

Együttműködő acél-beton öszvérszerkezetek

Dr. Köllő Gábor

a műszaki tudomány doktora
Kolozsvári Műszaki Egyetem

Bevezetés

Az utóbbi évtizedekben az öszvérszerkezeteket egyre nagyobb mértékben alkalmazzák. Sok fejlett országban az újonnan épült hidak nagyrésze öszvérhíd. Eleinte a közúti hidakat építették ebben a rendszerben, majd mind inkább teret nyertek a vasúti hidak építésénél is.

A vasúti sebesség növelése szükségzerűvé teszi a felépítmény ágyazatának átvezetését a kis- és középvesztávú hidakon. Így szükségessé válnak olyan hídszerkezetek, amelyek megfelelnek az új követelményeknek.

Az öszvérhídszerkezetek alkalmazása vasúti hidaknál, ágyazatátvezetéses felépítményeknél előnyösebb a klasszikus acél vagy vasbeton és feszített beton szerkezetekkel szemben:

- anyagfelhasználás szempontjából előnyösebbek a klasszikus hídszerkezeteknél (acél vagy beton);
- építésük kevesebb faanyagot (zsaluzatot) igényel és gyorsabb, mint a vasbeton szerkezeteké;
- könnyebbek és szerkezeti magasságuk kisebb, mint a vasbeton meg a feszített betonszerkezeteké;
- az öszvérszerkezetek kisebb szerkezeti magasságúak, mint a szokásos acélszerkezetek, a szerkezet viszont merevebb és a dinamikus hatások szempontjából kedvezőbb;
- a vasúti pálya kisméretű korrekciója (oldalirányú eltolása, emelése stb.) nem ütközik nehézségekbe;
- az ágyazat átvezetése lehetővé teszi a feszített beton keresztaljak használatát a faaljak helyett;
- fáradás szempontjából kedvezőbb viselkedés

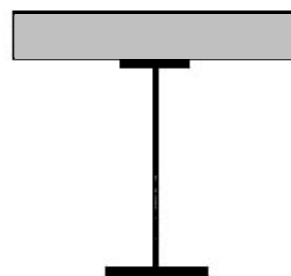
$$\left(\varphi_{össz} = \frac{\varphi_{min.}}{\varphi_{max.}} > \varphi_{acél} \right)$$

az átvezetett ágyazat miatt a környezetre kisebb zajterhelés jut.

Öszvértartókból kialakított hídszerkezet

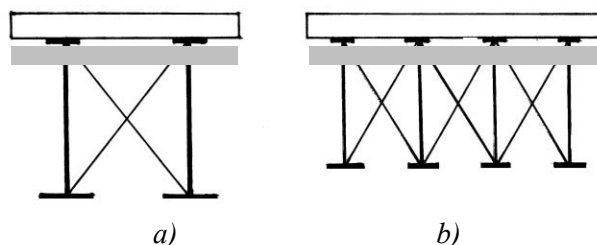
A következőkben az általam megtervezett öszvértartót mutatom be, amelye alkalmas korszerű hidfelépítmény összeszereléséhez

A klasszikus kéttámaszú öszvértartó keresztmetszetét az 1. ábra mutatja be.



1. ábra

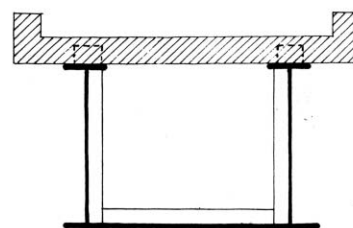
Az ilyen tartókból összeállított hídszerkezetek vázlatát a 2/a, b ábra mutatja be.



2. ábra

A 2/a, b ábrán bemutatott hídszerkezeteknél a beton lemez vastagsága jelentősen (≈ 25 cm) függ a tömör gerinclemezű acéltartók távolságától.

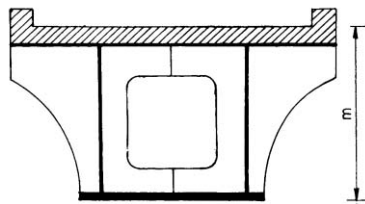
A 3. ábrán egy olyan öszvértartó látható, amelynél az acéltartó a betonlemezzel együtt zártkeresztmetszetű tartót alkot.



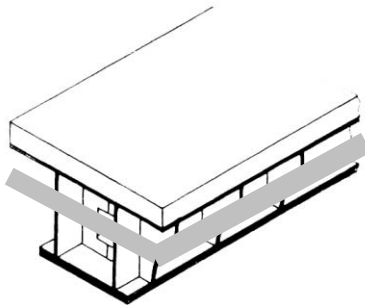
3. ábra

Az ilyen tartók viselkedése csavarással szemben sokkal kedvezőbb, mint az 1. ábrán bemutatott tartóké. A betonlemez ebben az esetben is 25-30 cm vastagságú.

Az általam tervezett tartók abban különböznek az eddig bemutatott tartóktól (1., 3. ábra), hogy a fő alkotóelemük egy gerinclemez zártkeresztmetszetű acéltartó, amelynek az alsó és felső öve különböző szélességű és vastagságú, amellyel egy kis vastagságú beton lemez dolgozik együtt. (4/a,b ábra)

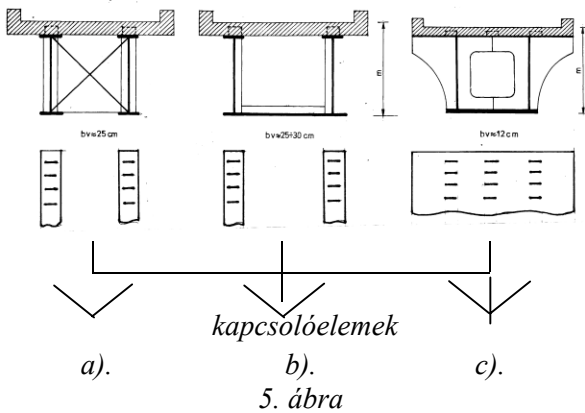


$bv \approx 12 \text{ cm}$
4/a. ábra



4/b. ábra

Az acéltartó felső öve szélesebb és vékonyabb, mint az alsó öv. Ez a széles felső öv biztosítja az együttlőzést a lemez egész szélességében egy 12...16 cm vastagságú beton lemezzel. Így a kapcsolóelemeket több mint két sorban lehet elhelyezni ellentétben a keskeny felsőövű klasszikus tartókkal, ahol a kapcsolóelemek csak egy vagy két sorban helyezhetők el. (5. ábra)



kapcsolóelemek

a). b). c).
5. ábra

Az együttlőzést idomacélból kialakított rövid konzolok, csapos fogak vagy ún. folytonos kapcsolóelemek biztosítják.

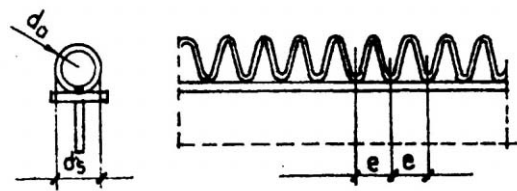
Az 5c. ábrán bemutatott tartó nemcsak merevebb és a csavarónyomatékkal szemben igen ellenálló, hanem a vasbeton lemez kis vastagsága miatt sokkal könnyebb, mint a másik két változat (5a., 5b.).

Az 5c. ábrán bemutatott öszvértartó acéltartóját keresztirányban a belső részben üreges diafragmák teszik merevvé, a külső részben pedig külső merevítő lemezek találhatók. Ezeket a külső merevítő lemezeket hevederekkel összekapcsolva biztosítjuk a főtartók együttműködését. Az acéltartó hegesztett változatban lesz kivitelezve.

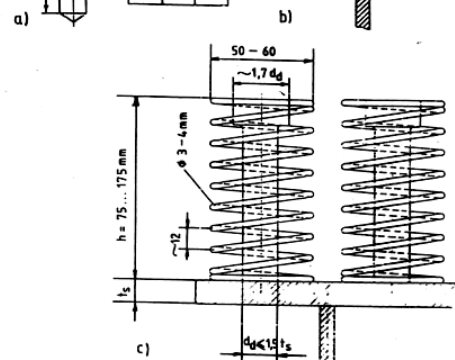
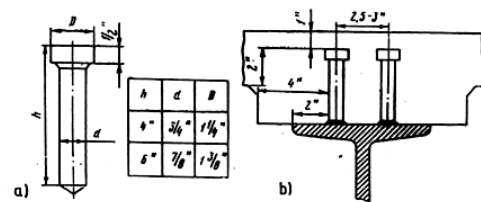
Ugyancsak a hosszartók együttműködését biztosítja a betonlemezek keresztirányú utófeszítése csúszóbetétes kábelekkel.

A hídpálya szélességi méreteit elsősorban a hídhöz csatlakozó vasút (egy- vagy kétvágányú), út illetve autópálya keresztmetszvénye határozza meg és a szükséges szélesség biztosításából következik a hídszerkezetet alkotó hosszartók méreteinek és számának a megválasztása.

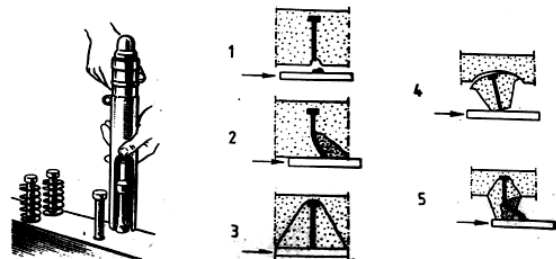
A kapcsolóelemek számát és típusát úgy kell megválasztani, hogy az acéltartó és vasbetonlemez között a kapcsolat folyamatos legyen. Éppen ezért szükségesnek tartom a gyakrabban használt kapcsolóelemek bemutatását. A 6. ábrán bemutatom a rugalmas, majd a 7. ábrán a merev kapcsolóelemeket.



spirál kapcsolóelem

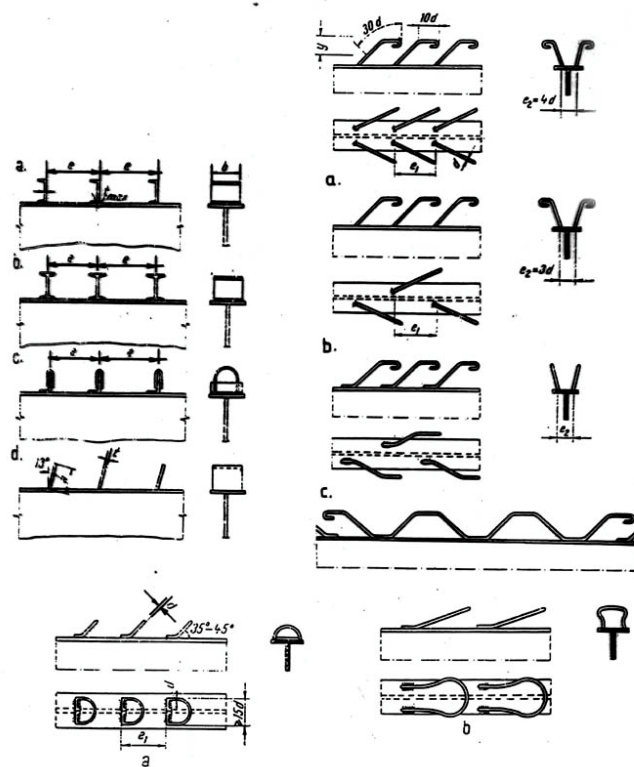


spirálalallal ellátott fogak

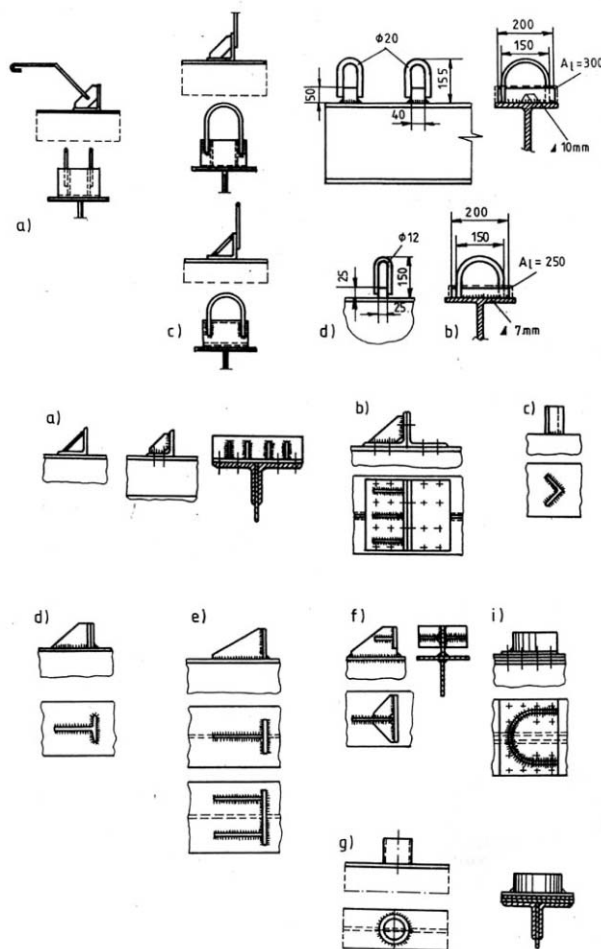


fogak hegesztése

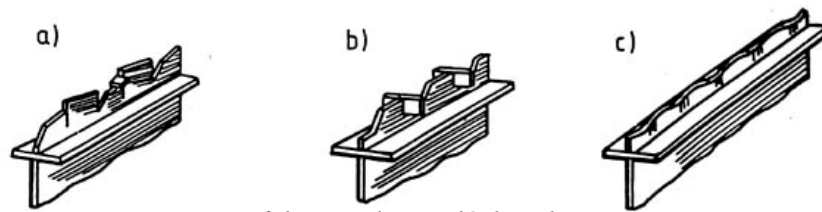
fogak tönkremenetele



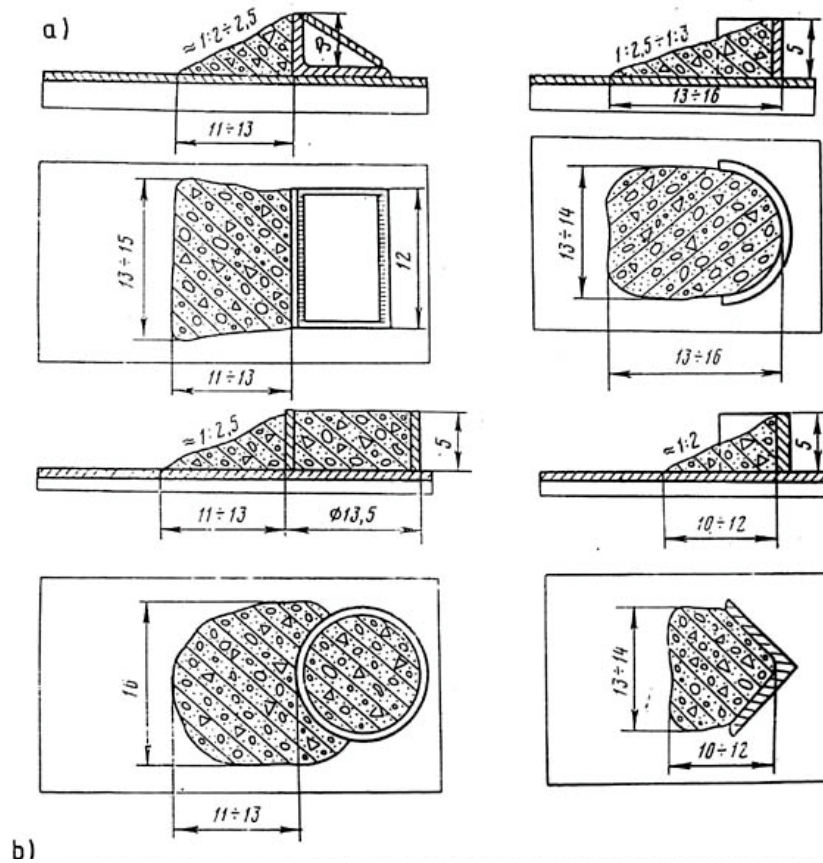
horgonyvasak
6. ábra



merev kapcsolóelemek



folytonos kapcsolóelemek



b)

7. ábra

merek kapcsolóelemek környezetében a beton tönkremenetele

A következőkben azokat a képleteket adjuk meg, amelyeket a hídszerkezeteknél használnak. Ezek a relációk a rugalmas tartományban végzett számításoknál érvényesek.

Rugalmas kapcsolóelemek

Spirál kapcsolóelem $L_e = 575d_s \cdot \sqrt[4]{R_e^c}$ (1)

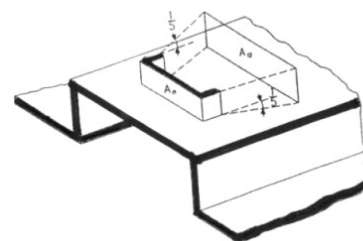
Horgonyvasak $L_e = m_e \cdot A_a \cdot R_a$, $m_e = 0,65$ (2)

Fogak $L_e = 0,068 \cdot d^2 \cdot m_d \sqrt{E_b R_e^c}$ (3)

Spirállal ellátott fogak $L_e = 0,080 \cdot d^2 \cdot m_d \sqrt{E_b R_e^c}$ (4)

U és I idomvas $L_e = 17b(t_{\max} + 0,5g) \sqrt{R_e^c}$ (5)

$$L_e = m_e \cdot A_{bs} \cdot \sqrt[3]{\frac{A}{A_{bs}}} \cdot R_c \quad (6)$$



8. ábra

Az A és A_{bs} a 8. ábra szerint kell meghatározni.

$$L_e = m_o \cdot R_c \cdot A_{bs}, \quad \frac{L_{\min}}{L_{\max}} \Rightarrow m_o \quad (7)$$

$$m_e = 0,80$$

R_c = a beton nyomószilárdsága

R_c^e = a beton karakterisztikus nyomószilárdsága

d_s = spirál átmérője

A_a = a betonvas keresztmetszete

R_a = a betonvas szilárdsága

E_b = a beton rugalmassági modulusza

t_{\max} = az U, vagy I övének a vastagsága (cm)

g = gerinclemez vastagsága (cm)

b = a kapcsolóelem hossza (cm)

L_{\min}, L_{\max} = minimális, illetve maximális csúszóerő

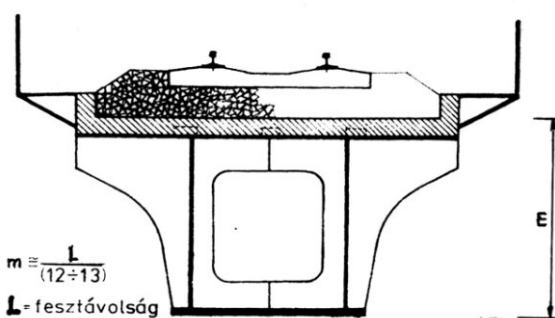
$$\frac{L_{\min}}{L_{\max}} = 0,40 \Rightarrow m_o = 0,34 \text{ ciklusszám } N = 2 \cdot 10^6$$

$$\frac{L_{\min}}{L_{\max}} = 0,10 \Rightarrow m_o = 0,25 \text{ ciklusszám } N = 2 \cdot 10^6$$

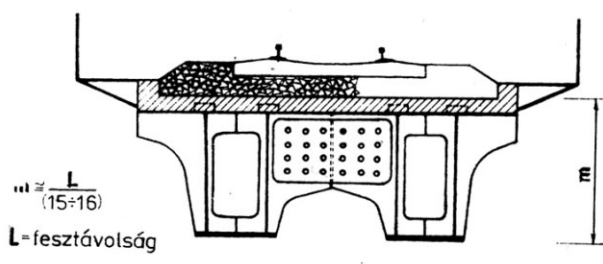
A 4/a, b ábrán bemutatott öszvértartók alkalmasak hídszerkezetek felépítményének az összeszerelésére. A hídszerkezet keresztmetszeti méretei és terhelése, valamint a szükséges szerkezeti magasság határozza meg a tartók számát és keresztmetszeti kialakítását.

A 9. ábrán a hídszerkezet keresztmetszeti kialakítását mutatjuk be. Ezzel a kialakítással ezeket az öszvérszerkezeteket alkalmazni lehet, mint kéttámaszú szerkezetet 50-60-méterig vasúti- és 80 méterig közötti hidaknál.

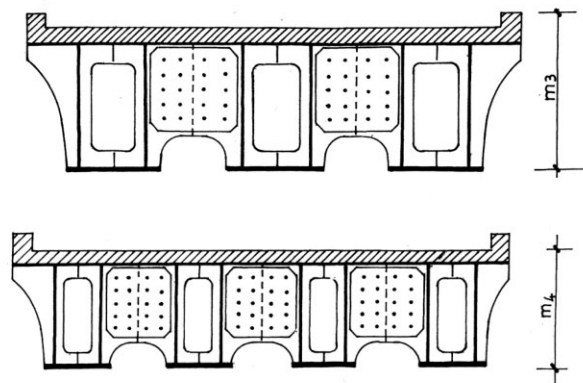
A 9/a, b ábrán vasúti hídszerkezetek keresztmetszetét mutatjuk be (egyvágányú pálya).



9/a. ábra

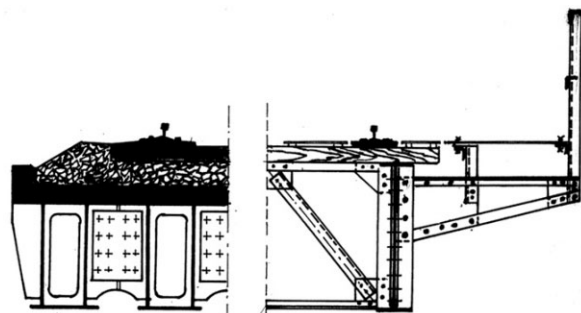


9/b. ábra



9/c. ábra

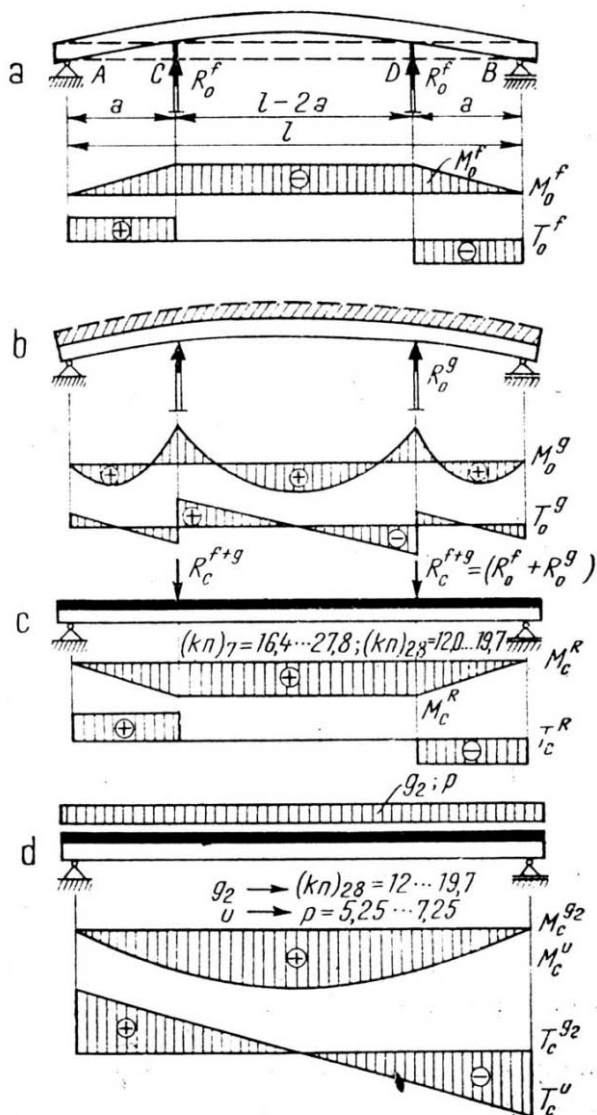
A 9/c. ábrán kétvágányú vasúti híd keresztmetszete látható. 4 kereszttartót akkor használunk, ha kisebb szerkezeti magasságot szeretnénk megvalósítani.



9/d. ábra

Ezeket a hídszerkezeteket jól lehet alkalmazni felsőpályás gerinclemez-es klasszikus vasúti híd ágyazatátvezetéses öszvérszerkezetekkel való kicserélésekor, megőrizve a vasúti pálya magassági vonalvezetését. (9/d ábra)

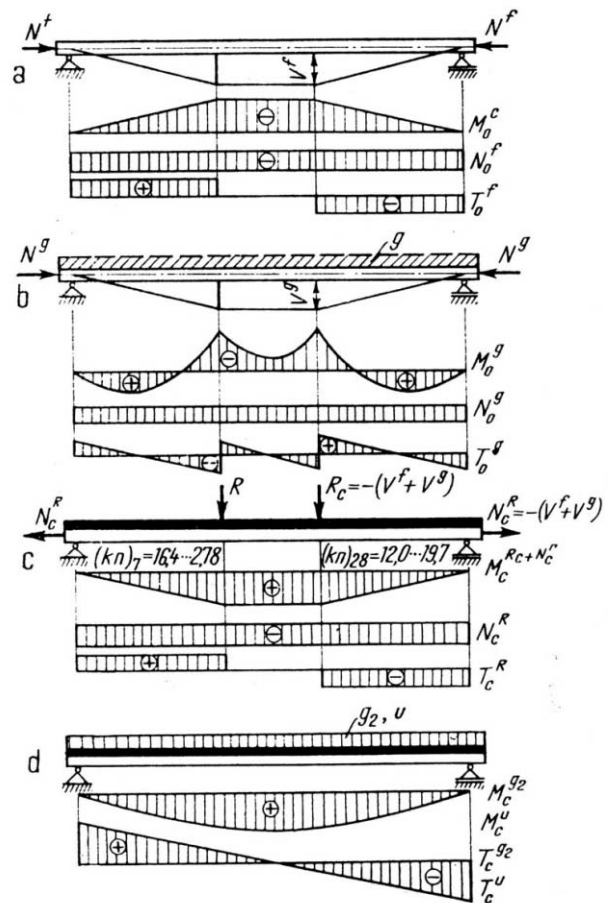
Ha előfeszítést alkalmazunk, a fesztávolság növelhető. Igen jól bevált a kéttámaszú gerendák segédjármos előfeszítése. Az előfeszítést kábelek segítségével is el lehet végezni. A tartók erőjátékát a 10. ábra mutatja be (segédjármos módszer).



10. ábra

Ott, ahol a segédjármós módszer nem alkalmazható (magas költségek miatt), pl. a völgyhidak esetén, alkalmazni lehet a kábeles előfeszítést a 11. ábra szerint. (kn redukáló tényező)

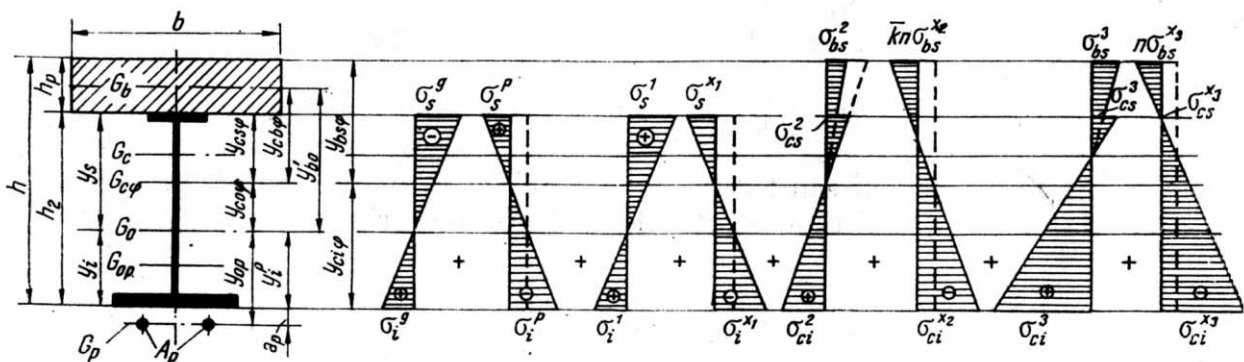
Mind a két bemutatott esetben az előfeszítést az acéltartóra alkalmazták. Ezt a módszert alkalmazva kis- és középtávú hidaknál jelentős acélmegtakarítást lehet elérni ($\approx 30\%$).



11. ábra

Az előfeszített acéltartós öszvértartó számítását, a normál feszültségek kimutatását a különböző lépésekben (fázisokban) a 12. ábra szemlélteti.

- a) az acélgerenda által átvett terhelés az acélgerenda összsúlya (g) feszítőerő (N_p)
- b) az előfeszített acélgerenda terhelése betonlemez összsúlya zsaluzat súlya betonozásnál használatos berendezések súlya
- c) az öszvértartó terhelése állandó terhelés (vasúti felépítmény; közúti felépítmény, útszerkezetek, stb) rövid ideig ható hasznos terhelés



12. ábra

Ismerve a feszítőerőt (N_p) a normál feszültségeket a következő képletekkel számíthatjuk:

$$\sigma_{oi} = + \sigma_i^o - \sigma_i^p \quad (8)$$

$$\sigma_{os} = - \sigma_s^o + \sigma_s^p \quad (9)$$

$$\sigma_i^o = \frac{M_o^o}{I_o} y_i; \quad \sigma_s^o = \frac{M_o^o}{I_o} y_s \quad (10)$$

$$\sigma_i^p = - \frac{N_p(r_s + y_{op})}{I_o} y_i \quad (11)$$

$$\sigma_s^p = - \frac{N_p(r_i - y_{op})}{I_o} y_s \quad (12)$$

$$r_s = \frac{I_o}{A_o y_i}; \quad r_i = \frac{I_o}{A_o y_s} \quad (13)$$

M_o^g – Maximális nyomaték az acélgerenda össz-súlyából

A feszítőkábelben létrejött erő a lemez össz-súlyának a hatására X_1

$$X_1 = - \frac{\delta_{1p}}{\delta_{11} + \delta_{1t}} \quad (14)$$

ahol:

$$\delta_{1p} = \int_0^l \frac{1}{EI_o} m_1 M_o^g dx \quad (15)$$

$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{1}{EI_o} m_1^2 dx + \int_0^l \frac{1}{EA_o} n_1^2 dx \quad (16)$$

$$\delta_{1t} = \int_0^l \frac{1}{E_p A_p} n_p^2 dx. \quad (17)$$

Ismerve az X_1 és az M_o^g -t kiszámíthatók:

$$\sigma_i = + \sigma_i^1 + \sigma_i^{X_1} \quad (18)$$

$$\sigma_s = - \sigma_s^1 - \sigma_s^{X_1} \quad (19)$$

$$\sigma_i^1 = \frac{M_o^g}{I_o} y_i; \quad \sigma_s^1 = - \frac{M_o^g}{I_o} y_s \quad (20)$$

$$\sigma_i^{X_1} = - \frac{X_1 (r_s + y_{op})}{I_o} y_i \quad (21)$$

$$\sigma_s^{X_1} = - \frac{X_1 (r_i - y_{op})}{I_o} y_s. \quad (22)$$

A betonlemez megszilárdulása után az állandó és hasznos terheket az együttdolgozó acél-beton keresztmetszet veszi át. A normál feszültségeket a beton lemez és az acél gerenda szélsőöveiben a következő képletekkel számíthatjuk:

$$\sigma_{ci} = + \sigma_{ci}^{2,3} + \sigma_{ci}^{X_{2,3}} \quad (23)$$

$$\sigma_{cs} = - \sigma_{cs}^{2,3} - \sigma_{cs}^{X_{2,3}} \quad (24)$$

$$\sigma_{bs} = - \sigma_{bs}^{2,3} - \sigma_{bs}^{X_{2,3}} \quad (25)$$

$$\sigma_{bi} = - \sigma_{bi}^{2,3} - \sigma_{bi}^{X_{2,3}} \quad (26)$$

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{M_c^2}{I_{c\varphi}} y_{ci\varphi}; \quad \sigma_{ci}^3 = \frac{M_c^3}{I_c} y_{ci} \quad (27)$$

$$\sigma_{cs}^2 = \frac{M_c^2}{I_{c\varphi}} y_{cs\varphi}; \quad \sigma_{cs}^3 = \frac{M_c^3}{I_c} y_{cs} \quad (28)$$

$$\sigma_{ci}^{X_2} = - \frac{X_2 (r_{cs\varphi} + y_{c\varphi p})}{I_{c\varphi}} y_{ci\varphi} \quad (29)$$

$$\sigma_{ci}^{X_3} = - \frac{X_3 (r_{cs} + y_{c\varphi p})}{I_c} y_{ci} \quad (30)$$

$$\sigma_{cs}^{X_2} = - \frac{X_2 (r_{ci\varphi} - y_{c\varphi p})}{I_{c\varphi}} y_{cs\varphi} \quad (31)$$

$$\sigma_{cs}^{X_3} = - \frac{X_3 (r_{ci} - y_{c\varphi p})}{I_c} y_{cs} \quad (32)$$

$$\sigma_{bs}^{X_2} = - \frac{X_2 (r_{bs\varphi} - y_{c\varphi p})}{k n I_{c\varphi}} y_{bs\varphi} \quad (33)$$

$$\sigma_{bs}^{X_3} = - \frac{X_3 (r_{bs} - y_{c\varphi p})}{n I_c} y_{bs} \quad (34)$$

$$r_{cs\varphi} = \frac{I_{c\varphi}}{A_{c\varphi} y_{ci\varphi}}; \quad r_{cs} = \frac{I_c}{A_c y_{ci}} \quad (35)$$

$$r_{ci\varphi} = \frac{I_{c\varphi}}{A_{c\varphi} y_{cs\varphi}}; \quad r_{ci} = \frac{I_c}{A_c y_{cs}} \quad (36)$$

$$r_{bs\varphi} = \frac{I_{c\varphi}}{A_{c\varphi} y_{bs\varphi}}; \quad r_{bs} = \frac{I_c}{A_c y_{bs}} \quad (37)$$

M_c^2, M_c^3 a hosszú ideig, illetve rövid ideig ható terhek által létrehozott nyomaték;

X_2, X_3 feszítőkábelben a hosszú ideig, illetve rövid ideig ható terhelésből létrejött erők.

A normál feszültség az acél alsóövében meghatározható.

A feszítőkábelben létrejövő feszültséget a következő képlet adja.

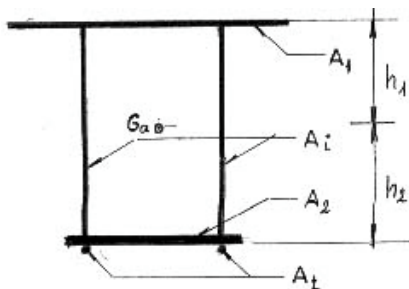
$$\sigma_{cp} = \frac{1}{A_p} (N_p + X_1 + X_2 + X_3) \quad (38)$$

Az eddig elmondottakból láthattuk, hogy a bemutatott módszerek esetén csak az acéltartón végeztünk előfeszítést. Az így előfeszített acéltartóra kerül rá a betonlemez. A betonozás ideje alatt az acéltartó úgy van előfeszítve, hogy felső övében húzás, alsó övében pedig nyomás keletkezik. Ha a beton megszilárdul, és a jármokat eltávolítjuk, az össz-súly hatására a gerenda lehajlik, a vasbeton lemezben nyomás jön létre, míg az acéltartó az előfeszítéssel ellentétes igénybevétel kap.

A következőkben röviden összefoglaljuk a feszített acéltartók optimális tervezésével kapcsolatos tudnivalókat.

A feszített acéltartók optimális tervezése

A feszített acéltartók optimális tervezésének a legfontosabb elemeit a következőkben mutatom be. Bevezetjük a következő jelöléseket (13. ábra):



13. ábra

a = keresztmetszet aszimmetriája

$$a = \frac{h_2}{h_1} = \frac{W_{z1}}{W_{z2}}$$

λ = gerinclemez karcsúsága

$$\lambda = \frac{h_i}{t_i}$$

$$h_1 + h_2 = h_i$$

k = gerinclemez területének és a keresztmetszet területének aránya

$$k = \frac{A_i}{A}$$

$$(A = A_1 + A_i + A_2)$$

R_0, R_1, R_2 , a megengedett feszültség a feszítő kábelek, a keresztmetszet felső és alsó övében.

X_0 = a kábeleket megfeszítő erő

X_1 = kábelekben keletkező feszítőerő külső terhelés hatására:

$$X_0 + X_1 = X \quad (39)$$

$$\frac{X}{A} + \frac{M_z - X_{k2}}{W_{z1}} = R_1 \quad (40)$$

$$\frac{X}{A} + \frac{M_z - X_{k2}}{W_{z2}} = R_2 \quad (41)$$

A (40), (41) összefüggésekből meghatározható:

$$M_z = \frac{2RW_{z1} \cdot W_{z2}(R_1 + R_2) + Ah_2(W_{z1}R_1 - W_{z2}R_2)}{W_{z1} + W_{z2}} \quad (42)$$

$$X = \frac{A(M_z - R_2 W_{z2})}{W_{z2} + h_2 A} \quad (43)$$

ha $R_1 = R_2 = R$

$$M_z = \frac{2RW_{z1}W_{z2} + RAh_2(W_{z1} - W_{z2})}{W_{z1} + W_{z2}} \quad (42')$$

$$X = \frac{A(M_z - RW_{z2})}{W_{z2} + h_2 A} \quad (42)$$

$$Ha \left\{ \begin{array}{l} W_{z1} = \frac{6a - k(a+1)^2}{6(a+1)} \cdot \sqrt{k \cdot \lambda \cdot A^3} \\ W_{z2} = \frac{6a - k(a+1)^2}{6a(a+1)} \cdot \sqrt{k \cdot \lambda \cdot A^3} \\ h_2 = \frac{ah}{a+1} = \frac{a \cdot \sqrt{k \cdot \lambda \cdot A}}{a+1} \end{array} \right. \quad (43')$$

a (42') összefüggésben a következő helyettesítéseket végezzük el, akkor M_z a (44) képlet szerint számítható:

$$M_z = C \cdot R_2 \cdot \sqrt{\lambda A^3} \quad (44)$$

ahol C egy változó függvény, amely a tartó keresztmetszetét jellemzi.

$$C = \sqrt{k} \cdot \frac{6ar - k(a+1)(r+1)}{6(a+1)} \quad (45)$$

ahol:

$$r = \frac{R_1}{R_2}$$

$$A \text{ keresztmetszet területe } A = \sqrt[3]{\frac{M_z^2}{C^2 R_2^2 \lambda}} \quad (46)$$

Az optimális tervezés minimális keresztmetszeti területet feltételez egy adott (M_z) forgatónyomaték mellett.

$$\text{tehát } C \rightarrow C_{\max} \Rightarrow \frac{\delta C}{\delta k} = 0; \quad \frac{\delta C}{\delta a} = 0,$$

$$\text{innen } k = \frac{2ar}{(a+1)(r+1)} \quad (47)$$

k értékét behelyettesítve a "C" összefüggésbe megkapjuk:

$$C_{\max} = \sqrt{\frac{8(ar)^3}{9(a+1)^3(r+1)}} \quad (48)$$

$$A_{\text{szuks.}} = \frac{a+1}{ar} \sqrt[3]{\frac{9 \cdot M_z^2 (r+1)}{8 \cdot \lambda \cdot R_2^2}} \quad (49)$$

A keresztmetszet különböző részeinek (felsőöv, gerinclemez és alsóöv) területe és keresztmetszeti modulusza.

$$\left. \begin{array}{l} A_i = \frac{2}{r+1} \cdot A_0; \quad A_1 = \frac{2}{r \cdot (r+1)} \cdot A_0; \quad A_2 = \frac{1+r(1-a)}{ar \cdot (r+1)} \cdot A_0; \\ W_{z1} = \frac{M_z}{R_2} \eta a; \quad W_{z2} = \frac{M_z}{R_2} \eta \end{array} \right\} \quad (49')$$

$$\text{ahol } A_0 = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot M_z^2 (r+1)}{8 \cdot \lambda \cdot R_2^2}} \text{ és } \eta = \frac{3+r(2-a)}{2ar(r+1)}$$

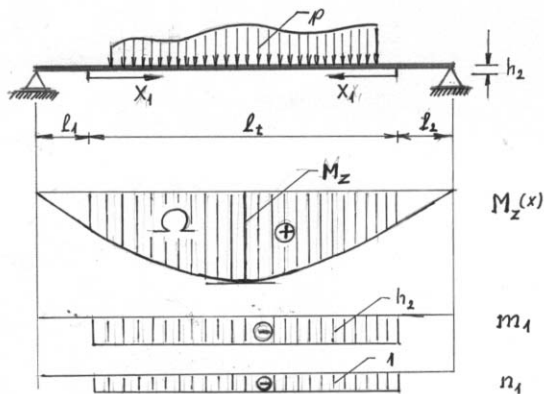
$$A \text{ kábeleket megfeszítő erő } X_0 = \frac{R_0(3+2r-ar)}{(a+1)(3+2r)} \cdot A \quad (50)$$

Az üzemi terhelés alatti húzóerő a feszítőkábelekből:

$$X = \frac{R_2(ar-1)}{a+1} \cdot A \quad (51)$$

$$X_1 = X - X_0 = \frac{R_2(ar-1)(3+2r) - (3+2r-ar)R_0}{(a+1)(3+2r)} \cdot A \quad (52)$$

A feszítőkábelek szükséges keresztmetszete A_t



14. ábra

$$A_t = \frac{X}{R_t} = \frac{ar-1}{a+1} \cdot \frac{R_2}{R_t} \cdot A \quad (53)$$

Az X_1 feszítőerő a 14. ábra szerint számítható:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = \Delta_t \quad (54)$$

$$\delta_{11} = \int_0^{l_1} \frac{m_1^2}{EI_z} dx + \int_0^{l_2} \frac{n_1^2}{EA} dx = \frac{h_2^2}{EI_z} l_1 + \frac{1}{EA} l_2 \quad (55)$$

$$\Delta_{1p} = - \int_0^{l_1} \frac{m_1 M_z(x)}{EI_z} dx = - \frac{h_2}{EI_z} \Omega \quad (56)$$

$$\Delta_t = - \frac{X_1 l_1}{E_t A_t} \quad (57)$$

$$X_1 = \frac{\frac{h_2}{EI_z} \Omega}{\frac{h_2^2}{EI_z} l_1 + \frac{1}{EA} l_2 + \frac{1}{E_t A_t} l_1} \quad (58)$$

Figyelembe véve (43'), (47), (49')

$$X_1 = \frac{2Dar(1+r)(ar-1)R_2}{(a+1)[(ar-1)(3+2r) + \Psi(3+2r-ar)]} \cdot A \quad (59)$$

A D együttható a nyomatéki ábrától függ: $D = \frac{\Omega}{M_z \cdot l_1}$; $\Psi = \frac{E \cdot R_t}{E_t \cdot R_2}$

Az (52) és (59) összefüggésekből meghatározható az optimális méretezés egyenlete.

$$2Dar(1+r) \cdot C_1 - (C_1 + \Psi C_2)(C_1 - r_0 C_2) = 0 \quad (60)$$

$$r_0 = \frac{R_0}{R_2}; \quad C_1 = (ar-1) \cdot (3+2r); \quad C_2 = 3+2r-ar$$

$$(61)$$

A (60) egyenletből meghatározható a keresztmetszet szimmetriája (a), amely az optimális keresztmetszetet biztosítja.

Összefoglalás

Az itt bemutatott zárt szerkezetű öszvértartók főleg vasúti ágyazatvezetéses hidak építésénél lehet használni. Ezeket a hídszerkezeteket jól lehet alkalmazni elavult felsőpályás gerinclemezes hidak korszerű ágyazatátvezetés szerkezetekkel való kicserélésekor, vasútvonalak felújításakor, valamint nagysebességű vonalak építésénél.

Felhasznált irodalom

13. C. Avram, V. Bota: Strucuti compuse oțel-beton, beton precomprimat-beton aramat. Editura Tehnică, București, 1975
14. Dan Mateescu s.a. Construcții metalice pretensionate, Editura Academiei, București 1989
15. Dr. Köllő Gábor.: Nagy feszítávú közúti öszvérhídszerkezet, Közúti és mélyépítési szemle. Budapest 10 / XLVIII / 1998 október
16. Köllő Gábor: Considerații privind suprastructurile de deschidere mare pentru poduri rutiere din grinzi prefabricate având secțiunea mixtă oțel-beton., A VIII-a Conferință Internațională de Construcții Metalice, 25-28 septembrie 1997, Timișoara