

Belső csarnokoszlop vizsgálata

az MSZ EN 1992-1-1 szabvány, annak 5.8.3 bekezdése alapján

A következőkben azt vizsgáljuk meg, hogy a csarnokoszlopot szükséges-e a másodrendű elmélet szerint megvizsgálni, vagy sem.

Az oszlop geometriája:

keresztmetszeti szélesség $b =$	0,55 m
keresztmetszeti magasság $h =$	0,55 m
oszlopmagasság az alap felső élétől $L_{FOK} =$	7,35 m
az oszlop statikus hossza $L =$	$L_{FOK} + b = 7,90$ m

az oszlop kihajlási hossza $L_0 = 2,28 \cdot L = 18,01$ m

karcsúsága $\lambda = L_0 / (0,289 \cdot b) = 113,3$

A **C40/50** betonminőségű oszlop jellemzői:

karakterisztikus betonszilárdság $f_{ck} =$	40 N/mm ²
beton biztonsági tényezője $\gamma_C =$	1,50
beton nyomószilárdságának terv. értéke $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C =$	27 N/mm ²
betonacél folyáshatárának karakt. értéke $f_{yk} =$	500 N/mm ²
betonacél szilárdságának biztonsági tényezője $\gamma_S =$	1,15
betonacél folyáshatárának tervezési értéke $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	435 N/mm ²
betonacél rugalmassági modulusa $E_s =$	200000 N/mm ²
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	0,00217500

Az 5.8.2 (6) bekezdésnek megfelelő alternatíva az 5.8.3.1(1) bekezdésben felállított követelmény igazolása:

$\lambda \leq \lambda_{lim} < 75 \Rightarrow$ az oszlop vizsgálata során a másodrendű elméletből származó külpontosság elhanyagolható

Jellemző belső oszlop függőleges terhei:

belső oszlop terhelési felülete $A_{ST} = 20 \cdot 20 = 400$ m²

acélszerkezet önsúlya:	0,35 kN/m ²
tetőfelépítés:	0,65 kN/m ²

$g_{k,1} = 1,00$ kN/m²

vasbeton főtartó önsúlya $g_{k,2} = 307,92 / 20 = 15,40$ kN/m

biztonsági tényező $\gamma_G = 1,35$

hóteher:	1,00 kN/m ²
szélnyomás a tetőn:	0,435 kN/m ²

$p_{k,1} = 1,435$ kN/m²

biztonsági tényező $\gamma_Q = 1,50$

normálterő tervezési értéke $N_{Ed} = (g_{k,1} \cdot \gamma_G + p_{k,1} \cdot \gamma_Q) \cdot A_{ST} + g_{k,2} \cdot 20 \cdot \gamma_G + b \cdot h \cdot 25 \cdot L \cdot \gamma_G = 1897$ kN

hajlítónyomaték a széltehetőtől $M_{y,Ed} = 528$ kNm

A mennyiben pontosabb adatok nem állnak rendelkezésünkre, a 5.8.3.1 (1) bekezdés szerint felvehetők a következő értékek :

$$\begin{aligned} A &= 0,7 \\ B &= 1,1 \\ C &= 0,7 \\ \text{betonkeresztmetszet } A_C &= b \cdot h = 0,30 \text{ m}^2 \\ n &= N_{Ed} / (A_C \cdot f_{cd} \cdot 1000) = 0,2342 \\ \text{karcsúság határértéke } \lambda_{lim} &= 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = 22,28 \end{aligned}$$

$$\lambda / \lambda_{lim} = \underline{5,09 < 1}$$

A vizsgálat **nem** felelt meg \Rightarrow ezért a II. rendű elméletből származó e_2 külpontosság az oszlop vizsgálatánál figyelembe veendő!

Az 5.8.8.3 bekezdésben meghatározott módszerrel számítjuk az e_2 külpontosságot:

$$\text{Az elsőrendű (deformálatlan oszlop) külpontosság } e_1 = \text{MAX}(M_{y,Ed} / N_{Ed}; h/30; 0,02) = \underline{0,278 \text{ m}}$$

$$\begin{aligned} \text{valamennyi nyomott oszlop darabszáma } m &= 4 \\ \text{az együtdolgozó oszlopok redukáló tényezője } \alpha_m &= \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)} = 0,7906 \\ \text{a magasság redukáló tényezője } \alpha_h &= \text{MAX}(2/3; 2/\sqrt{L_{FOK}}) = 0,7377 < 1 \\ \text{kezdeti görbeség (imperfekció) } \Theta_i &= \alpha_h \cdot \alpha_m / 200 = 0,00291613 \\ \text{kezdeti görbeségből származó külpontosság } e_i &= \Theta_i \cdot L_0 / 2 = \underline{0,026 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{vasbeton keresztmetszet statikus magassága } d &= 0,9 \cdot h = 0,50 \text{ m} \\ \text{hosszanti vasalás keresztmetszete (felvett érték) } A_S &= 0,016286 \text{ m}^2 \\ \text{mech. vashányad } \omega &= A_S \cdot f_{yd} / (A_C \cdot f_{cd}) = 0,8746 \\ n_u = 1 + \omega &= 1,8746 \\ n_{bal} &= 0,4 \\ \text{normálerő tényezője } K_r &= \text{MIN}((n_u - n) / (n_u - n_{bal}); 1) = \underline{1,00} \end{aligned}$$

$$\beta = 0,35 + (f_{ck} / 200) - (\lambda / 150) = -0,2053$$

Hajlítónyomaték a kvázistatikus terhektől (karakterisztikus érték):

$$M_{0Eqp} = ((g_{k,1} + p_{k,1}) \cdot A_{ST} + (b \cdot h \cdot 25 \cdot L)) \cdot (e_1 + e_i) = 314,26 \text{ kNm}$$

Hajlítónyomaték (tervezési érték):

$$M_{0Ed} = ((g_{k,1} \cdot \gamma_G + p_{k,1} \cdot \gamma_Q) \cdot A_{ST} + (b \cdot h \cdot 25 \cdot L \cdot \gamma_G)) \cdot (e_1 + e_i) = 450,42 \text{ kNm}$$

$$\text{kúszás } i \text{ tényező (felvett érték) } \varphi = 1,53$$

$$\text{effektív kúszási tényező } \varphi_{ef} = M_{0Eqp} / M_{0Ed} \cdot \varphi = 1,07$$

$$\text{a kúszás hatása } K_\varphi = \text{MAX}((1 + \beta \cdot \varphi_{ef}); 1) = \underline{1,00}$$

$$\text{másodrendű nyomatékból keletkező külpontosság } e_2 = 1/10 \cdot L_0^2 \cdot K_r \cdot K_\varphi \cdot \varepsilon_{yd} / (0,45 \cdot d) = \underline{0,3135 \text{ m}}$$

$$\text{külpontosságok összege } e_{tot} = e_1 + e_i + e_2 = \underline{0,6175 \text{ m}}$$

Az oszlopvizsgálat belső erői (a másodrendű elmélet figyelembevételével a kritikus keresztmetszetet vizsgáljuk):

$$N_{Ed} = N_{Ed} = \underline{1897 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_{tot} = \underline{1171 \text{ kNm}}$$