :

$$x_c b f_{cd} (d_r^- - x_c/2) = m_{Rd} = m_{Ed}$$

$x_c$ -t kifejezve:

$$x_c = d_r^- - \sqrt{(d_r^-)^2 - \frac{2m^-_{Ed,r,\max}}{b f_{cd}}} = 159 - \sqrt{159^2 - \frac{2 \cdot 33,38 \cdot 10^6}{1000 \cdot 13,3}} = 16,7 \text{ mm} < x_{c0} = \xi_{c,pl} d = 0,2 \cdot 159 = 31,8 \text{ mm}$$

$$z = 159 - 16,7/2 = 150,7 \text{ mm}$$

$$\Sigma M_c = 0 : a_s = \frac{m^-_{Ed,x,\max}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{33,38 \cdot 10^6}{435 \cdot 150,7} = 509 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Alkalmazzunk itt is  $\phi 12/200$  vasalást ( $565 \text{ mm}^2/\text{m}$ )!

Felső elosztóvasalás 20% (VS 56. o.):

$$a_{s,t} = 0,2 \cdot 565 = 113 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8/250 \text{ (201 mm}^2/\text{m)}$$

#### 4. Repedéstágasság egyszerűsített ellenőrzése (VS. 48. o.)

Mértékadó a negatív nyomatékra tervezett felső vasalásnál a  $w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$  követelmény (XC3 környezeti osztály).

A kvázi állandó terhelés -  $\psi_2=0,6$  - mellett (VS. 9. o.):

$$p_{qp,r} = (1 - 4 \cdot 0,32/3) \cdot (7,0 + 0,6 \cdot 4,0) = 5,39 \text{ kN/m}^2$$

Az acélfeszültség közelítő értéke:

$$\sigma_s = f_{yd} p_{qp,r} / p_{d,r} = 435 \cdot 5,39 / 10,58 = 222 \text{ N/mm}^2$$

A tervezett felső vasalás ( $\phi 12/200$ ) repedéskorlátozási szempontból megfelelő (VS. 48. o. táblázat), mert  $222 \text{ N/mm}^2$  vasfeszültség esetén kb 20 mm-es vasátmérő megengedett.

#### 5. Felső vasalás a lemezsarkok környezetében (VS 14. o.)

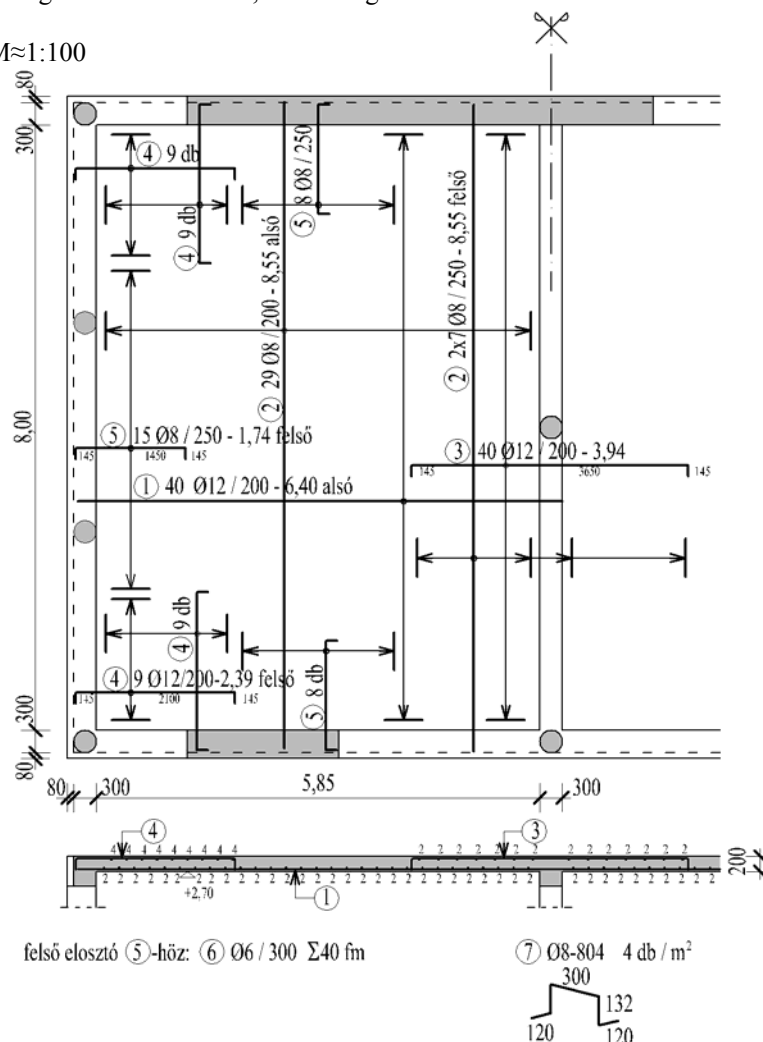
A felemelkedésben gátolt lemezsarkok környezetében csavarónyomatékok keletkeznek. Ezek egyensúlyozására

$$m_{xy} = m_{Ed} = m_{Ed,r} = 33,38 \text{ kNm/m}$$

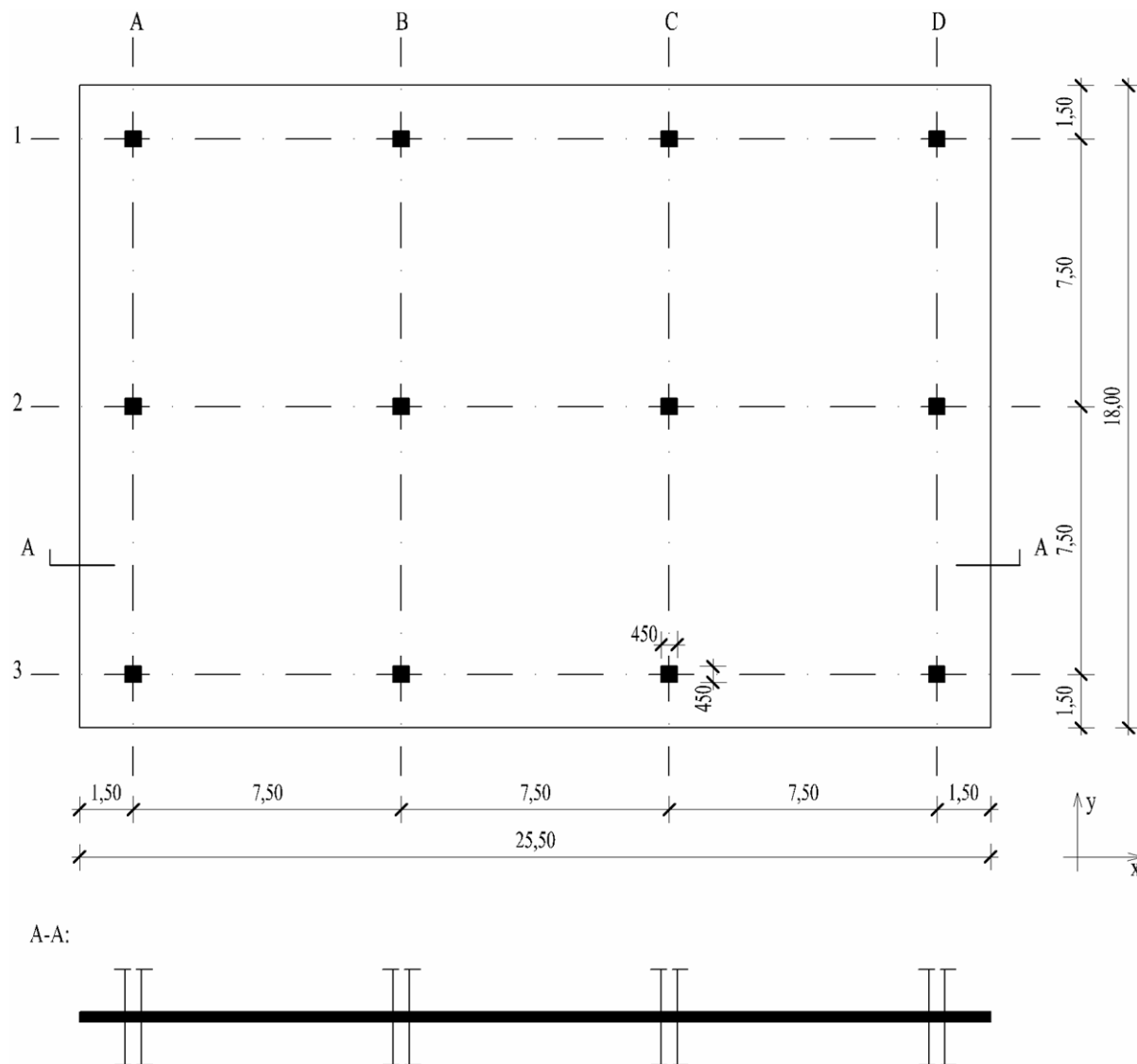
nagyságú nyomatékra méretezett kétirányú felső vasalást kell tervezni. Alkalmazzunk itt is  $\phi 12/200$  ( $565 \text{ m}^2/\text{m}$ ) vasalást!

A felső vasalást mindkét irányban a megfelelő támaszköz 0,2-szereséig kell vezetni.

#### 5. Vasbeton lemez vasalási terve $M \approx 1:100$



## 2.10. Pontokon megtámasztott síklemez földém



### Feladat

Tervezzük meg az ábrán látható síklemez földém x- és y-irányú vasalásának keresztmetszetét egy lemezsávban valamint oszlopsávban az alábbi teheradatok, anyagok, funkció és környezeti feltételek mellett!

Végezzük el a legjobban igénybevett oszlopfej átszűrődés vizsgálatát!

Anyagminőségek:

Beton: C25/30 Betonacél: B60.50

Terhek:

A 280 mm vastag vasbeton lemez önsúlya:

$$g_{k1} = 28 \cdot 0,25 = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

Burkolati rétegek súlyának karakterisztikus értéke:

$$g_{k2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Átlagos válaszfal terhelés karakterisztikus értéke:

$$g_{k3} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Az épület irodaépület, a földemek hasznos terhelése:

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Környezeti feltételek: száraz környezet. A minimális betonfedés:  $c = 20 \text{ mm}$

*Megoldás*

1. A terhelés tervezési értéke

állandó teher karakterisztikus értéke:  $g_k = 7,00 + 2,5 + 1,5 = 11,00 \text{ kN/m}^2$

hasznos terhelés karakterisztikus értéke:  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

a terhelés tervezési értéke teherbírási határállapotban:

minimális terhelés:  $p_{Ed} = 1,35 \cdot 11,00 = 14,85 \text{ kN/m}^2$

maximális terhelés:  $p_{Ed} = 1,35 \cdot 11,50 + 1,5 \cdot 2,0 = 17,85 \text{ kN/m}^2$

2. Igénybevételek számítása

A nyomatékokat először egy 1 m széles x- illetve y-irányú lemezsávra határozzuk meg Cross-módszerrel.

2.1. x-irány

Merevségek:  $k_1 = 3/7,50 = 0,40$

$k_{2,\text{szimm}} = 2/7,50 = 0,27$

$k_2 = 4/7,50 = 0,53$

Nyomatékosztók: szimmetrikus esetben:

$\alpha_{B1} = 0,4/0,67 = 0,6$

$\alpha_{B2} = 0,4$

nem szimmetrikus esetben:

$\alpha_{B1} = 0,4/0,93 = 0,43$

$\alpha_{B2} = 0,57$

Kezdeti befogási nyomatékok:

$M_{Ak,\min} = 14,85 \cdot 1,5^2/2 = 16,71 \text{ kNm}$

$M_{Ak,\max} = 17,85 \cdot 1,5^2/2 = 20,08 \text{ kNm}$

$M_{B1,\min} = 14,85 \cdot 7,5^2/8 = 104,41 \text{ kNm}$

$M_{B1,\max} = 17,85 \cdot 7,5^2/8 = 125,51 \text{ kNm}$

$M_{B2,\min} = 14,85 \cdot 7,5^2/12 = 69,61 \text{ kNm}$

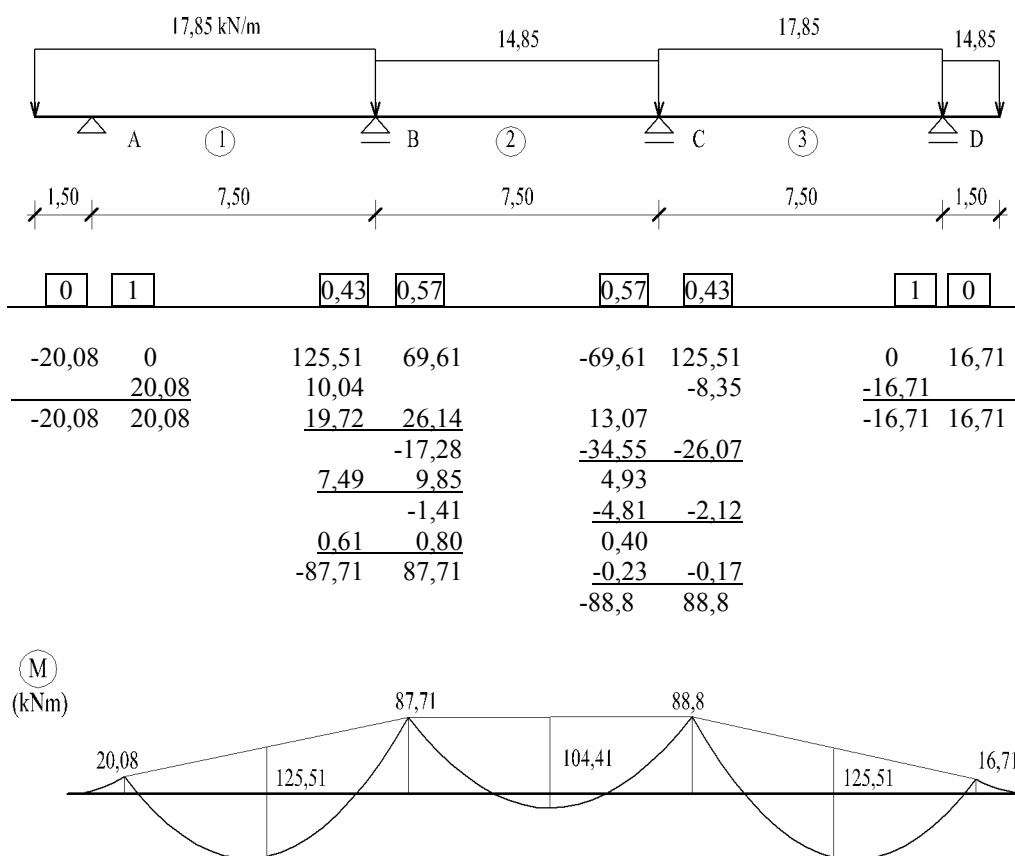
$M_{B2,\max} = 17,85 \cdot 7,5^2/12 = 87,71 \text{ kNm}$

Terhelési esetek:

A vizsgált négy terhelési eset számításának részleteit az alábbi ábrákon mutatjuk be.

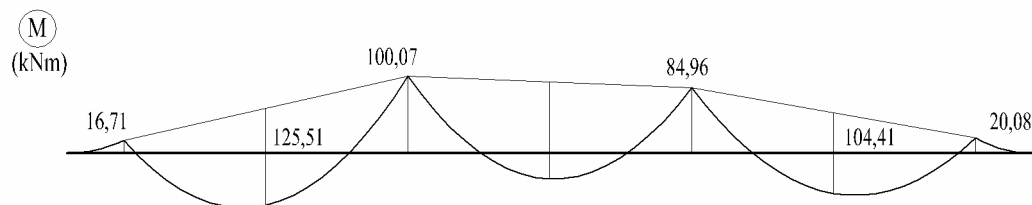
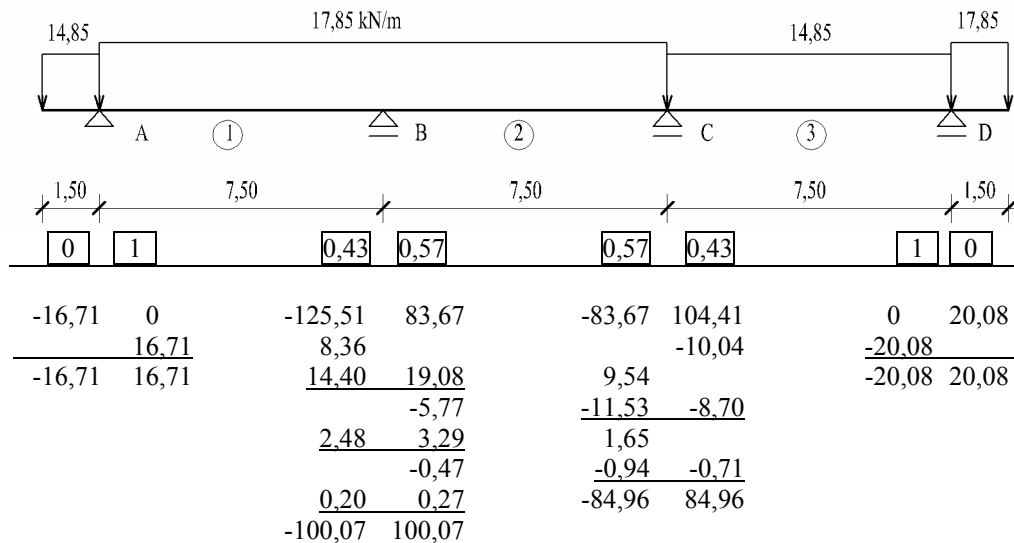
x – irány

1. terhelési eset ( $A_{\max}$ ,  $-M_{A,\max}$  illetve tükörképben  $D_{\max}$ ,  $-M_{D,\max}$ )



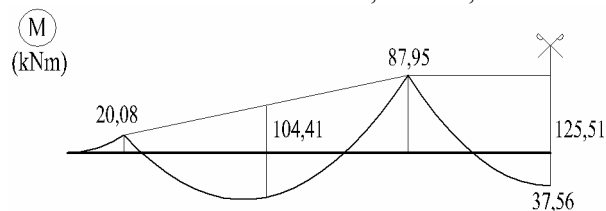
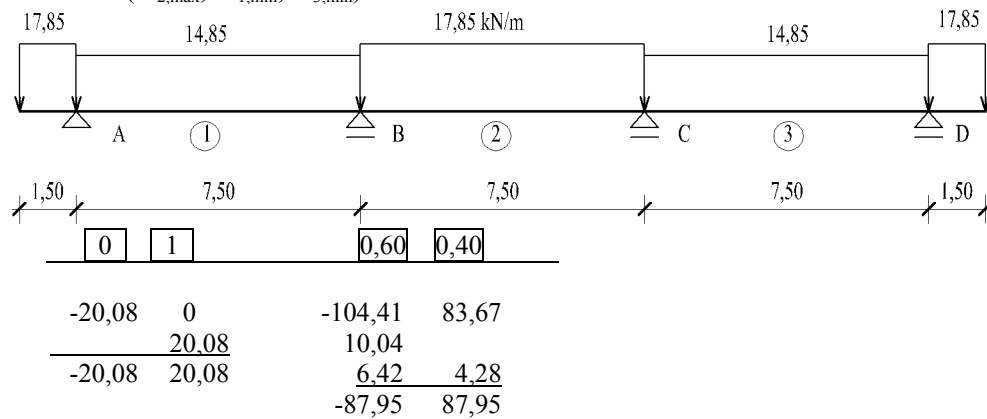
x – irány

2. terhelési eset ( $B_{\max}$ ,  $-M_{B\max}$  illetve tükörképpen  $C_{\max}$ ,  $-M_{C,\max}$ )



x – irány

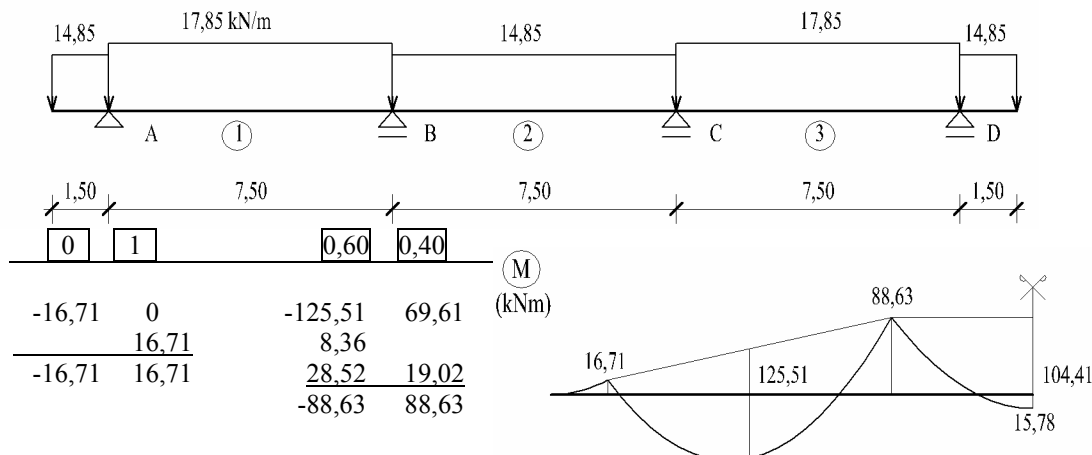
3. terhelési eset ( $M_{2,\max}$ ,  $M_{1,\min}$ ,  $M_{3,\min}$ )





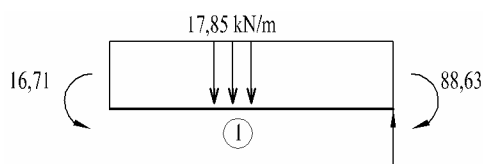
x – irány

4. terhelési eset ( $M_{1,max}$ ,  $M_{3,max}$ ,  $M_{2,min}$ )



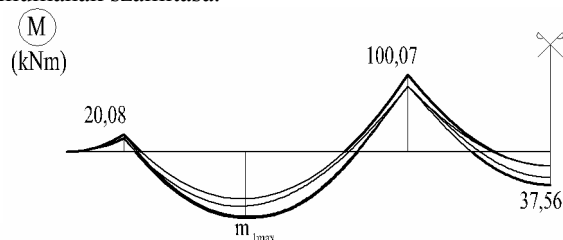
Szélső nyomatéki ábra és az 1. mező nyomatéki maximumának számítása.

Az  $m_x$  nyomatéki ábra csúcsának levágása a belső támasz fölött.

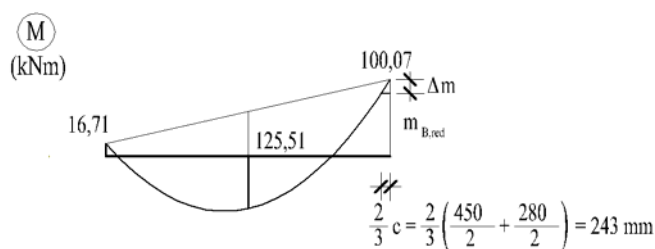


$$B' = 17,85 \cdot 3,75 + \frac{88,63 - 16,71}{7,50} = 76,53 \text{ kN}$$

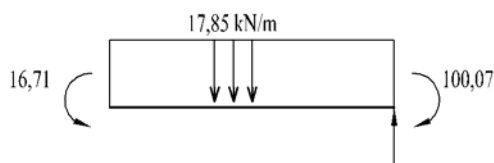
$$m_{1,max} = -88,63 + \frac{76,53^2}{2 \cdot 17,85} = 75,42 \text{ kNm}$$



Az  $m_x$  nyomatéki ábra csúcsának levágása a belső támasz fölött ( $M_{B,max}$  a 2. terhelési esetből)



$$\frac{2}{3}c = \frac{2}{3} \left( \frac{450}{2} + \frac{280}{2} \right) = 243 \text{ mm}$$



$$B' = 17,85 \cdot 3,75 + \frac{100,07 - 16,71}{7,50} = 78,08 \text{ kN}$$

$$\Delta m = 78,08 \cdot 0,243 = 18,97 \text{ kNm}$$

$$m_{B,red} = 100,07 - 18,97 = 81,1 \text{ kNm}$$

Az oszlop- és lemezsávok szélessége:  $7,50/2 = 3,75$  m. A negatív nyomatékokat 75%-25% arányban, a pozitív nyomatékokat 55%-45% arányban osztjuk el az oszlop- és lemezsávok között (VS. 16. o.). E feltételezések alapján:

-az x-irányú oszlopsáv 1 m széles sávjában működő szélső nyomatéki értékek:

$$m_{A0} = -20,08 \cdot 7,5 \cdot 0,75/3,75 = -30,12 \text{ kNm/m}$$

$$m_{10} = 75,42 \cdot 7,5 \cdot 0,55/3,75 = 82,96 \text{ kNm/m}$$

$$m_{B0} = -81,10 \cdot 7,5 \cdot 0,75/3,75 = -121,65 \text{ kNm/m}$$

$$m_{20} = 37,56 \cdot 7,5 \cdot 0,55/3,75 = 41,32 \text{ kNm/m}$$

-az x-irányú lemezsáv 1 m széles sávjában működő szélső nyomatéki értékek:

$$m_{Am} = -20,08 \cdot 7,5 \cdot 0,25/3,75 = -10,04 \text{ kNm/m}$$

$$m_{1m} = 75,42 \cdot 7,5 \cdot 0,45/3,75 = 67,88 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Bm} = -81,10 \cdot 7,5 \cdot 0,25/3,75 = -40,55 \text{ kNm/m}$$

$$m_{2m} = 37,56 \cdot 7,5 \cdot 0,45/3,75 = 33,80 \text{ kNm/m}$$

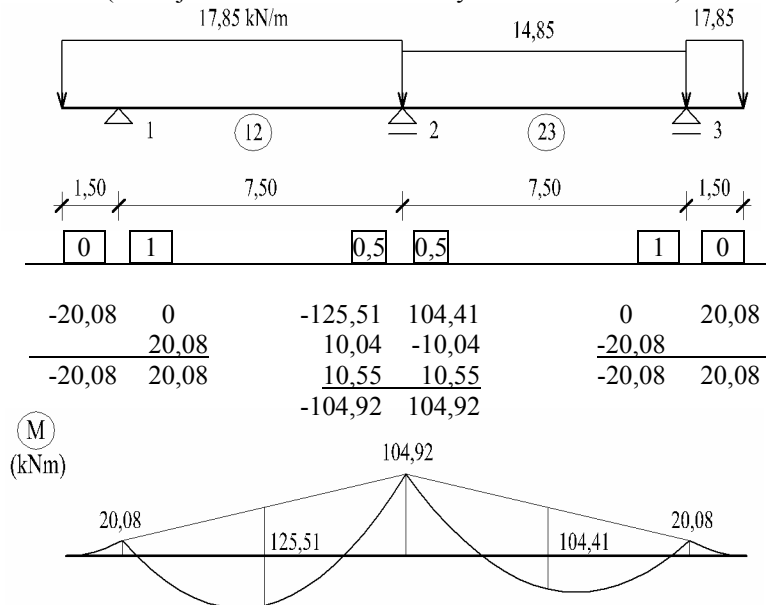
## 2.1. y-irány

Szimmetria miatt a középső támasznál a nyomatékosztók 0,5-0,5 értékűek. A kezdeti befogási nyomatékok értékei az x-irányú számításból már ismertek.

A terhelési esetek számítási részletei az alábbi ábrákon láthatók.

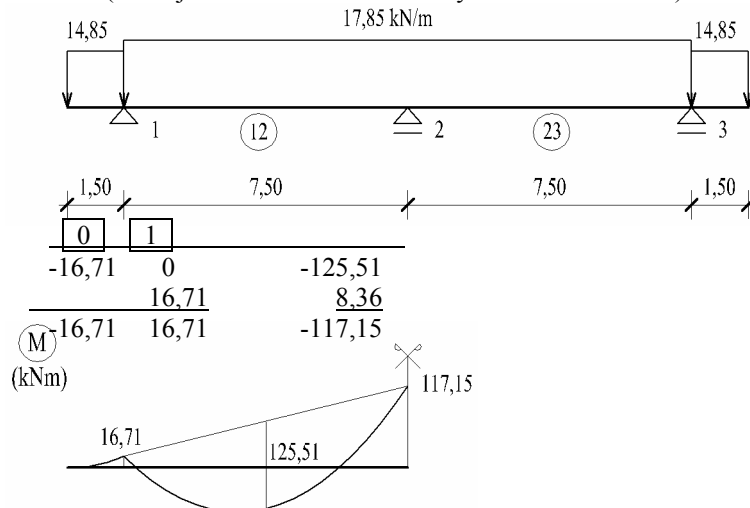
y – irány

1. terhelési eset (Az 1. jelű támaszerő és támasznyomaték maximuma)



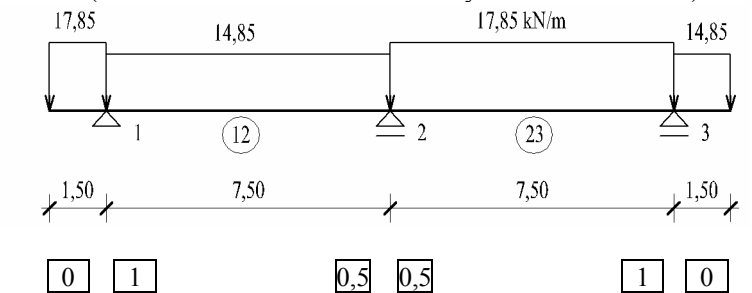
y – irány

2. terhelési eset (Az 2. jelű támaszerő és támasznyomaték maximuma)

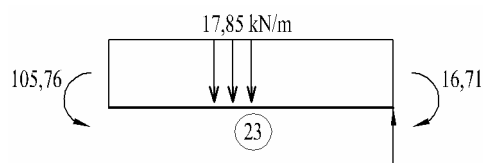
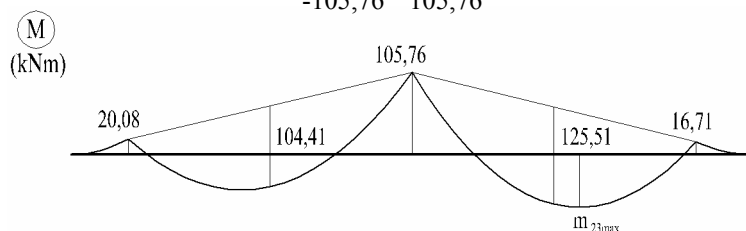


y – irány

3. terhelési eset (a 2. és 3. támaszok közötti mező nyomatéki maximuma)



-20,08	0	-104,41	125,51	0	16,71
	<u>20,08</u>		<u>10,04</u>		<u>-16,71</u>
-20,08	20,08	-11,39	11,39	-16,71	
		<u>-105,76</u>	<u>105,76</u>		

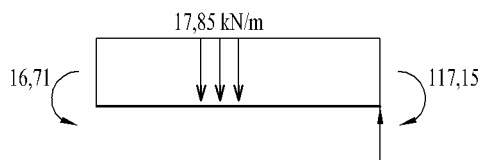
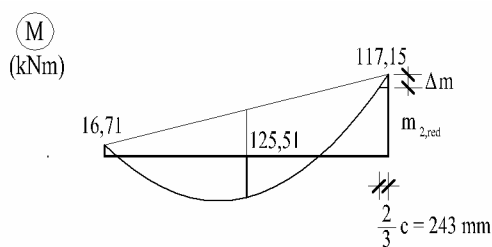


$$V_2' = 17,85 \cdot 3,75 - \frac{105,76 - 16,71}{7,50} = 55,06 \text{ kN}$$

$$m_{23,max} = -16,71 + \frac{55,06^2}{2 \cdot 17,85} = 68,21 \text{ kNm}$$

A 2-3 mező nyomatéki maximuma

Az  $m_y$  nyomatéki ábra csúcsának levágása a belső támasz fölött



$$V_2'' = 17,85 \cdot 3,75 + \frac{117,15 - 16,71}{7,50} = 80,33 \text{ kN}$$

$$\Delta m_2 = 80,33 \cdot 0,243 = 19,52 \text{ kNm}$$

$$m_{2,red} = 117,15 - 19,52 = 97,63 \text{ kNm}$$

Az oszlop- és lemezsávok szélességére és a nyomatékok szétosztási arányaira vonatkozó feltételezések ugyanazok, mint  $x$ -irányban. E feltételezések alapján:

-az  $y$ -irányú oszlopsáv 1 m széles sávjában működő szélső nyomatéki értékek:

$$m_{1o} = -20,08 \cdot 7,5 \cdot 0,75 / 3,75 = -30,12 \text{ kNm/m}$$

$$m_{12o} = 68,21 \cdot 7,5 \cdot 0,55 / 3,75 = 75,03 \text{ kNm/m}$$

$$m_{2o} = -97,63 \cdot 7,5 \cdot 0,75 / 3,75 = -146,45 \text{ kNm/m}$$

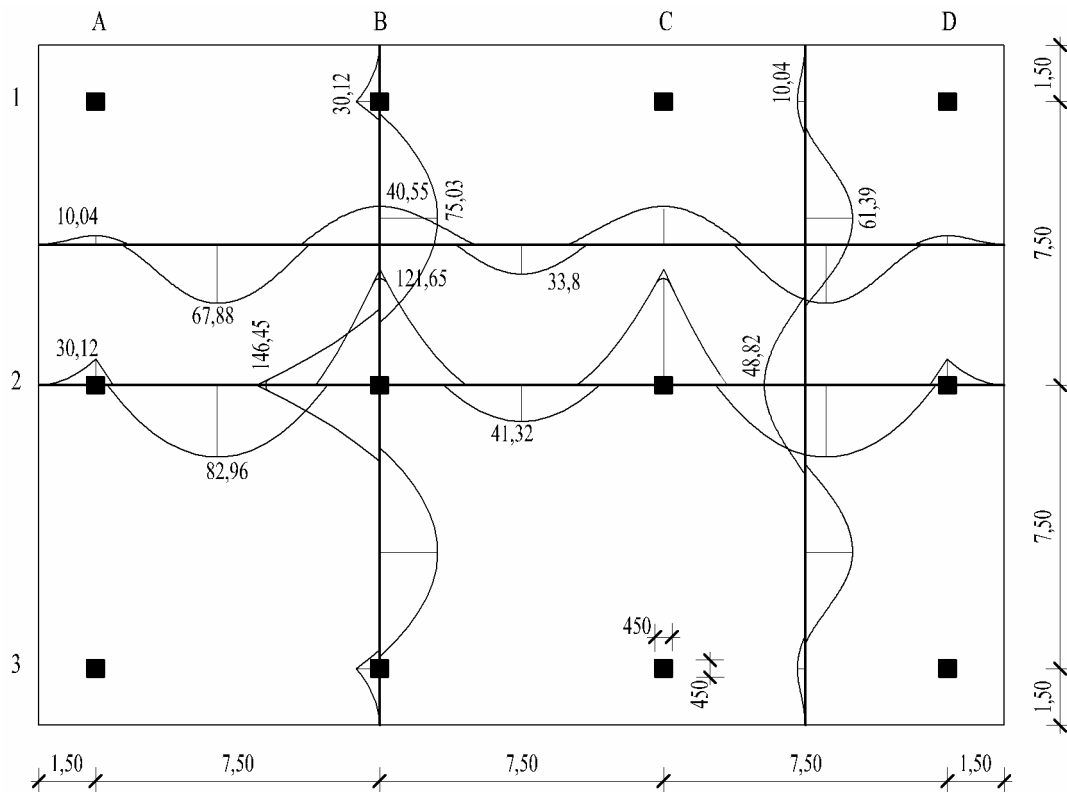
-az  $y$ -irányú lemezsáv 1 m széles sávjában működő szélső nyomatéki értékek:

$$m_{1m} = -20,08 \cdot 7,5 \cdot 0,25 / 3,75 = -10,04 \text{ kNm/m}$$

$$m_{12m} = 68,21 \cdot 7,5 \cdot 0,45 / 3,75 = 61,39 \text{ kNm/m}$$

$$m_{2m} = -97,63 \cdot 7,5 \cdot 0,25 / 3,75 = -48,82 \text{ kNm/m}$$

Az oszlop- és lemezsávok 1 m széles sávjának nyomatékait a jobb áttekinthetőség kedvéért az alaprajzba beforgatva ábrázoltuk:



### 3. Keresztmetszetek méretezése hajlításra

20 mm-es acélbetét átmérő feltételezésével a nagyobb hatékony magasság  $y$ -irányban:

$$d_y = 280 - 20 - 10 = 250 \text{ mm}$$

$$d_x = d_y - 20 = 250 - 20 = 230 \text{ mm}$$

A minimális vasmenyiség:  $a_{s,min} = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 250 = 325 \text{ mm}^2$

A hajlítási méretezés eredményeit táblázatban foglaltuk össze:

Irány/sáv	Hely	$m_{Ed}$ (kNm/m)	$x$ (mm)	$a_{s,req}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi_s$ (mm)	$s$ (mm)	$a_{s,prov}$ (mm <sup>2</sup> )
x-irány oszlopsáv	A	-30,12	7,32	281	12	250	452
	1. mező	82,96	20,73	796	16	250	804
	B	-121,65	31,06	1192	16	150	1341
	2. mező	41,32	10,11	388	12	250	452
x-irány lemezszáv	A	-10,04	2,42	93	12	250	452
	1. mező	67,88	16,82	646	16	250	804
	B	-40,55	9,9	380	10	200	393
	2. mező	33,80	8,23	316	12	250	452
y-irány oszlopsáv	1	-30,12	7,98	307	12	250	452
	12 mező	75,03	20,44	785	16	250	804
	2	-146,45	41,95	1610	16	125	1608
y-irány lemezszáv	1	-10,04	2,65	104	12	250	452
	12 mező	61,39	16,58	637	16	250	804
	2	-48,82	13,08	503	16	250	804

A belső oszlopok fölött a negatív nyomatékra tervezett vasalást 33%-kal meg kell növelni az oszloptengely két oldalán 1/4-1/4 oszlopsáv szélességében (VS. 16. o.).

x-irányban a B2 és C2 oszlop fölött 1,875 m szélességben a megnövelt fajlagos vasalás mennyisége:

$$a_{s,req}' = 1,33 \cdot 1192 = 1585 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 16 \quad s=125 \text{ mm} (1608 \text{ mm}^2/\text{m}).$$

y-irányban a B2 és C2 oszlop fölött 1,875 m szélességben a megnövelt fajlagos vasalás mennyisége:

$$a_{s,req}' = 1,33 \cdot 1610 = 2141 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \phi 16 \quad s=90 \text{ mm} (2231 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Ugyancsak a belső oszlopok fölött az oszlopsáv külső 1/4-1/4-ében a vasalás intenzitása 33%-kal csökkenthető (VS. 16. o.).

x-irányban a B2 és C2 oszlop fölött az oszlopsáv külső 0,94-0,94 m szélességében a lecsökkentett fajlagos vasalás mennyisége:

$$a_{s,req}' = 0,67 \cdot 1192 = 799 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 16 \quad s=250 \text{ mm} (804 \text{ mm}^2/\text{m}).$$

y-irányban a B2 és C2 oszlop fölött az oszlopsáv külső 0,94-0,94 m szélességében a lecsökkentett fajlagos vasalás mennyisége:

$$a_{s,req}' = 0,67 \cdot 1610 = 1078 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow \phi 16 \quad s=180 \text{ mm} (1117 \text{ mm}^2/\text{m})$$

#### 4. A lemez méretezése átllyukadásra a B2 oszlopfőjénél

Az átllyukadást okozó mértékadó nyíróerőt az x- és y-irányú 2. tehersemából a B illetve 2 támasznál ébredő reakcióerő maximumok alapján az alábbi megfontolások figyelembe vételével számítjuk. A mindkét irányban többtámaszú, statikailag határozatlan lemezszerkezet reakcióerői az oszlopok központos terhelő mezői alapján számítható támaszreakcióktól (pl. egy belső oszlopra:  $7,5^2 \cdot p_{Ed}$ ) különböznek. A kézi számítás eredményeire támaszkodva ezt a támaszok fölötti nyomatékok különbözőségéből eredő reakcióerő többlettel vesszük figyelembe, amely 1 m széles lemezszávra vonatkozóan:

$$x\text{-irányban: } \Delta B_{Mx} = (100,07 - 16,71)/7,5 + (100,07 - 84,96)/7,5 = 13,13 \text{ kN/m}$$

$$y\text{-irányban: } \Delta B_{My} = 2 \cdot (117,15 - 16,71)/7,5 = 26,78 \text{ kN/m}$$

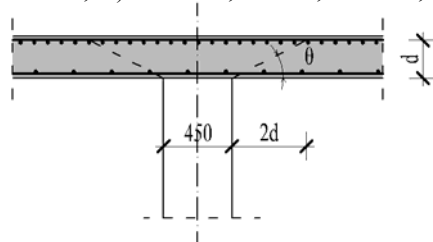
Közelítésképpen az x és y irányban meghatározott fajlagos többletreakció erők átlagát vesszük figyelembe. Az átszűrődés vizsgálat szempontjából mértékadó reakcióerő a B2 (C2) oszlopnál a fentiek alapján:

$$V_{Ed,B2} = 7,5^2 \cdot p_{Ed,max} + 7,5 \cdot (\Delta B_{Mx} + \Delta B_{My})/2 = 7,5^2 \cdot 17,85 + 7,5 \cdot (13,13 + 26,78)/2 = 1004,1 + 149,7 = 1153,8 \text{ kN}$$

Az oszlopfő metszete:

$$d_y = 280 - 20 - \frac{16}{2} = 252 \text{ mm}$$

$$d_x = 252 - 16 = 236 \text{ mm}$$



$$d_{\text{eff}} = \frac{d_x + d_y}{2} = 244 \text{ mm}$$

Az  $u_1$  kerület távolsága az oszloptengelytől:

$$r_{\text{cont}} = 450/2 + 2 \cdot 244 = 713 \text{ mm}$$

- a) **A betonkeresztmetszet ellenőrzése** az  $u_1$  kerületen (a VS. 24. oldalon megadott összefüggések alkalmazásával)

$$v_{\text{Rd,c}} = \max [C_{\text{Rd,c}} k (100 \rho_l f_{\text{ck}})^{1/3} + 0,10 \sigma_{\text{cp}}, (v_{\text{min}} + 0,10 \sigma_{\text{cp}})]$$

ahol:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{244}} = 1,905 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = \sqrt{\frac{1608 \cdot 2231}{1000^2 \cdot 244^2}} = 0,00776 < 0,02$$

$$\sigma_{\text{cp}} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} = 0, \text{ mert külső hatásból derékerő nem hat a betonkeresztmetszetre}$$

$$C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$v_{\text{min}} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,905^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

$$C_{\text{Rd,c}} k (100 \rho_l f_{\text{ck}})^{1/3} + 0,10 \sigma_{\text{cp}} = 0,12 \cdot 1,905 \cdot (100 \cdot 0,00776 \cdot 25)^{1/3} = 0,61 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\text{Rd,c}} = 0,61 \text{ N/mm}^2$$

A lemezt az oszlop fölött szabadon elfordulónak tekintjük, és feltételezzük, hogy a vízszintes terheket külön e célra tervezett merevítő szerkezet egyensúlyozza.

$$v_{\text{Ed}} = \beta \frac{V_{\text{Ed}}}{u_1 d}$$

A belső oszlopok esetében:  $\beta = 1,15$  (VS. 36. o.).

az oszlop körüli  $u_1$  kerület hossza:

$$u_1 = 4 \cdot 450 + 2 \cdot 2 \cdot 244 \cdot \pi = 4866 \text{ mm}$$

$$v_{\text{Ed}} = \frac{1,15 \cdot 1153,8 \cdot 1000}{4866 \cdot 244} = 1,118 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\text{Ed}} > v_{\text{Rd,c}} \text{ tehát szükséges nyírási vasalást tervezni.}$$

- b) **A nyírási teherbírás felső korlátjának ellenőrzése** az oszlop kerületén

$$v_{\text{Rd,max}} = 0,5 v f_{\text{cd}}$$

$$\text{ahol a hatékonysági szorzó } v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$$v_{\text{Rd,max}} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,7 = 4,51 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\text{Ed}} = \beta \frac{V_{\text{Ed}}}{u_o d} = 1,15 \cdot \frac{1153,8 \cdot 1000}{4 \cdot 450 \cdot 244} = 3,013 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\text{Rd,max}} > v_{\text{Ed}}, \text{ rendben!}$$

- c) **Az oszlopfej nyírási vasalásának tervezése**

A nyírásra vasalt keresztmetszet fajlagos átszűrődési teherbírásra (VS. 38. o.):

$$v_{\text{Rd,cs}} = 0,75 \cdot v_{\text{Rd,c}} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{\text{sw}} \cdot f_{\text{ywd,ef}} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha$$

ahol:  $s_r \leq 0,75 d$  Legyen  $s_r = 0,75 \cdot 244 = 183 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm}!$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d = 250 + 0,25 \cdot 244 = 311 \text{ N/mm}^2$$

Függőleges kengyeleket illetve csapokat tervezünk:  $\sin \alpha = 1$

Behelyettesítve, az  $u_1$  kritikus kerületre vonatkozóan:  $v_{Ed} = v_{Rd,cs}$

$$1,118 = 0,75 \cdot 0,61 + 1,5 \cdot \frac{244}{150} A_{sw} \cdot 311 \cdot \frac{1}{4866 \cdot 244} \cdot 1$$

$$A_{sw} = 1034 \text{ mm}^2$$

$A_{sw}$  a vizsgált kerület mentén elhelyezett nyírási vasalás összes keresztmetszetét jelenti.

Megjegyezzük, hogy a betonra hárítható erőhányad :

$$\frac{0,75 v_{Rd,c}}{v_{Ed}} = \frac{0,75 \cdot 0,61}{1,118} = 0,41 \quad \text{azaz } 41\%$$

Az  $u_1$  kerületen a vasalási elemek kerület menti távolsága  $s_t \leq 1,5d$  kell legyen (VS 56. o.). A vasalási elemek minimális száma tehát itt:

$$\frac{u_1}{1,5d} = \frac{4866}{1,5 \cdot 244} = 13,29$$

Tervezzük sugárirányban elhelyezett csapokat illetve kengyeleket, kerületenként 16 db-ot!

A szükséges *minimális vasátmérő* meghatározása:

$$a_{sw} \geq \frac{1034}{16} = 64,6 \text{ mm}^2 \Rightarrow \phi 10 (78,5 \text{ mm}^2)$$

Ellenőrizzük, hogy a *minimális vashányadnak* megfelelő vaskeresztmetszet biztosított-e! (VS. 57.o.)

$$a_{sw, \min} = \frac{\rho_{w, \min}}{1,5} s_r s_t = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}}{1,5} s_r s_t = \frac{0,08 \sqrt{25} / 500}{1,5} 150 \cdot 366 = 29,3 \text{ mm}^2 < 78,5 \text{ mm}^2 \text{ rendben}$$

Az oszlop kerületétől első vasalási elemeket  $\leq 0,5d = 0,5 \cdot 244 = 122 \rightarrow 100 \text{ mm}$ -re kell helyezni.

Az oszloptól milyen távolságig szükséges a nyírási vasalási elemeket elhelyezni?

Az  $u_{out}$  kerületre - amely mentén már nem szükséges nyírási vasalás – felírható:

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1153,8 \cdot 10^3}{0,61 \cdot 244} = 8915 \text{ mm}$$

Folytonos  $u_{out}$  kerülethez esetén a hozzá tartozó sugár az oszlop tengelyétől mérve:

$$r_{out} = u_{out} / 2\pi = 8915 / 2\pi = 1419 \text{ mm}$$

A legtávolabbi vasalási elemek oszloptengelytől mért távolsága a VS. 38. o. szerkesztési szabályoknak

megfelelően:  $r_{out} - 1,5d = 1419 - 1,5 \cdot 244 = 1053 \text{ mm}$ , az oszlop szélétől:  $1053 - \frac{450}{2} = 828 \text{ mm}$

Hány koncentrikus kerület mentén kell ehhez a vasalási elemeket elhelyezni?

$$100 + (n-1) \cdot s_r = 100 + (n-1) \cdot 150 \geq 828 \Rightarrow n \geq 6,$$

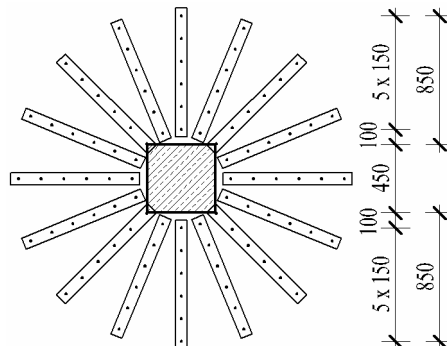
azaz legalább 6 kerület mentén

A vasalási elemek közötti  $s_t$  kiosztási távolság a legkülső kerületen:

$$s_t = \frac{2 \cdot \left[ \frac{450}{2} + 100 + (6-1) \cdot 150 \right] \cdot \pi}{16} = 422 \text{ mm} < 2d = 2 \cdot 244 = 488 \text{ mm, rendben, azaz az } u_{\text{out}} \text{ kerület}$$

valóban folytonos!

A nyírási vasalási elemek kiosztása az ábrán látható, példaként zömített fejű tüskesoros vasalást ábrázoltunk (VS. 58. o.):



A részlettervezés során a termék gyártójának jóváhagyott alkalmazási szabályait be kell tartani.

## 5. Ellenőrzés használhatósági határállapotban

### 5.1. Repedéskorlátozás közelítő ellenőrzése

A követelmény:  $w_{\text{max}}=0,4 \text{ mm}$  (belső száraz környezet)

A kvázi állandó terhelés értéke:

$$p_{\text{qp}} = g_k + \psi_2 q_k = 9,5 + 0,3 \cdot 2,0 = 11 \text{ kN/m}^2$$

Az acélfeszültség becsült értéke használati állapotban:

$$\sigma_s \approx (11/17,85) \cdot 435 = 268 \text{ N/mm}^2$$

A repedéstágasság korlátozása szempontjából a legnagyobb acélbetét átmérő (táblázatból) 16 mm, a megengedett legnagyobb acélbetét távolság 200 mm lehet, így a tervezett értékek megfelelnek.

### 5.2. Alakváltozási határállapot ellenőrzése

#### 5.2.1. Közelítő ellenőrzés táblázati adatok segítségével

A vasbeton lemez eleget tesz a  $w \leq l/250$  lehajlás-korlátozásnak (VS. 42. o.), ha

$$\frac{l/K}{d} \leq \alpha (l/d)_{\text{eng}}$$

Esetünkben:  $K = 1,2$  és  $\frac{l/K}{d} = \frac{7500/1,2}{244} = 25,6$

Közelítően:  $\beta = \frac{A_{s,\text{prov}}}{A_{s,\text{requ}}} \frac{500}{f_{yk}} \approx 1$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \beta \frac{p_{\text{Ed}}}{p_{\text{qp}}}} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{17,85}{11}} = 0,90$$

Az  $(l/d)_{\text{eng}}$  karcsúsági határ a VS. 43. o. táblázatból 24,75.

$$\alpha (l/d)_{\text{eng}} = 0,9 \cdot 24,75 = 22,27 < 25,6 \text{ nem felel meg!}$$

Pontosabb igazolás és ennek alapján esetleg valamilyen intézkedés, például a lemezvastagság növelése lehet szükséges.

#### 5.2.2. A lehajlás ellenőrzése számítással

Az alakváltozási követelmény szerint a kvázi állandó terhelésből számított lehajlás nem lehet nagyobb, mint a támaszok 250-ed része:

$$w \leq 7500/250 = 30 \text{ mm}$$



Határozzuk meg a legnagyobb lehajlást a *részleges berepedés figyelembe vételével* (VS. 45. o.) :

$$w_{\max} = \zeta w_{II} + (1 - \zeta) w_I, \text{ ahol } \zeta = 1 - 0,5 (M_{cr}/M)^2 \geq 0 \text{ és } M_{cr} \text{ a repesztőnyomaték}$$

Az alábbi közelítéseket fogadjuk el!

1. Az A-B és 2-3 tengelyek közötti mező közepén kvázi állandó terhelés hatására keletkező lehajlást a B2 és B3 oszlopok közötti  $y$  irányú oszlopsávban valamint a 2 és 3 tengelyek közötti  $x$  irányú mezősávban mint két végén befogott, egyenletesen megoszló teherrel terhelt tartóban a VS. 46. oldalán megadott összefüggések alapján határozzuk meg.

2. Helyettesítő teher-szerű kváziállandó teherintenzitást határozzunk meg a keresztmetszeti méretezéshez a vizsgált sávban meghatározott nyomatékok ( $m_{\max}^-$  és  $m_{\max}^+$ ) összegéből kiindulva:

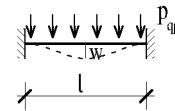
$$p_{qp,eff} = \frac{8 \cdot p_{qp} / p_{Ed,max} (|m_{\max}^-| + m_{\max}^+)}{l^2}$$

3. A zsugorodás hatását a lehajlásokra elhanyagoljuk

A lehajlásokat tehát mindkét végén befogott,  $p_{qp,eff}$  egyenletesen megoszló teherrel terhelt gerenda maximális lehajlásaként számítjuk az  $y$  irányú oszlopsávban és a mezőközépen merőlegesen csatlakozó  $x$  irányú mezősávban, és a kiszámított értékeket összegezzük:

$$w_{\max} = w^{y,o} + w^{x,m} \quad \text{ahol} \quad w^{y,o} = (1 - \zeta) w_I^{y,o} + \zeta w_{II}^{y,o} \quad \text{és} \quad w^{x,m} = (1 - \zeta) w_I^{x,m} + \zeta w_{II}^{x,m}$$

$$w_I = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff} l^4}{E_{c,eff} I_I}, \quad w_{II} = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff} l^4}{E_{c,eff} I_{II}}$$



Keresztmetszeti jellemzők számítása

A keresztmetszeti jellemzők számításánál mindkét irányú vizsgált lemezsáv esetében közelítésként a pozitív nyomatékra meghatározott vasmennyiséget vesszük figyelembe, ami mindkét esetben  $\phi 16/250$  ( $804 \text{ mm}^2$ ), és a keresztmetszet hatékony magasságát - ugyancsak közelítésként - a 244 mm-es átlagértékkel számítjuk

A VS. 5. o. adatai alapján:

$$E_{cm} = 31\,000 \text{ N/mm}^2 \quad E_{c,eff} = 9300 \text{ N/mm}^2 \quad \varphi(\infty, t_0) = 2,35 \quad f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200\,000 / 9300 = 21,5$$

A keresztmetszet területe és súlypontjának helye repedésmentes állapotban:

$$A_I = b h + \alpha_e A_{s1} = 1000 \cdot 280 + 21,5 \cdot 804 = 297286 \text{ mm}^2$$

$$c_I = \frac{b h^2 / 2 + \alpha_e A_{s1} d_1}{A_I} = \frac{1000 \cdot 280^2 / 2 + 21,5 \cdot 804 \cdot 244}{297286} = 146 \text{ mm}$$

A keresztmetszet másodrendű inercianyomatéka a súlyponti tengelyre repedésmentes állapotban:

$$\begin{aligned} I_I &= \frac{b c_I^3}{3} + \frac{b (h - c_I)^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - c_I)^2 = \\ &= \frac{1000 \cdot 146^3}{3} + \frac{1000 \cdot 134^3}{3} + 21,5 \cdot 804 \cdot (244 - 146)^2 = 20,05 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

A repesztőnyomaték átlagos értéke:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_I}{h - c_I} = 2,6 \frac{20,05 \cdot 10^8}{280 - 146} = 0,389 \cdot 10^8 \text{ Nmm} = 38,9 \text{ kNm}$$

A berepedt keresztmetszet inerciáját a VS 47. o. szerinti táblázat segítségével határozzuk meg:

$$I_{II} = \eta \frac{b d^3}{12}$$

$\eta$  értékeit a táblázat  $\alpha_e \frac{A_{s1}}{b d} = 21,5 \frac{804}{1000 \cdot 244} = 0,0708$  függvényében tartalmazza.

A nyomott vasalást elhanyagoljuk, így a táblázatból interpolációval  $\eta = 0,516$

$$I_{II} = \eta \frac{bd^3}{12} = 0,516 \frac{1000 \cdot 244^3}{12} = 6,246 \cdot 10^8 \text{ mm}^2$$

Lehajlás számítása az y irányú oszlopsávban

$$p_{qp}/p_{Ed,max} = 11/18,75 = 0,616$$

Egyenértékű kváziállandó teherintenzitás:

$$p_{qp,eff}^y = \frac{8 \cdot 0,616 \cdot (|m_{max}^-| + m_{max}^+)}{l^2} = \frac{8 \cdot 0,616 \cdot (146,45 + 75,03)}{7,5^2} = 19,4 \text{ kN/m}$$

$\zeta$  értékét közelítésként a pozitív nyomatékra számított értéként vesszük figyelembe:

$$\zeta = 1 - 0,5 (M_{cr}/M)^2 \cong 1 - 0,5 \cdot (38,9 / (0,616 \cdot 75,03))^2 = 0,646$$

$$w_I^{y,o} = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff}^y l^4}{E_{c,eff} I_I} = \frac{1}{384} \frac{19,4 \cdot 7500^4}{9300 \cdot 20,05 \cdot 10^8} = 8,57 \text{ mm}$$

$$w_{II}^{y,o} = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff}^y l^4}{E_{c,eff} I_{II}} = \frac{1}{384} \frac{19,4 \cdot 7500^4}{9300 \cdot 6,246 \cdot 10^8} = 27,51 \text{ mm}$$

$$w_{max}^{y,o} = \zeta w_{II}^{y,o} + (1 - \zeta) w_I^{y,o} = 0,646 \cdot 27,51 + (1 - 0,646) \cdot 8,57 = 21,3 + 1,9 = 20,8 \text{ mm}$$

Lehajlás számítása az x irányú lemezsávban

Egyenértékű kváziállandó teherintenzitás:

$$p_{qp,eff}^x = \frac{8 \cdot 0,616 \cdot (|m_{max}^-| + m_{max}^+)}{l^2} = \frac{8 \cdot 0,616 \cdot (40,55 + 67,88)}{7,5^2} = 9,5 \text{ kN/m}$$

$\zeta$  értékét közelítésként itt is a pozitív nyomatékra számított értékeként vesszük figyelembe:

$$\zeta = 1 - 0,5 (M_{cr}/M)^2 \cong 1 - 0,5 \cdot (38,9 / (0,616 \cdot 67,88))^2 = 0,567$$

$$w_I^{x,m} = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff}^x l^4}{E_{c,eff} I_I} = \frac{1}{384} \frac{9,5 \cdot 7500^4}{9300 \cdot 20,05 \cdot 10^8} = 4,2 \text{ mm}$$

$$w_{II}^{x,m} = \frac{1}{384} \frac{p_{qp,eff}^x l^4}{E_{c,eff} I_{II}} = \frac{1}{384} \frac{9,5 \cdot 7500^4}{9300 \cdot 6,246 \cdot 10^8} = 13,5 \text{ mm}$$

$$w_{max}^{x,m} = \zeta w_{II}^{x,m} + (1 - \zeta) w_I^{x,m} = 0,567 \cdot 13,5 + (1 - 0,567) \cdot 4,2 = 7,65 + 1,82 \approx 9,5 \text{ mm}$$

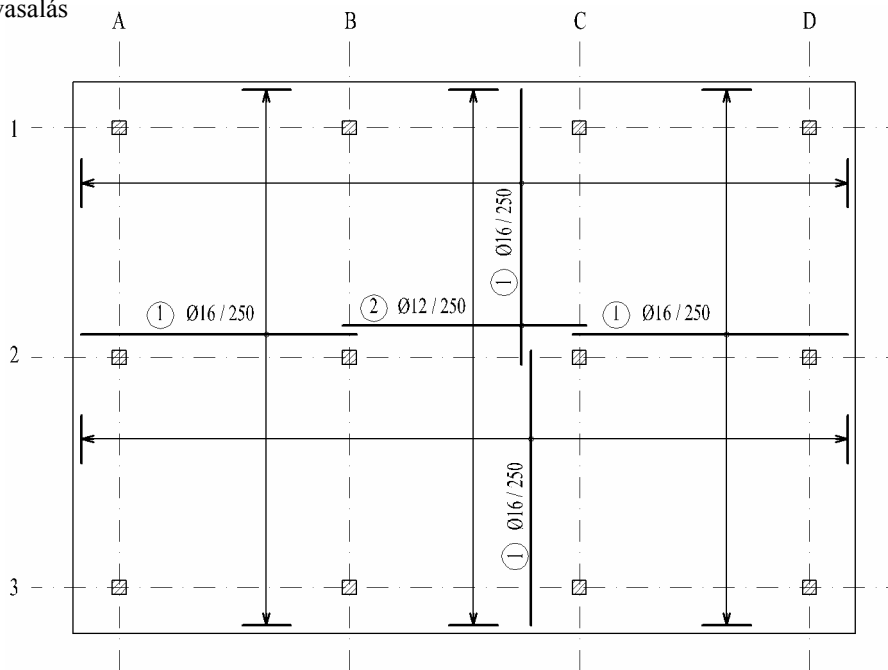
A teljes lehajlás:

$$w_{max} = w_{max}^{y,o} + w_{max}^{x,m} = 20,8 + 9,5 = 30,3 \text{ mm} > 30 \text{ mm, de kb. megfelel!}$$

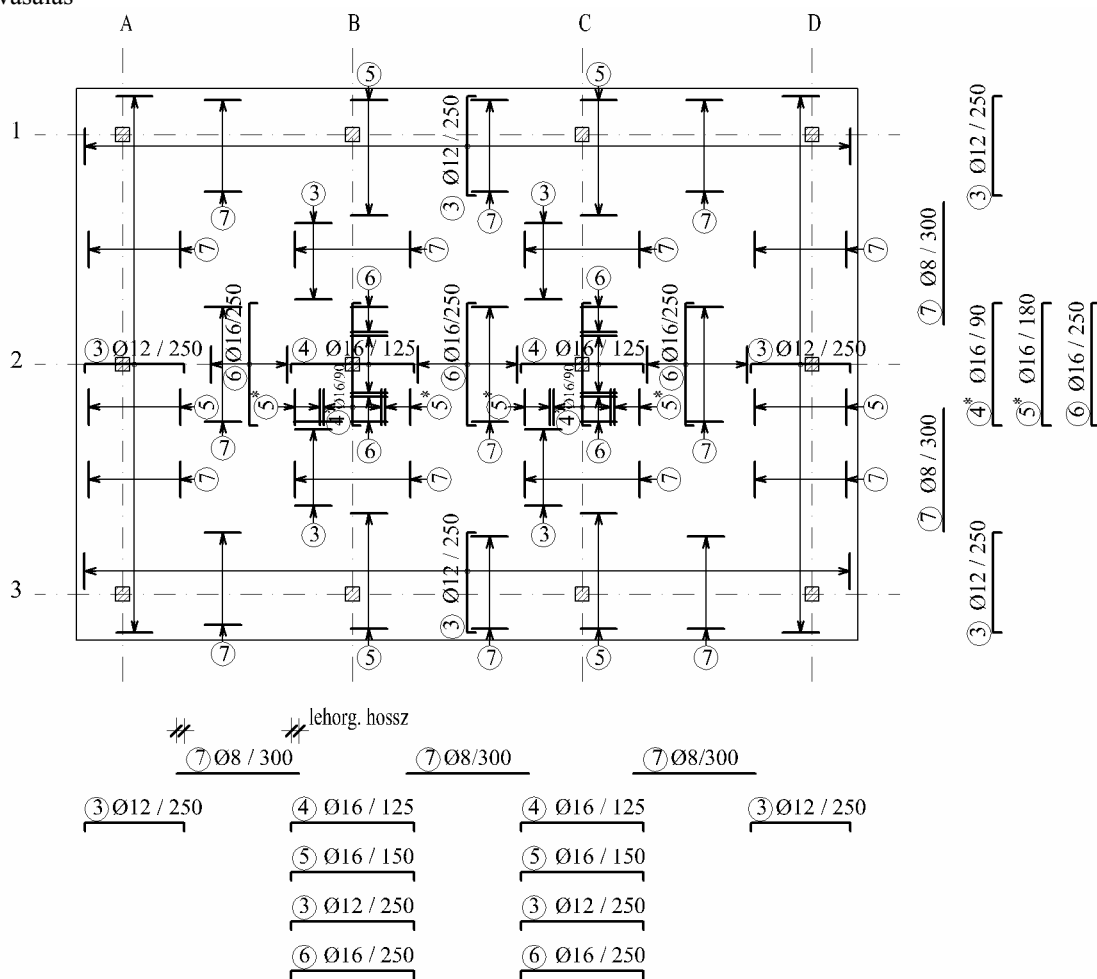


A síklemez földem vasalási vázlata:

a./ alsó vasalás



b./ felső vasalás



## VASBETON LEMEZEK

### Gyakorló feladatok és kérdések

#### Vasbeton lemezek vasalási rendszere

Konzollemezek kivételével a vasbeton lemezek *alsó síkján* mindkét irányban futnak acélbetétek a lemez teljes alapterületén. Kétirányban teherhordó lemezeknél mindkét irányban méretezett fővasak, egyirányban teherhordó lemezek esetén az egyik irányban fővasak, amásik irányban nem méretezett, ún. elosztóvasak helyezkednek el. A pozitív nyomatóki maximumra méretezett fővasalás minimum 50%-át a támaszvonalon túl kell vezetni.

*Felső síkban* elhelyezett vasalásra van szükség:

- méretezett vasalásként*, a statikai számítás szerinti negatív nyomaték egyensúlyozására illetve a leterhelt szélső felfekvéseknél közelítően figyelembe veendő részleges befogási nyomatékok felvételére (kb. 0,15/-0,2l szélességű sávban, kétirányban teherhordó lemezeknél a sarkokban).
- repedésgátló vasalásként*, nem teherhordó irányban a támaszvonalak mentén (kb. 3h szélességű sávban).

A felső vasalás is mindig kétrétegű. Az alsó, merőleges irányban futó réteg vasai is lehetnek fővasak – pl. síklemez földem oszlopai fölött –, vagy elosztóvasalás a keresztirányú esetlegesen fellépő hajlítás, zsugorodási repedések keresztezése illetve a vasalás egybentartása miatt.

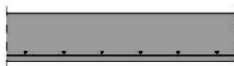
#### Feladatok

A következő oldalakon megadott - egyenletesen megoszló terhelésű – vasbeton lemezfödémekre vonatkozóan végezze el az alábbi feladatokat:

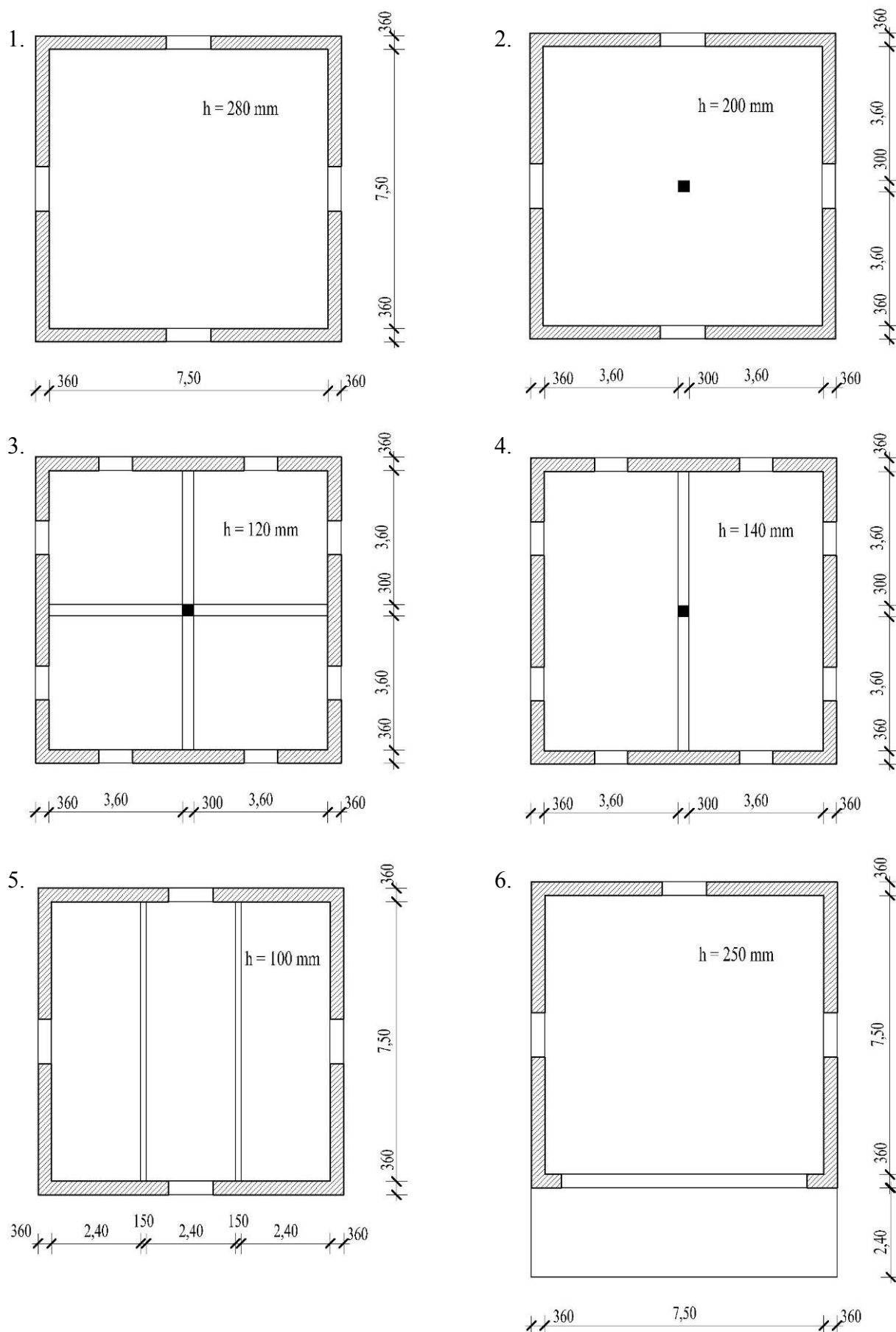
- Jelölje nyilakkal, hogy hol, milyen irányban és milyen előjelű nyomatékra kell a lemezkeresztmetszetet méretezni! A statikai modellfelvételnél a szélső támaszvonalak mentén – akár fal, akár gerenda az alátámasztó szerkezet – csuklós alátámasztást feltételezzünk, a gyakorlati esetekben ugyanis tökéletes befogást igen ritkán tudunk illetve szükséges megvalósítani.  
Az ábrázoláshoz kettős nyilakat használjunk!
- Közelítő számítással ellenőrizze, hogy a felvett lemezvastagság merevségi szempontból megfelel-e!
- A megfelelő alaprajzi terület tónusozásával ábrázolja, hol alkalmazna felső vasalást!
- $M=1:20$  léptékű vázlatokon – függőleges metszet-részleteken – ábrázolja, hogy az alaprajzban jelölt felső vasbetéteket az egyes esetekben hogyan vezetné, és tervszerinti helyzetüket hogyan biztosítaná!
- $p_{Ed}=10$  (150 mm-nél vastagabb lemezek esetén 15)  $kN/m^2$  egyenletesen megoszló terhelés feltételezésével a nyomatékok meghatározására tanult valamelyik módszer segítségével számítsa ki néhány helyen a nyomatékokat, anyagminőségek felvételével méretezze és realizálja a szükséges vasalást, és az eredményt ellenőrizze a vonatkozó szerkesztési szabályok teljesülése szempontjából!

#### Kérdések

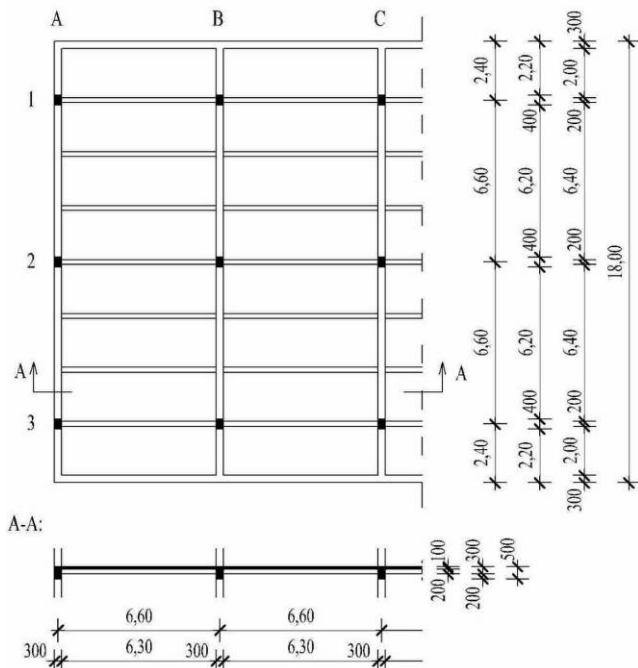
- Milyen  $\xi_c=x_c/d$  értékek jellemzők a vasbeton lemezekre?
- Milyen  $l/d$  értékek jellemzők a vasbeton lemezekre?
- A kétirányban teherhordó lemez nyilvánvalóan gazdaságosabb. Miért tervezünk mégis gyakran egyirányban teherhordó lemezeket?
- Milyen oldalarányig tervezhető egy derékszögű négyszög alaprajzú lemez kétirányban teherhordónak?
- Mit nevezünk rejtett bordának és mikor alkalmazzuk?
- Miért nem tervezünk a lemezekbe – általában – nyírási vasalást? Ismer-e kivételt ez alól?
- Hol alkalmazzunk a vasbeton lemezekben repedésgátló vasalást?
- Az alábbi egyirányban teherhordó földemlemez metszetrészleten melyik vas a fővas és melyik az elosztóvasa?



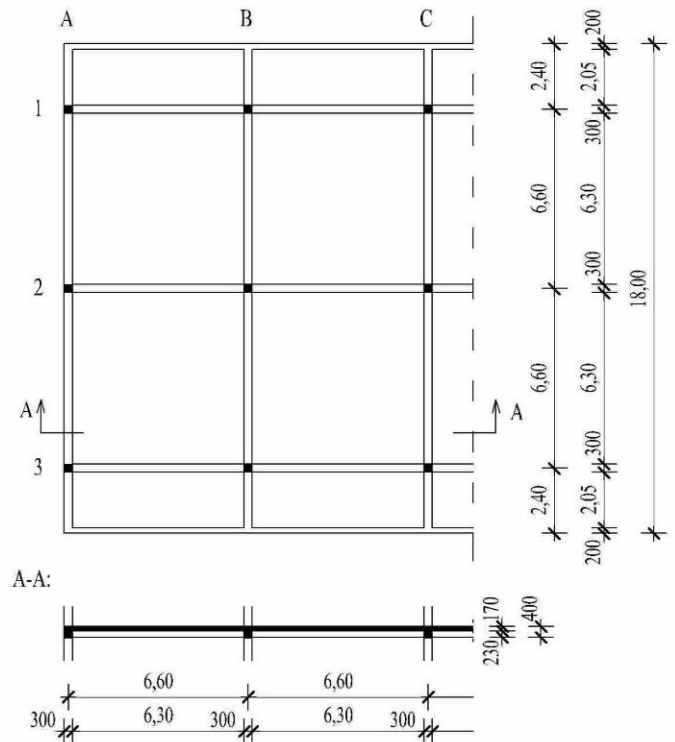
- Milyen funkciói vannak a felső elosztóvasalásnak?
- Mire szolgál az ún. számolyvas?
- Hogyan alakítjuk ki szabad lemezszélek vasalását?
- Milyen vasalást kell alkalmazni a lemezsarkok gátolt felemelkedéséből származó igénybevételek felvételére?
- Melyek az egy- és kétirányban teherhordó vasbeton lemezek közötti lényegi eltérések?
- Miért kell a pontokon megtámasztott lemezt mindkét irányban a teljes teherre méretezni?
- Melyek az ún. helyettesítő terhelés alkalmazásának lehetőségei és korlátai?



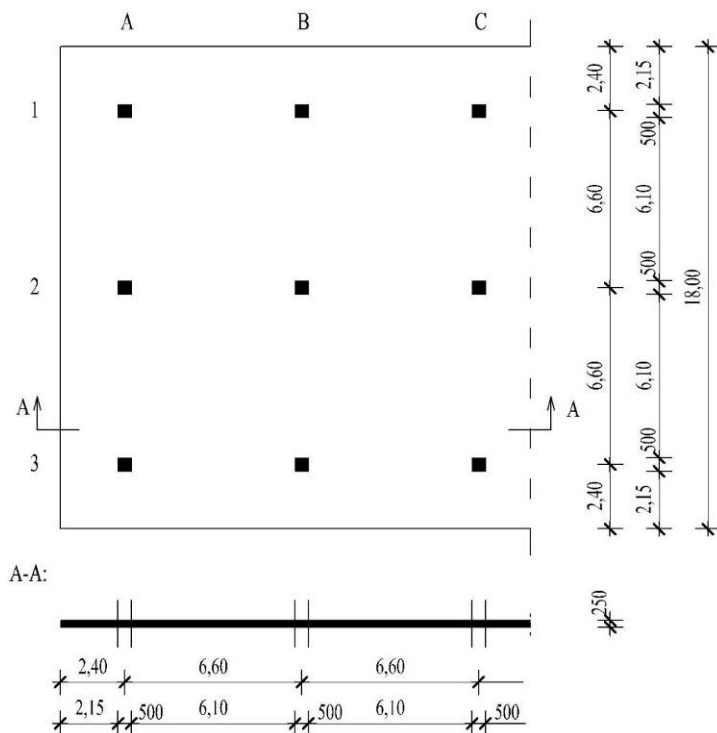
7.



8.



9.



10.

