

Teräs-betoni liittorakenteiden laskentaesimerkit ja -ohjelmat

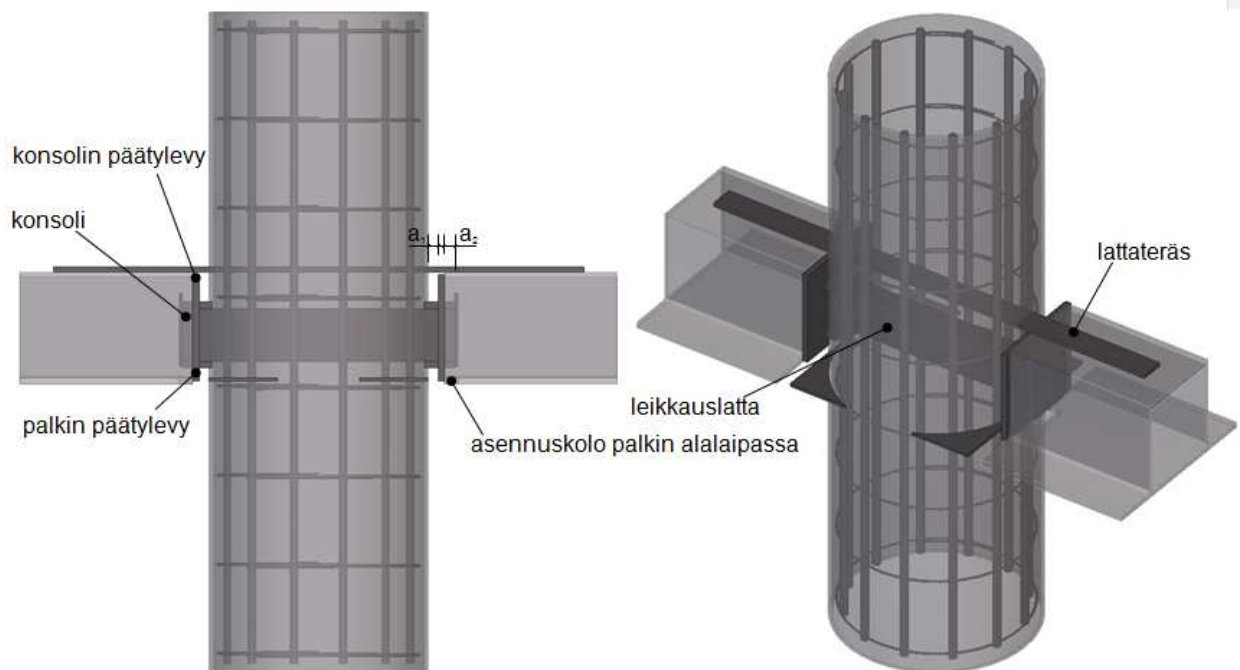
Teräsrakenneyhdistys ry / Suomen Betoniyhdistys ry

16.12.2014, Metropolia AMK, Agricolankatu 1-3, Helsinki

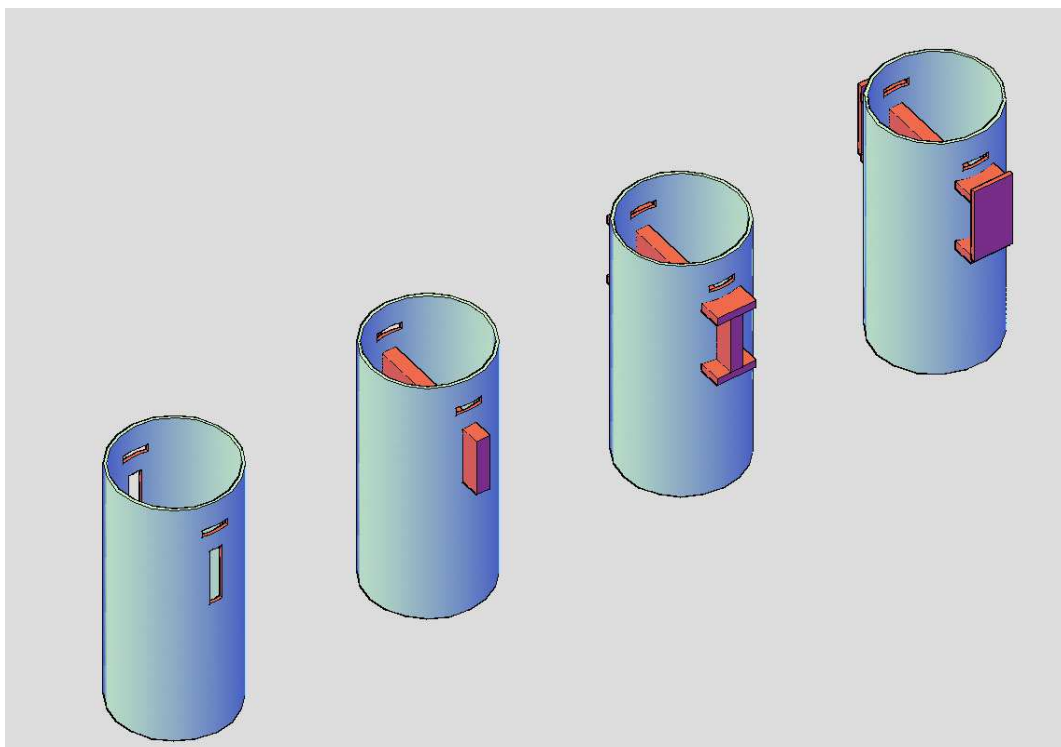
Massiivisen lattateräs konsoliliitoksen esimerkkilaskelma

TEP/WP3/liitos 901

Arto Sivill, Sweco Rakennetekniikka Oy

Massiivinen lattateräskonsoli

Tässä esimerkissä suunnitellaan yllä olevan kuvan mukainen liittopilarin lattateräskonsoliliitos.



Liittopilarissa olevat lattateräskonsolin osat.

1. Lähtötietoja



Osavarmuusluvut

$\gamma_{M0} := 1.00$	(SFS-EN 1993-1-1 kohta 6.1 (1))
$\gamma_{M2} := 1.25$	(SFS-EN 1993-1-8 taulukko 2.1)
$\gamma_c := 1.35$	(SFS-EN 1992-1-1 NA, Liite A, kohta A.2.1)
$\gamma_s := 1.1$	(SFS-EN 1992-1-1 NA, Liite A, kohta A.2.1)
$\alpha_{cc} := 0.85$	(SFS-EN 1992-1-1 NA) Huom. SFS-EN 1994-1-1, betonitäytteiset putkipilarit $\alpha_{cc}=1$

Lattateräskonsolin mitat

$h_{pla} := 275\text{mm}$	konsolin korkeus
$b_{pla} := 40\text{mm}$	konsolin leveys
$l_{pla} := 80\text{mm}$	konsolin pituus
$s_x := 40\text{mm}$	konsolikuorman etäisyys pilarin vaipasta
$t_{pla1} := 30\text{mm}$	konsolin päällä olevan paineentasauslevyn paksuus
$t_{pla2} := 20\text{mm}$	konsolin alla olevan levyn paksuus

Liittopilarin teräsvaipan mitat

$D_0 := 508\text{mm}$	pilarin halkaisija
$t_0 := 12.5\text{mm}$	pilarin vaipan paksuus
$D_c := D_0 - 2t_0 = 483\text{mm}$	

Materiaalilujuudet, rakenneteräs

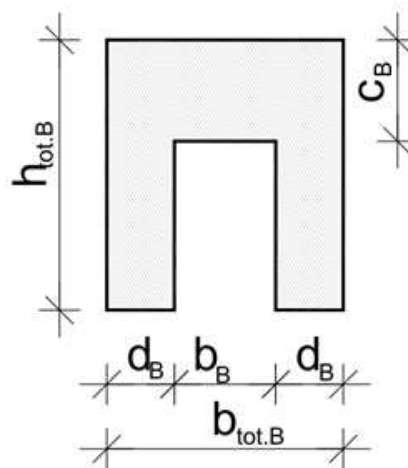
$E_a := 210000\text{MPa}$		
$f_y := 355\text{MPa}$	$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355\text{MPa}$	Huom! Jos lattateräksen paksuus yli 40 mm, niin myötölujuus määritetään SFS-EN 1993-1-1 taulukon 3.1 mukaisesti
$f_u := 510\text{MPa}$		

Materiaalilujuudet, betoni C35/45

$E_c := 34000\text{MPa}$	
$f_{ck} := 35\text{MPa}$	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 22.037\text{MPa}$

Materiaalilujuudet, harjateräs B500 B

$f_{sy} := 500\text{MPa}$

Palkin päätylevyn mitat

$$c_B := 150 \cdot \text{mm}$$

$$b_B := 150 \cdot \text{mm}$$

$$d_B := 100 \cdot \text{mm}$$

$$t_B := 35 \text{ mm}$$

palkin päätylevyn paksuus

$$b_{\text{tot.B}} := 2 \cdot d_B + b_B = 350 \text{ mm}$$

palkin päätylevyn kokonaisleveys

$$h_{\text{tot.B}} := c_B + t_{\text{pla1}} + h_{\text{pla}} + t_{\text{pla2}} = 475 \text{ mm}$$

palkin päätylevyn kokonaiskorkeus

**Kuormat liitokselle**

Kuormitus I. Konsoliin kohdistuvat suurimmat pystysuuntaiset MRT tukireaktiot asennustilanteessa (Näitä vastaava vääntömomentti on 0)

$$F_{\text{Ed.1.inst}} := 510 \text{ kN} \quad \text{vasen puoli}$$

$$F_{\text{Ed.2.inst}} := 510 \text{ kN} \quad \text{oikea puoli}$$

$$F_{\text{Ed.inst}} := \max(F_{\text{Ed.1.inst}}, F_{\text{Ed.2.inst}}) = 510 \cdot \text{kN}$$

Kuormitus II. Konsoliin kohdistuva pystysuuntainen MRT tukireaktio asennustilanteessa, joka vaikuttaa samaan aikaan asennusaikaisen vääntömomentin maksimin kanssa

$$F_{\text{T.Ed.inst}} := 250 \text{ kN}$$

$$T_{\text{Ed.inst}} := 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kuormitus III. Pystysuuntaiset tukireaktiot konsolille MRT:ssa lopputilanteessa (lopputilanteessa ei vääntöä)

$$F_{\text{Ed.1}} := 1135 \text{ kN} \quad \text{vasen puoli}$$

$$F_{\text{Ed.2}} := 1135 \text{ kN} \quad \text{oikea puoli}$$

$$F_{\text{Ed}} := \max(F_{\text{Ed.1}}, F_{\text{Ed.2}}) = 1135 \cdot \text{kN}$$

$$T_{\text{Ed}} := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kuormitus IV. Pystysuuntainen tukireaktio yhdelle konsolille palotilanteessa. Palonkestovaatimus R60. Palotilanteessa ei vääntöä.

$$F_{\text{fi.Ed}} := 600 \text{ kN}$$

$$T_{\text{fi.Ed}} := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

2. Asennustilanne (liittopilari betonoimatta)



Pilarin vaipan kestävyys asennusaikaiselle maksimi pystytukireaktiolle (kuormitus I)

$$F_{Rd.inst} := b_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} + 2 \cdot h_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1587 \cdot \text{kN}$$

$$F_{Ed.max.inst} := F_{Ed.inst} \cdot \frac{D_0 + s_x}{D_0} = 550 \cdot \text{kN} \quad \text{konsolikuorma on vain pilarin toisella puolella}$$

$$\frac{F_{Ed.max.inst}}{F_{Rd.inst}} = 34.7\%$$

Lattateräskonsolin kimmoteorian mukainen leikkauskestävyys

$$V_{el.Rd} := \frac{2}{3} h_{pla} \cdot b_{pla} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1503 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{Ed.max.inst}}{V_{el.Rd}} = 36.6\%$$

Lattateräskonsolin kimmoteorian mukainen yhd. vääntö ja leikkauskestävyys asennustilanteessa

$\alpha := 0.31$ väännettävän kappaleen muodosta riippuva kerroin

$$W_v := \alpha \cdot h_{pla} \cdot b_{pla}^2 = 1.364 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$T_{el.Rd} := W_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{F_{T.Ed.inst}}{V_{el.Rd}} + \frac{T_{Ed.inst}}{T_{el.Rd}} = 88.2\%$$

Lattateräskonsolin kimmoteorian mukainen yhd. vääntö ja taivutuskestävyys asennustilanteessa

$M_{T.Ed.inst} := s_x \cdot F_{T.Ed.inst} = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$ taivutusmomentti joka vaikuttaa samaan aikaan vääntömom. kanssa

$$W_{el} := \frac{h_{pla}^2 \cdot b_{pla}}{6} = 504 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_x := \frac{M_{T.Ed.inst}}{W_{el}} = 19.8 \text{ MPa} \quad \tau := \frac{T_{Ed.inst}}{W_v} = 146.628 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{vert} := \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} = 254.7 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{vert}}{f_{yd}} = 71.8\%$$

Vääntömomentista aiheutuva voimapari, joka siirretään palkin päätylevyltä paineentasauslevyjen kautta lattateräskonsolille

$$H_{T.Ed.inst} := \frac{T_{Ed.inst}}{h_{pla}} = 72.7 \text{ kN}$$

Tietyillä mittasuhteilla päätylevyn mitoituksessa tulee tarkistaa myös se, kestääkö päätylevyssä d_B levyinen vyöhyke väännöstä aiheutuvasta voimaparista $H_{T.Ed.inst}$ seuraavat rasitukset (pätylevyn vyöhykkeen paikallinen puristus, leikkausvoima ja taivutuskestävyys). Tässä esimerkissä nämä eivät tule määrääviksi.



3. Lopputilanne, kuormitus III (liittopilari betonoitu)



Palkin päätylevyn kestävyys (leikkauskestävyys / palamurtuminen)

$$A_{nv} := \frac{2}{3} c_B \cdot t_B = 3500 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{SFS-EN 1993-1-8 kohta 3.10}$$

$$V_{B,Rd} := 2A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1435 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{V_{B,Rd}} = 79.1\%$$

Palkin päätylevyn taivutuskestävyys (tukireaktion siirtäminen palkin uumilta konsolipuukon keskelle)

$$W_{B,el} := \frac{c_B^2 t_B}{6} = 131250 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{B,Rd} := W_{B,el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B,Ed} := \frac{F_{Ed} \cdot b_B}{4} = 42.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{B,Rd}} = 91.3\%$$

Lattateräskonsolin ja palkin päätylevyn välinen paikallinen puristuskestävyys (palkin tukireaktiolle)

Tehollisen leveyden b_{eff} laskennassa sovelletaan SFS-EN 1993-1-8 kohdan 4.10 periaatteita (jakautumisleveys tässä varman päälle 1:1 eikä 1:2,5)

Palkin päätylevyn paikallinen puristuskestävyys

$b_{eff,B} := b_{pla} + 2 \cdot t_{pla1} = 100 \cdot \text{mm}$ paineentasauslevyn leveyden b_B tulee olla vähintään tämän jakaantumisleveyden suuruinen

$$F_{Rd,B} := t_B \cdot b_{eff,B} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.243 \cdot \text{MN} \quad \text{Paikallinen puristuskestävyys päätylevyssä}$$

Konsolin yläreunan paikallinen puristuskestävyys

$$b_{eff,pla} := \min \left[t_B + 2 \cdot t_{pla1} \cdot 2(l_{pla} - s_x) \right] = 80 \cdot \text{mm}$$

$$F_{Rd,pla} := b_{pla} \cdot b_{eff,pla} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.136 \cdot \text{MN} \quad \text{Paikallinen puristuskestävyys konsolissa}$$

Paikallinen puristuskestävyys päätylevyn ja konsolin välillä

$$F_{Rd,tot} := \min(F_{Rd,B}, F_{Rd,pla}) = 1.136 \cdot \text{MN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd,tot}} = 99.9\%$$

Betonin paikallinen puristuskestävyys lattakonsolin alla

Betonitäytteisen teräsluottopilarin paikallinen puristus, SFS-EN 1994-1-1, kohta 6.7.4.2

$$\eta_{cL} := 4.9 \quad \text{pyöreällä 4,9 ja neliöputkissa 3,5}$$

$$A_c := \frac{\pi(D_0 - 2t_0)^2}{4} = 183225 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_1 := b_{pla} \cdot (D_0 - 2t_0) = 19320 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_c}{A_1} = 9.484 \quad \text{pitää olla alle 20}$$

$$\sigma_{c,Rd} := \min \left[f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{t_0}{D_0} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}}, \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1}, f_{yd} \right]$$

$$\sigma_{c,Rd} = 76.047 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,Rd}}{f_{cd}} = 3.451$$

Suurin tukireaktio, joka voidaan konsoliliitoksessa voidaan siirtää pilarille betonisisuksen paikallisen puristuskestävyyden ja pilarin vaipan kautta / yhtä suuri konsolikuorma pilarin molemmalla puolella)

$$F_{\text{tot},Rd} := A_1 \cdot \sigma_{c,Rd} + 2 \left(b_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} + 2 \cdot h_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \right) = 4642 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{F_{Ed,1} + F_{Ed,2}}{F_{\text{tot},Rd}} = 48.9\%$$

Lattateräskonsolin leikkauskestävyys lopputilanteessa

$$V_{el,Rd} = 1503 \cdot \text{kN} \quad \text{leikkauskestävyys on laskettu edellä asennustilanteessa}$$

$$V_{Ed} := F_{Ed}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{el,Rd}} = 75.5\%$$

Lattateräskonsolin yhdistetty leikkaus- ja taivutusrasitus pilarin vaipan pinnassa

Tarkistetaan yhdistetty leikkaus- ja taivutusrasitus pilarin vaipan pinnassa, kun rasituksena on konsolille tulevan kuorman mitoitusarvo F_{Ed}

$$\rho := \begin{cases} 0 & \text{if } F_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{el,Rd} \\ \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{el,Rd}} - 1 \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho = 0.26$$

Kaavassa $V_{el,Rd}$ koska SFS-EN 1993-1-1 luvussa 6.2.6 ei esitetä suorakaidepoikkileikkauksen plastisuusteorianmukaista leikkauskestävyyttä $V_{pl,Rd}$

$$M_{1.Ed} := F_{Ed} \cdot s_x = 45.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{pl} := \frac{h_{pla}^2 \cdot b_{pla}}{4} = 756 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{V.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{(1 - \rho) f_y}{\gamma_{M0}} = 199 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{1.Ed}}{M_{V.Rd}} = 22.9\%$$

tässä voisi laskea myös von Mises vertailujännityksen kimmoteorian mukaan

Lattateräskonsolin kimmoteorian mukainen taivutuskestävyys pilarin keskellä

Tarkistetaan lattateräksen kimmoteorian mukainen taivutuskestävyys pilarin keskellä suurimmalle mahdolliselle tukireaktiolle, minkä lattateräs pystyy siirtämään pilarille (Huom!. paikallinen puristus päätylevyn ja lattateräksen välillä)

$$F_{01} := \frac{F_{tot.Rd}}{2} = 2321 \cdot \text{kN}$$

konsolikuormana on tässä puolet paikallisen puristuskestävyyden mitoitusarvosta

$$F_{02} := b_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} + 2 \cdot h_{pla} \cdot t_0 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1587 \cdot \text{kN}$$

vaipan paikallinen puristuskestävyys

$$F_{03} := A_1 \cdot \frac{\sigma_{c.Rd}}{2} = 735 \cdot \text{kN}$$

betonisisuksen puolikkaan paikallinen puristuskestävyys

$$M_{2.Ed} := F_{01} \cdot \left(s_x + \frac{D_0}{2} \right) - F_{02} \cdot \frac{\left(D_0 - \frac{t_0}{2} \right)}{2} - F_{03} \cdot \frac{D_c}{2} = 107 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{el} = 5.042 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

laskettu aiemmin

$$M_{el.Rd} := W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 179 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{2.Ed}}{M_{el.Rd}} = 59.8\%$$

lattateräksen käyttöastetta ei kannata optimoida 100% sillä vain riittävän taivutusjäykkä lattateräs takaa täysplastisen jännitys jakauman betonisisuksessa



Lattateräskonsolin hitsien mitoitus murtorajatilassa



Liittopilarin teräsvaipan ja lattateräskonsolin välinen hitsi on aina läpihitsattu puoli-V railo, jonka kestävyys on SFS-EN 1993-1-8 kohdan 4.7.1 mukaisesti sama kuin heikoimman liitettävän osan kestävyys.

Muut hitsit mitoitetaan liitoksissa oleville voimille. Hitsien mitoitusta ei käsitellä tässä esimerkissä.



5. Kestävyys palotilanteessa, kuormitus IV

Lattateräskonsolin kestävyys palotilanteessa

Lattateräskonsolin palotilanteen lämpötila riippuu käytetystä palosuojauksesta ja tulipalon kestosta. Tässä esimerkissä lattateräskonsolin kaikkien osien lämpötilaksi oletetaan 500 °C

$$k_{y,\theta} := 0.78 \quad \text{SFS 1993-1-2 Taulukko 3.1}$$

$$f_{y,\theta} := k_{y,\theta} \cdot f_y = 276.9 \text{ MPa}$$

$$k_{p,\theta} := 0.61 \quad \text{SFS 1992-1-2 Taulukko 3.2a, 300 °C lämpötilaa vastaava suhteellisuusrajan mukainen pienennyskerroin}$$

$$f_{sy,\theta} := k_{p,\theta} \cdot f_{sy} = 305 \text{ MPa}$$

Palkin päätylevyn kestävyys palotilanteessa (leikkauskestävyys / palamurtuminen)

$$A_{nv} = 3500 \text{ mm}^2$$

$$V_{B.fi.Rd} := 2A_{nv} \cdot \frac{f_{y,\theta}}{\sqrt{3}} = 1119 \cdot \text{kN}$$

$$F_{fi.Ed} = 600 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fi.Ed}}{V_{B.fi.Rd}} = 53.6 \cdot \%$$

Palkin päätylevyn taivutuskestävyys palotilanteessa (tukireaktion siirtäminen palkin uumilta konsolipuukon keskelle)

$$W_{B.el} = 131250 \text{ mm}^3$$

$$M_{B.fi.Rd} := W_{B.el} \cdot f_{y,\theta} = 36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B.fi.Ed} := \frac{F_{fi.Ed} \cdot b_B}{4} = 22.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{B.fi.Ed}}{M_{B.fi.Rd}} = 61.9 \cdot \%$$

Lattateräskonsolin ja palkin päätylevyn välinen paikallinen puristuskestävyys palotilanteessa (palkin tukireaktiolle)

Palkin päätylevyn paikallinen puristuskestävyys palotilanteessa

$$F_{fi.Rd.B} := t_B \cdot b_{eff.B} \cdot f_{y,\theta} = 0.969 \cdot \text{MN} \quad \text{Paikallinen puristuskestävyys päätylevyssä}$$

Konsolin yläreunan paikallinen puristuskestävyys palotilanteessa

$$F_{fi.Rd.pla} := b_{pla} \cdot b_{eff.pla} \cdot f_{y,\theta} = 0.886 \cdot \text{MN} \quad \text{Paikallinen puristuskestävyys konsolissa}$$

Paikallinen puristuskestävyys päätylevyn ja konsolin välillä palotilanteessa

$$F_{fi.Rd.tot} := \min(F_{fi.Rd.B}, F_{fi.Rd.pla}) = 0.886 \cdot \text{MN}$$

$$\frac{F_{fi.Ed}}{F_{fi.Rd.tot}} = 67.7 \cdot \%$$

Lattateräskonsolin leikkauskestävyys palotilanteessa

$$V_{el.fi.Rd} := \frac{2}{3} h_{pla} \cdot b_{pla} \cdot \frac{f_{y,\theta}}{\sqrt{3}} = 1172 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fi.Ed} := F_{fi.Ed}$$

$$\frac{V_{fi.Ed}}{V_{el.fi.Rd}} = 51.2\%$$

Palotilanteessa lattateräskonsolin kestävyys pitää tarkistaa kaikille samoille mitoituskriteereille kuin MRT:ssakin. Tässä esimerkissä on tarkastettu vain joitain määrääviä mitoituskriteerejä

Lattateräskonsolin ja betonin paikallinen puristuskestävyys palotilanteessa

$$k_{c,\theta} := 0.85 \quad \text{SFS 1992-1-2 Taulukko 3.1}$$

$$\gamma_{M,fi} := 1$$

$$f_{ck,\theta} := k_{c,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi}} = 29.75 \text{ MPa}$$

$$t_{c,red} := 30 \cdot \text{mm}$$

palotilanteessa paikallista puristusta laskettaessa tässä esimerkissä betonista on redusoitu 30 mm teräsvaippaa vastaan oleva hakojen betonipeite.

$$A_{fi,c} := \frac{\pi (D_0 - 2t_0 - 2 \cdot t_{c,red})^2}{4} = 140531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{fi,l} := b_{pla} \cdot (D_0 - 2t_0 - 2 \cdot t_{c,red}) = 16920 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{fi,c}}{A_{fi,l}} = 8.306 \quad \text{pitää olla alle 20}$$

$$k := 3$$

arvioitu betonin paikallisen puristuskestävyyden kerroin palotilanteessa

$$\sigma_{c,fi.Rd} := \min \left(k f_{ck,\theta}, \frac{A_{fi,c} \cdot f_{ck,\theta}}{A_{fi,l}}, f_{y,\theta} \right) \quad \frac{\sigma_{c,fi.Rd}}{f_{ck,\theta}} = 3$$

$$\sigma_{c,fi.Rd} = 89.25 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{tot,fi.Rd} := A_{fi,l} \cdot \sigma_{c,fi.Rd} = 1510 \cdot \text{kN}$$

$$F_{tot,fi.Ed} := 2 \cdot F_{fi.Ed} = 1200 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{tot,fi.Ed}}{F_{tot,fi.Rd}} = 79.5\%$$

Betonitäyttöön tarvittava halkaisuraudoitus palotilanteessa

$$F_{t,fi} := \frac{1}{4} \cdot F_{tot,fi.Ed} \cdot \left(1 - \frac{b_{pla}}{D_c - 2 \cdot t_{c,red}} \right) = 272 \text{ kN}$$

$$A_{s,req} := \frac{F_{t,fi}}{n \cdot f_{sy,\theta}} = 445 \text{ mm}^2 \quad \begin{array}{l} n := 2 \text{ leikkeiden määrä} \\ \text{pyöreät halkaisuhaat 9kpl T10 k 50} \end{array}$$

6. Jatkuvan sortuman esto

Konsoliliitoksen yläpuolelle hitsataan palkkien selkään jatkuvasta sortumasta aiheutuvan sidevoiman kestävä lattateräs, joka viedään liittopilarin lävitse. Mitoitusta ei käsitellä tässä esimerkissä.