

## Födémszerkezetek

1. A beton Évkönyv 2000-ben Dr. László Ottó és Dr. Petro Bálint egy kiváló összefoglalást adtak a beton, vasbeton és feszített vasbeton födémekről, melyet jól kiegészít Dr. Farkas György fejezete, az oszlopokkal közvetlenül alátámasztott utófeszített födémekről. A sokféle beton- és vasbeton födémképzési lehetőség közötti jobb eligazodást, a szerkezeti mód megválasztását próbálja segíteni A. Pauser (bécsi egyetem magasépítés, ipari építés intézetének professzora) könyve Beton im Hochbau, Handbuch für den konstruktiven Vorentwurf (Beton a magasépítésben, a szerkezeti előtervezés kézikönyve) 2.1.1 fejezetében: A födémek működési módja és koncepciója.

A Magyarországon folyó közelmúlt és jelen nagy bevásárló központok, ipari létesítmények építkezéseinek födémszerkezetei jól mutatják a jelenlegi tendenciákat, melyek közül három jellemző típus különösen kiemelkedik

- ◆ üreges feszített födemelemekkel képzett födémek (különösen a Ferrobeton extrudált eljárással készült födemelemei)
- ◆ TT panelos födémek (ASA, Ferrobeton, VSTR Bp. 31.)
- ◆ zsalupallós födémek (mesterfödém, Trigon, OMNIA, Filigram, Kaiser, feszített pallók).

Ezen födém típusok versenyeznek rendszeresen a monolitikus sík vagy alubordás födémekkel. A monolitikus födémek statikai tervezését nagyon megkönnyítette a véges elem módszer, különösen a fiatalabb statikus generáció előszeretettel alkalmazza a gépi számítást. Több káreset mutatta a kritika nélküli gépi számításba vetett bizalom veszélyeit.

Az előregyártott elemekkel kombinált monolitikus vasbeton szerkezetek (szinte kivétel nélkül mindig együtt dolgozik az előregyártott szerkezeti elem a monolitikus betonnal, „tisztá” előregyártott szerkezet közbenső födémeknél csak kivételes esetben fordul elő, ha más nem, a hézagkiöntések monolitikusak) tervezése, számítása, alkalmazása körül sok a bizonytalanság.

Kevés az ide tartozó szakkönyv, oktatási anyag. Az Eurocode 2-1-3 fejezete még a mai napig sem kapható magyarul, holott ez a fejezet szabályozza ezt az építési módot.

A PLAN 31. Mérnök Kft.-hez (ilyen szerkezeteket rendszeresen tervező iroda) érkező kérdések tömege ösztönzött bennünket arra, hogy közkinccsé tegyük legalább részben a tapasztalatainkat.

A mellékletben a német mintapéldát (Beton Kalender 1976; Litzner mintapéldái közül) közöljük. A mintapéldához tudni kell, hogy a németek az EC2 beton nyírású alsó határértékét, a  $\tau_{Rd}$  értékét csökkentették, így pl. a C 30/35 beton esetében az EC2  $\tau_{Rd}=0,34 \text{ N/mm}^2$  értékével szemben a német NAD  $\tau_{Rd} 0,28 \text{ N/mm}^2$ -t enged csak meg. A példa így is tanulságos lehet (és nyilván nem kívánunk állást foglalni, kinek van igaza).

### 2. Zsalupanelok alkalmazása

A zsalupanelok (elemes födémek, részben szerelt födémek, Filigran, Omnia, Kaiser, Mesterfödém, Trigon födém, sokféle név ismert, mi a „zsalupaneles födémek” elnevezésnél maradunk) alkalmazása az 50-es évekre nyúlik vissza. A magyar származású Kellner István az 50-es években szabadalmaztatta az acél térrács gyártását. Kezdetben a béléstestek födémek gerendáihoz alkalmazta a német Filigrán cég.

A robotok megjelenése a 90-es évek elejétől forradalmasította a gyártást. A béléstestek födémeket a nyugati országokban egyre inkább kiszorította a nagy felületű pallógyártás. Ezeket az előregyártott pallókat ma már szinte teljesen automatizált üzemekben gyártják. Ennek köszönhetően pl. Németországban ma már a közbenső födémek építésében 50 % feletti a zsalupanelok részesedése.

A zsalupanelok alkalmazásának egyik fő eleme a betonacél térrács, kettős funkcióval:

- ◆ szerelési állapotban a térrács merevíti a betonpanelt, lehetővé téve, hogy cca. 5 cm lemezvastagság mellett is cca. 6 m hosszban (ill. erősebb térrácsokkal még nagyobb hosszokban is) az elemek szállíthatók, mozgathatók, beemelhetők legyenek cca. 2 m-kénti alátámasztás mellett
- ◆ végleges állapotban a térrács biztosítja az előregyártott palló-monolitikus beton jobb együttműködését.

A franciák már a 70-es években (a franciák mint a feszített vasbeton éllovasai) gyakran alkalmazták a feszített pallókat, térrács nélkül (mint pl. PPB födém Magyarországon is ismert).

Ahogy egyre inkább terjedt az előregyártott – monolitikus vegyes szerkezet, úgy szaporodtak a kutatások, melyek az előregyártott – monolitikus beton együttes alkalmazását kutatták.

A feszítés alkalmazását gazdaságossági megfontolások mellett különösen a födémlehajlások csökkentési szándéka motiválta. A kutatások eredményének mintegy összegezése jelent meg az EC2 hivatkozott fejezetében. Ily módon legálissá vált bizonyos esetekben, elegendően kicsi nyírófeszültségek esetében az összekötő vasalás elhagyása.

A feszített zsalupallók alkalmazásának a francia példákon túl az egyik legismertebb képviselője az osztrák Oberndorfer Eurodech födémrendszere.

Ma már Magyarországon is gyárt hasonlókat a SZEBETON, SZOBETON, ÉPELEM (pl. Szobeton feszített födémlemeit építette be ASA Kft. Temesváron a Kronberg-Schubert gyártócsarnok közbelső födéméhez).

A rövid történeti áttekintés után vizsgáljuk meg közelebbről a zsalupanelos födém szerkezeteket.

### **3. Szerkezeti kialakítás zsalupanelekkel**

A zsalupanelos födémkialakítás kérdése elválaszthatatlan az alátámasztó födémgerendáktól. Csupán a födémlemez tekintve ma alig tud egy szerkezet, legyen az monolitikus vagy elemes födém, az üreges födempallókkal versenyezni. Ferrobeton üreges födempallói, az etruder eljárásnak köszönhető magas betonszilárdság, kedvező súly-inercia, feszítés révén olyan kedvező teherbírási, alakváltozási értékeket adnak melyekkel a monolitikus vagy részben monolitikus szerkezetek aligha tudnak versenyezni.

Másképpen áll a dolog, ha az alátámasztó gerendákkal együtt vizsgáljuk a kérdést. Ilyenkor, különösen, ha a gerenda lelógása építészeti, épületgépészeti okokból erősen korlátozott, már versenyképes lehet a zsalupanelos födém, mert ekkor a monolitikus felbeton egyben a gerenda felső nyomott övét képezheti.

A romániai földrengés veszélyes területeken a monolitikus összekötés alapvető követelmény, így ott sok esetben a zsalupanelos födémkonstrukció került előtérbe (újabbán az üreges födémpanel-monolitikus felbeton együttműködtetése is előtérbe került: METRO áruház Bukarest, 10 m fesztáv, 20 cm vastag Ferrobeton üreges panel + 10 cm monolitikus felbeton).

#### **3.1 Kromberg-Schubert Temesvár födém**

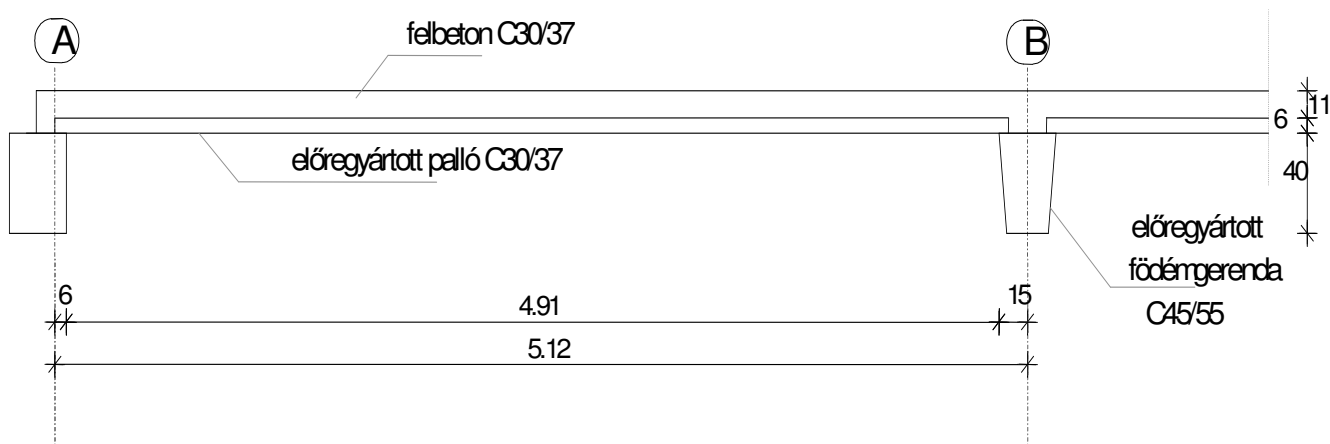
#### **3.2 Metro Bukarest III. födém**

### ***1.1 Tartószerkezet leírása***

Adott egy 5 támaszú, 4 födémmezős szerkezet, 5,12 gerendaosztással, egy irodaépület közbelső födéméhez. **(1.Ábra)**

- Előregyártott vasbeton födémgerendák 7,20 m támaszközzel
- Előregyártott 5cm vastag vasbeton zsalupallók
- Monolit vasbeton lemez a gerendával és a zsaluzó pallóval együttműködv

#### **1.Ábra**



### 1.1.2 Hatások, biztonsági tényezők

Hasznos teher

$$Q_{k,1} = 2,75 \frac{kN}{m^2} \text{ - szerelt válaszfal pvc burkolattal}$$

$$\gamma_G = 1,35 \text{ - EC2 táb. 2.2}$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$\Psi_1 = 0,5$  - gyakori hatáskombináció

$\Psi_2 = 0,3$  - kvázi állandó hatáskombináció

### 1.1.3 Betontakarás

A palló EC2 4.1 táblázata alapján, száraz környezetben, belső térben helyezkedik el. Ez alapján a minimális betontakarás:

$$\min c = 15 \text{ mm}$$

Ezt az értéket a méreteltérések miatt növelni kell. Előregyártott szerkezetnél ez a növekmény: 5 mm.

$$\text{nom } c = 15 + 5 = 20 \text{ mm}$$

### 1.1.4 Anyagok

Beton:

- előregyártott palló és felbeton: C30/37
- előregyártott födémgerendák: C45/55

Betonacél:

BSt 500 S és a hegesztett háló BSt 500M (B60.50 ill. BHB 55.50 MSZ szerint)

## 1.2 Zsalupalló

### 1.2.1 Pallóvastagság, önsúly

Kiindulásként a födémvastagságot  $h=17$  cm -ben állapítjuk meg. (6 cm előregyártott palló + 11 cm felbeton)

Födémönsúly  $G_k$ :

$$G_k = 0,17 \cdot 1,45 = 5,7 \text{ kN/m}$$

ahol  $G_{k,2} = 1,45 \text{ kN/m}$  a burkolat, vakolat, szigetelés súlya

### 1.2.2 Igénybevételek meghatározása

A keresztmetszetek méretezését használati és teherbírásai határállapotokra végezzük. 3 terhelési esetet különböztettünk meg:

1. Terhelési eset: Állandó terhelés az összes mezőben
2. Terhelési eset:  $Q_{k,1}$  elrendezése maximális támaszponti nyomaték elérésére
3. Terhelési eset:  $Q_{k,1}$  elrendezése maximális mezőnyomaték elérésére

1.1 Táblázat

T.E.	Határállapot					
	Használati			Teherbírás		
	$M_B$ [kNm]	$V_A$ [kN]	$V_{B,bal}$ [kN]	$M_{Sd,B}$ [kNm]	$V_{Sd,A}$ [kN]	$V_{Sd,Bbal}$ [kN]
1	-15,73	11,52	-17,66	-21,24	15,55	-23,85
2	-8,65	5,35	-8,73	-12,98	8,03	-13,09
3	-3,79	6,30	-7,78	-5,69	9,45	-11,67
$\Sigma$				-34,22	25,00	-36,94

A **B** támaszpont húzott vasainak számításakor a teherbírás határállapotból adódó nyomatékot  $M_{Sd,B}$  15%-kal csökkenthetjük : / EC2 – 2.5.3.5.4 P(1) /

$$M'_{Sd,B} = -0,85 \cdot 34,22 = -29,09 \text{ kNm}$$

Hozzá tartozó reakcióerők:

$$G_d + Q_d = 1,35 \cdot 5,7 + 1,5 \cdot 2,75 = 11,82 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd,A} = 0,5 \cdot 5,12 \cdot 11,82 - 29,09 / 5,12 = 24,58 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,B,bal} = -0,5 \cdot 5,12 \cdot 11,82 - 29,09 / 5,12 = 35,94 \text{ kN}$$

### 1.2.3 Teherbírás határállapot szerinti méretezés hajlításra

a) Kiinduló adatok

$$f_{cd} = 30 / 1,5 = 20 \text{ N/mm}^2 \text{ beton nyomószilárdságának tervezési értéke}$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2 \text{ acél folyási határának tervezési értéke}$$

$$d = h_{nom} - c - \phi / 2 = 17 - 2,0 - 0,5 = 14,5 \text{ cm} / \phi 10 \text{ vaskeresztmetszetre}$$

b) **B** támaszpont feletti méretezés

A lemezek és a pillérek monolitikusan kapcsolódnak. A támasznál a méretezés a támasz szélénél érvényes nyomatéokra végezhető:

$$M_{Sd,B}^* = -29,09 + 35,94 \cdot 0,15 = -23,70 \text{ kNm}$$

$$\text{szüks} M_{Sd,B}^* = -0,65 \cdot 11,82 \cdot 4,91^2 / 8 = -23,16 \text{ kNm} < | -23,70 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Sds} = 23,70 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,145^2 \cdot 20) = 0,06$$

$$\omega = 0,066$$

$$k_x = 0,107$$

$$\text{szüks} a_s = 0,0625 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot 20 / 435 = 4,17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Elfogadott háló R443: 150 · 6,5d / 6,5 – 2 / 2 – 250 · 5,5

c) Méretezés a mezőben

$$\max M_{Sd,M} = 25,0^2 / (2 \cdot 11,82) = 26,44 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Sds} = 26,44 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,145^2 \cdot 20) = 0,063$$

$$\omega = 0,066$$

$$k_x = 0,107$$

$$\text{szüks} a_x = 0,066 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot 20 / 435 = 4,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Elfogadott háló 443/94: 150 · 6,5d – 300 · 6,0

### 1.2.4 Teherbírási határállapot szerinti méretezés nyírásra

a) **B** támaszpont feletti méretezés

A támaszhoz közeli erők közvetlen átadódása miatt megnő a nyírási teherbírás. Ezért megoszló terhelés esetén a  $V_{Sd}$  támasztól  $d$  távolságra fellépő nyíróerővel számolhatunk.

$$V'_{Sd,B,Bal} = 35,94 - 11,82 \cdot (0,15 + 0,145) = 32,45 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\rho_l = 4,43 / (100 \cdot 14,5) = 0,003$$

A Beton teherbírása:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot \kappa \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot 0,15 \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,28 \cdot (1,6 - 0,145) \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,003) \cdot 1,0 \cdot 0,145 \cdot 10^3 = 78 \text{ kN} > V'_{Sd,B,Bal}$$

b) A kapcsolati hézag nyírási teherbírásának igazolása

A legnagyobb nyomatéknaál a nyomott beton magassága

$$x = 14,5 \cdot 0,107 = 1,6 \text{ cm}$$

azaz az  $F_c$  nyomóerő a monolit betonban működik, ezáltal

$$\tau_{Sdj} = 1,0 \cdot 32,45 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,96 \cdot 0,145) = 0,24 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Mivel  $\tau_{Rd} = 0,28 \text{ N/mm}^2$ , így még sima felső azaz pl. extruder eljárással készített lemez esetén is megfelelő a  $\tau_{Sdj}$  felvételére az összekötetés tapadás révén összekötő vasalás nélkül. Mégis ajánlatos az összekötő felületet legalább érdesre készíteni.

### 1.2.5 Feszültségkorlátozás használati körülmények között

Erre az igazolásra itt nincs szükség **EC2 4.4.1.2(2)** alapján

### 1.2.6 Repedezettségi határállapotok

a) igazolás a statikailag szükséges vasalásra

Nem szükséges az igazolás mivel a lemez vékonyabb 20cm-től és egyéb követelményeket is betartottuk **IEC2 4.4.2.3(1)**

b) minimális vasalása

A minimális vasalás mellőzhető, ha a terhelő mozgás elég kicsi ahhoz, hogy valószínűleg ne okozzon repedést /EC2 4.4.2.2(4)/

### 1.2.7 Lehajlások vizsgálata

a) előzetes megjegyzés

A lemeztvastagságra a 1.2.1 pontban 17 cm-t feltételeztünk tapasztalati úton. Az ebből adódó hasznos magasság 14,5 cm. Ha a beruházónak is megfelel ez a födémvastagság, akkor nem szükséges a további számítás. Itt azonban elvégezzük az EC2 szerint szükséges számításokat.

b) lehajláskorlátozás a karcsúság korlátozásával

A lemezekre feltételezhetjük, hogy egyhén igénybevettek  $\rho_l < 0,5\%$

EC2 4.13 Táblázata alapján:

$$d_{szüks} = \frac{l_{eff}}{32} = \frac{512}{32} = 16cm > 14cm$$

c) alakváltozások ellenőrzése számítással

$$f = \kappa \cdot l_{eff}^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)$$

ahol

k- terheléstől és rendszertől függő változó

$\left(\frac{1}{r}\right)$  - görbület az adott mezőben

Lehajlásokat elegendő a kvázi állandó terhelésre számolni:

$$M_B = -15,73 - 0,3 \cdot 3,79 = -16,87kNm$$

$$M_F = \frac{V^2}{2q} = \frac{(11,52 + 0,3 \cdot 6,3)^2}{2 \cdot (5,7 + 0,3 \cdot 2,75)} = 13,78kNm$$

$$\beta = \left| \frac{M_B}{M_F} \right| = \frac{16,87}{13,78} = 1,22$$

$$k = \frac{5 \cdot (1 - 0,1 \cdot \beta)}{48} = 0,091$$

beton rugalmassági tényezője:  $E_{cm} = 32000 \frac{N}{mm^2}$

kúszási tényező:  $\varphi_{\infty} = 2,0$

zsugorodási érték:  $\varepsilon_{cs,\infty} = -0,4 \cdot 10^{-3}$

húzószilárdság:  $f_{ct,m} = 2,9 \frac{N}{mm^2}$

betonacél S500:  $E_s = 200000 \frac{N}{mm^2}$

$$\alpha_e = (1 + \varphi_{\infty}) \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} = 18,75$$

repsztyónyomaték:  $M_{cr} = 2,9 \cdot 0,17^2 \cdot 10^3 / 6$

hasznos magasság:  $d = 14,5cm$

vasalás  $me gl a_s = 4,43 \frac{cm^2}{m}$  (mezőben)

1.2 Táblázat

Görbület következménye	I Határállapot	II Határállapot
$M_F = 13,78kNm$	$3,16 \cdot 10^{-6}$	$11,45 \cdot 10^{-6}$
$\varepsilon_{cs,\infty}$	$0,49 \cdot 10^{-6}$	$3,05 \cdot 10^{-6}$
$M_F + \varepsilon_{cs,\infty}$	$3,65 \cdot 10^{-6}$	$14,50 \cdot 10^{-6}$

Az I feszültségi határállapotban a keresztmetszet számításakor a mezővasalás kedvező hatását elhanyagoltuk. A számítással kapott repesztönyomaték kicsivel nagyobb mint a mezőnyomaték így a I és II feszültségi állapotok szuperpozícióját nem alkalmazzuk.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{1}{2}(3,65 + 14,5) \cdot 10^{-6} = 9,08 \cdot 10^{-6} / mm$$

$$f \leq 0,0091 \cdot 9,08 \cdot 10^{-6} \cdot 5120^2 = 21mm$$

$$f_{max} = \frac{5120}{250} = 21mm \text{ a zsaluzat túlemelése nem lehet nagyobb mint a feszítáv } \frac{1}{250} \text{-szerese}$$

### 1.2.8 Szerkezet kialakítása

a) lehorgonyzási hossz alapértéke

$$l_b = 0,65 \cdot \sqrt{2} \cdot 0,25 \cdot \frac{435}{3,0} = 34,0cm \text{ /EC2 5.3/}$$

$$a_l = d = 14,5 \text{ /EC2 5.4.3.2.1(I)/}$$

b) háló lehorgonyzása A támasz felett

lehorgonyzandó erő:

$$F_S = V_{Sd,A} \cdot \frac{a_l}{d} = V_{Sd,A} = 25,0kN$$

$$a_{s,szüks} = \frac{V_{Sd,A}}{f_{yd}} = \frac{25,0 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{435} = 0,6 \text{ cm}^2/m$$

$$l_{b,min} = 0,7 \cdot 34 \cdot \frac{0,6}{4,43} = 3,3cm$$

minimális érték:

$$l_{b,min} = 0,3l_b = 0,3 \cdot 34 = 10,2cm$$

$$> 10\phi = 10 \cdot 0,65 = 6,5cm$$

$$> 10cm = 10cm$$

szükséges lehorgonyzási hossz A támasz felett közvetlen megtámasztás miatt:

$$l_{b,A} = \frac{2}{3} \cdot 10,2 = 7,0cm$$

c) háló lehorgonyzása B támasz felett

$$l_{b,B} = 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,65 = 6,5cm$$

d) minimális vashányad

$$\min a_s = \frac{0,6 \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,6 \cdot 100 \cdot 14,5}{14,5} = 2,20 \text{ cm}^2/m$$

ám a meglévő:  $a_s = 4,43 \text{ cm}^2/m$

### 1.3 Födémgerenda

#### 1.3.1 Statikai rendszer, méretek

Egy kéttámaszú gerendáról van szó  $l_{eff} = 7,2m$  fesztávval és az **1.2 Ábrán** látható méretekkel.

A felbetonnal kiegészített előregyártott keresztmetszetet úgy számoljuk, mintha egységesen állították volna elő. Abból indulunk ki, hogy a felbeton és az előregyártott elem között lehetséges az erőátadás.

Az elemméreket tapasztalati úton tételeztük fel. E feltételezések helyességét az 1.3.4 pontban ellenőrizzük.

#### 1.3.2 Hatások, igénybevételek

a) hatások

önsúly  $G_k$ :

$$\text{lemezről: } 5,7 \cdot 5,12 \cdot 1,2 = 35,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{gerendaönsúly: } 0,4 \cdot \frac{(0,22 + 0,3)}{2} \cdot 25 = 3,0 \text{ kN/m}$$

$$G_k = 38,0 \text{ kN/m}$$

változó terhek:  $Q_{k,1}$ :

$$\text{lemezről: } Q_{k,1} = 2,75 \cdot 5,12 \cdot 1,2 = 17,0 \text{ kN/m}$$

b) igénybevételek használati határállapotra

gyakori erőhatásokra:

$$M_{M,gyak} = \frac{(38 + 0,5 \cdot 17) \cdot 7,2^2}{8} = 302,0 \text{ kNm}$$

kvázi állandó erőhatás alatt:

$$M_{M,áll} = \frac{(38 + 0,3 \cdot 17) \cdot 7,2^2}{8} = 280,0 \text{ kNm}$$

c) igénybevételek teherbírasi határállapotra

$$V_{Sd} = (1,35 \cdot 38 + 1,5 \cdot 17) \cdot \frac{7,2}{2} = 277,0 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = (1,35 \cdot 38 + 1,5 \cdot 17) \cdot \frac{7,2^2}{8} = 498,0 \text{ kNm}$$

#### 1.3.3 Teherbírasi határállapot szerinti méretezés hajlításra

együttdolgozó lemezszélesség:

$$b_{eff} = b_w + 0,2 \cdot l_{eff} = 0,3 + 0,2 \cdot 7,2 = 1,74m$$

$$d = 50,3cm$$

$$\eta_{Sds} = \frac{0,498}{(1,74 \cdot 0,503^2 \cdot 20)} = 0,06$$

$$\omega = 0,0625$$

$$k_x = 0,103$$

$$k_z = 0,96$$

$$s_{züks} A_s = 0,0625 \cdot 174 \cdot 50,3 \cdot \frac{20}{435} = 25,15 \text{ cm}^2$$



elfogadott vasak:  $2\phi 28$  és  $3\phi 25 = 27,0\text{cm}^2$

$$x = 0,103 \cdot 50,3 = 5,2\text{cm}$$

### 1.3.4 Teherbírási határállapot szerinti méretezés nyírásra

a) hajlításból adódó nyíróerő

A támasztól  $d$  távolságra fellépő nyíróerő:

$$V_{Sd}' = 277 - (1,35 \cdot 38,0 + 1,5 \cdot 17) \cdot (0,503 + 0,1) = 231\text{kN}$$

A nyomott betonrudak dőlésszöge  $\Theta = 39^\circ$ , ( $\cot\Theta = 1,25$ )

$$V_{Rd2} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot\Theta + \tan\Phi}$$

ahol  $\nu$  hatékonysági tényező:

$$\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{30}{200} = 0,55 > 0,5$$

$$V_{Rd2} = \frac{0,22 \cdot 0,96 \cdot 0,503 \cdot 0,55 \cdot 20}{2,05} = 570\text{kN}$$

$\phi 12 / 20$  függőleges kengyelekre:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\Theta = \frac{2 \cdot 1,13 \cdot 10^{-3}}{0,2} \cdot 0,96 \cdot 0,503 \cdot 435 \cdot 1,25 = 297\text{kN}$$

b) gerinc és öv közötti nyírás

Az öv keresztmetszetében működő hosszirányú erő maximális értéke:

$$F_{d,\max} \leq 0,5 \frac{498}{0,96 \cdot 0,503} = 516\text{kN}$$

Az egységnyi hosszra jutó mértékadó csúsztatóerő:

$$V_{Sd} = \frac{F_{d,\max}}{a_v} = \frac{516}{0,5 \cdot 7,2} = 144\text{kN/m} \quad \text{EC2 (4,33)}$$

$$V_{Rd2} = 0,2 \cdot f_{cd} \cdot h_f = 0,2 \cdot 20 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 680\text{kN/m} > V_{Sd}$$

$$V_{Rd3} = 2,5 \cdot \tau_{Rd} + \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{yd} = 2,5 \cdot 0,28 \cdot 0,17 \cdot 10^3 + 4,43 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^3 = 311\text{kN/m}$$

$$k_T = 1,8$$

$\mu = 0,7$  - durván megmunkált felület

$$\tau_{Sdj} = \frac{V_{Sd}}{h_f} = \frac{0,144}{0,17} = 0,85\text{N/mm}^2 \quad (b_j = h_j = 17\text{cm})$$

$$\tau_{Rdj} = 1,8 \cdot 0,28 + \frac{4,43 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 \cdot 435}{0,17} = 1,30\text{N/mm}^2 < 0,5 \cdot 0,55 \cdot 20 = 5,5\text{N/mm}^2$$

c) együttdolgozás vizsgálata

Az  $F_c$  nyomóerőt a felbeton veszi fel ( $x=5,2\text{cm} < 11\text{cm}$ )

$$\tau_{Sdj} = \frac{0,231 \cdot 1,0}{0,21 \cdot 0,96 \cdot 0,503} = 2,28\text{N/mm}^2 \quad (b_j = 21\text{cm})$$

$$\rho_j = \frac{2,26}{20 \cdot 21} = 0,0053 \quad (\phi 12 / 20)$$

$$-\sigma_N = 0$$

$$\tau_{Rdj} = 1,8 \cdot 0,28 + 0,0053 \cdot 0,7 \cdot 435 = 2,12\text{N/mm}^2 < 2,28\text{N/mm}^2$$

Támaszközelenben a kengyelsűrűséget 18cm-re csökkentjük

$$\rho_j = \frac{2,26}{18 \cdot 21} = 0,0059 \quad (\phi 12/18)$$

$$\tau_{Rdj} = 1,8 \cdot 0,28 + 0,0059 \cdot 0,7 \cdot 435 = 2,31 \text{ N/mm}^2$$

### 1.3.5 Feszültségkorlátozás használati körülmények között

Az **EC2 4.4.1.2(2)** pontban felsorolt feltételeket betartottuk ezért itt nincs szükség feszültségellenőrzésre.

### 1.3.6 Repedezettségi határállapot

a) igazolás a statikailag szükséges vasalásra acélfeszültség kvázi állandó terheléskombinációra:

$$\sigma_s = \frac{M_{M,all}}{A_s \cdot z} = \frac{0,28}{27 \cdot 10^{-4} \cdot 0,96 \cdot 0,503} = 215 \text{ N/mm}^2$$

bordás acélbetétek távolsága **EC2 4.11Tábl.**:

$$\max s = 230 \text{ mm} \gg \text{meglévő } s$$

b) minimális vaskeresztmetszet

**EC2 4.4.2.2(4)** szerint nem szükséges ellenőrizni

### 1.3.7 Alakváltozási határállapotok

alakváltozás ellenőrzése a karcsúság korlátozásával

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{27}{26 \cdot 50,3} = 2,06\% > 1,50\% \text{ - erősen igénybevett gerenda}$$

$l/d$  alapérték=18 **EC2 4.13**

$$\sigma_s = \frac{M_{F,gyak}}{A_s \cdot z} = \frac{0,302}{27 \cdot 10^{-4} \cdot 0,96 \cdot 0,503} = 232 \text{ N/mm}^2$$

A felsőv és a gerendaszélesség aránya nagyobb mint 3, ezért az  $l/d$  alapértéket 0,8-al kell szorozni;

A feszítáv nagyobb mint 7,0, ezért az  $l/d$  alapértéket  $\frac{7}{\text{feszítáv}}$  -val kell szorozni;

$$\max \frac{l}{d} = 18 \cdot 0,8 \cdot \frac{7}{7,2} \cdot \frac{1}{232} = 15 \text{ **EC2 4.4.3.2(3)(4)**}$$

$$\text{szüks } d = \frac{720}{15} = 48 \text{ cm}$$

$$\text{meglévő } d = h - d_1 = 57 - 6,6 = 50,40 \text{ cm} > 48 \text{ cm}$$

### 1.3.8 Szerkezet kialakítása

a) lehorgonyzási hossz alapértéke

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{2,8}{4} \cdot \frac{435}{4} = 76,2 \text{ cm } \phi 28 \text{ vasra és } C 45/50 \text{-es betonra}$$

$$a_1 = 0,5 \cdot z \cdot \cot \Theta = 0,5 \cdot 0,96 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 0,3 \text{ m}$$

lehorgonyzandó erő:

$$F_t = V_{Sd} \cdot \frac{a_1}{d} = 231 \cdot \frac{0,3}{0,504} = 138,0 \text{ kN}$$

$$\text{szüks } A = \frac{0,138 \cdot 10^4}{435} = 3,2 \text{ cm}^2$$

A mezőben lévő acélkeresztmetszet legalább egynegyedét el kell vezetni a támaszokig és ott le kell horgonyozni. Esetünkben  $2\phi 28-t$  vezetünk végig.

$$\text{meglévő } A_s = 12,3 \text{ cm}^2$$

$$l_b = 1,0 \cdot 76,2 \cdot \frac{3,2}{12,3} = 20 \text{ cm}$$

minimális érték:

$$l_{b,\min} = 0,3l_b = 0,3 \cdot 76,2 = 22,9 \text{ cm}$$

$$> 10\phi = 10 \cdot 2,8 = 28 \text{ cm}$$

$$> 10 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

közvetlen megtámasztás miatt:

$$l_{bA} = \frac{2}{3} \cdot 28 = 18,7 \text{ cm}$$