

# JÄNNITETTYJEN I- JA HI-PALKKIEN SUUNNITTELUOHJEET

## Sisällysluettelo

- 1 YLEISTÄ
  - 1.1 Soveltamisala ja käytettävät standardit
  - 1.2 Suunnittelumerkinnot
  - 1.3 Määritelmät ja oletukset - poikkileikkauksen muoto ja muuttuminen rakenteen jänteen eri kohdissa
- 2 MATERIAALIOMINAISUUDET
  - 2.1 Lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet
    - 2.1.1 Betoni
    - 2.1.2 Jännepunokset
    - 2.1.3 Jännittämätön raudoitus
  - 2.2 Osavarmuusluvut
- 3 HI-PALKKIEN SUUNNITTELURAJATILAT
  - 3.1 Jännevoiman siirto
  - 3.2 Kuljetus- ja asentamisrajatila
    - 3.2.1 Nostot ja kuljetukset
    - 3.2.2 Vääntö asentamisrajatilassa
  - 3.3 Valmiin rakennuksen murtorajatila
    - 3.3.1 Palkin taivutuskestävyys
    - 3.3.2 Ehytymäisen palkin leikkauskestävyys
    - 3.3.3 Palkin uumareikien vaikutus kestävyysvaatimukseen
  - 3.4 Valmiin rakennuksen käyttörajatila
    - 3.4.1 Halkeilukestävyys
    - 3.4.2 Taipumat
    - 3.4.3 Jännevoiman siirrossa tapahtuva esijännityksen pieneneminen
    - 3.4.4 Jännevoiman siirron aikana tapahtuvan halkeilun kompensoimiseksi tarvittava raudoitus
    - 3.4.5 Jännityshäviöt ja tehollinen jännevoima
- 4 HI-PALKKIEN RASITUSTILAT JA KUORMITUKSET ERI SUUNNITTELURAJATILOISSA
  - 4.1 Rasitustila jännevoiman siirron aikana
  - 4.2 Palkin kuljetus ja asennus
  - 4.3 Valmiin rakennuksen rajatilat
- 5 RAUDOITTAMISEN JA PUNOSTAMISEN VAATIMUKSET
  - 5.1 Punosten ja tankojen sijoittaminen poikkileikkauksessa
  - 5.2 Raudoitustankojen ankkurointi- ja jatko pituudet
  - 5.3 Puristusraudoituksen suunnittelu ja sitomisvaatimukset
  - 5.4 Jännittämättömän vetoraudoituksen käyttäminen ja rajoitukset
  - 5.5 Jännevoiman suuruus palkin eri kohdissa
  - 5.6 Leikkausraudoituksen yksityiskohtien suunnitteluvaatimukset

- 6 HI-PALKKIEN UUMAREIKIEN SUUNNITTELUVAATIMUKSET
  - 6.1 Reikien koot ja sijoittaminen ilman tarkempaa analyysiä
  - 6.2 Reikien ympäristön rasiutilat
    - 6.2.1 Murtorajatila
    - 6.2.2 Käyttörajatila
- 7 PALKKIEN LIITTYMINEN MUIHIN RAKENTEISIIN
  - 7.1 TT-laattojen ja palkkien väliset liitokset
  - 7.2 Palkin ja pilarin liitokset
  - 7.3 Palkkeihin liittyvät kannatusjärjestelmät, ripustus- ja jälkikiinnitysohjeet
- 8 TAIVUTUSJÄNNITYSTILOJEN JA -KESTÄVYYDEN LASKEMINEN
  - 8.1 Jäyhyysmomentti ja taivutusvastukset
  - 8.2 Jännevoiman vaikutusten seuranta ja mitoitus ehdot
    - 8.2.1 Jännevoiman siirto
    - 8.2.2 Rasiutilat jännevoiman siirron jälkeen
  - 8.3 Taivutuskestävyyden laskeminen
  - 8.4 Punosten ylilujuuden vaikutus poikkileikkauksen murtumistapaan
- 9 LIITTEET
  - 9.1 Suositeltavat hakamallit
  - 9.2 Esimerkki: Jännevoiman vaikutus palkin rasiutilaan ja kestävyteen
  - 9.3 Esimerkki: Jännityshäviöiden arvioiminen

## LÄHDEKIRJALLISUUS

# 1 YLEISTÄ

## 1.1 Soveltamisala ja käytettävät standardit

Nämä suunnitteluohjeet koskevat jännitettyjä, yksinkertaisesti tuettuja I- tai harja-I-palkkeja, joiden uumassa voi olla yksi tai useampia pyöreitä reikiä. Palkit jännitetään tartunnallisin jäntein. Palkkien rakenne on kohdassa 1.3 esitettävien määrittelyjen mukainen. Ohjeiden sisältö painottuu harja-I-palkkeihin, joissa taivutusrasituksien kannalta yleensä oletetaan määräävän poikkileikkauksen sijaitsevan 1/3-pisteissä (jänteen keskikohdan suhteen symmetriset pituusprofiilit), mutta sääntöjä voidaan yhtä hyvin soveltaa korkeudeltaan muuttumattomiin palkkeihin.

Palkkien suunnittelussa noudatetaan yleisperiaatteena SFS-EN 1992-1-1 ja sen viitestandardien suunnitteluohjeita, ellei erikseen toisin osoiteta. Näissä suunnitteluohjeissa ei käsitellä palkkien valmistustyön suoritusta, jonka oletetaan täyttävän SFS-EN 1992-1-1 liitteen A ja kyseisen standardin kansallisen liitteen mukaiset vaatimukset.

## 1.2 Suunnittelumerkinnät

Suunnittelumerkinnät ovat SFS-EN 1992-1-1 mukaiset. Symbolit, joita tarvitaan täydentämään tätä standardia, esitetään seuraavassa luettelossa.

$A_c$	on betonipoikkileikkauksen ala
$A_{ci}$	on muunnetun poikkileikkauksen ala
$A_{c.top}$	on reiän yläpuolisen betonipoikkileikkauksen ala
$A_{sc}$	on ylälaipan raudoituksen ala
$A_{sc.top}$	on reiän yläpuolisen poikkileikkauksen raudoituksen ala
$A_p$	on jännepunosten kokonaisala alalaipassa
$A_s$	on jännittämättömän raudoituksen ala alalaipassa
$A_{sci}$	on jännittämättömän raudoituksen ala ylälaipassa, $i = 1, 2$ tai $3$
$A_{sw}$	on leikkausraudoituksen ala
$b_1$	on ylälaipan leveys
$b_2$	on alalaipan leveys
$b_w$	on uuman paksuus
$d_o$	on reiän halkaisija
$d_p$	on hyötykorkeus jännepunoksiin
$d_{sci}$	on hyötykorkeus ylälaipan jännittämättömään raudoitukseen, $i = 1, 2$ tai $3$
$d_{si}$	on hyötykorkeus alalaipan jännittämättömään raudoitukseen
$y_{top}$	on poikkileikkauksen painopiste akselin y-y etäisyys yläpinnasta
$y_{bot}$	on poikkileikkauksen painopiste akselin y-y etäisyys alapinnasta
$y_p$	on jännevoiman painopisteen etäisyys painopiste akselista y-y
$f_{cd2}$	on mitoituslujuus ristikkomallin puristussauvassa
$f_{pd}$	on jännepunoksen mitoituslujuus
$f_{pd.max}$	on jännepunoksen mitoituslujuuden suurin arvo
$f_{sd}$	on jännittämättömän veto- tai puristusraudoituksen mitoituslujuus
$f_{sk}$	on jännittämättömän veto- tai puristusraudoituksen ominaislujuus

$f_{swd}$	on leikkausraudoituksen mitoituslujuus
$h_{c,top}$	on reiän yläpuolisen osan korkeus
$h_i$	on poikkileikkauksessa olevan suorakaide- tai puolisuunnikasosan korkeus
$H_i$	on poikkileikkauksen pystykoordinaatti yläpinnasta mitattuna, $i = 1, 2, \dots, 5$
$h_3$	on uuman korkeus (muuttuva palkin korkeuden mukaisesti)
$H_5$	on poikkileikkauksen korkeus (muuttuva palkin korkeuden mukaisesti)
$H_{50}$	on poikkileikkauksen korkeus reiän kohdalla
$H_{5,r}$	on poikkileikkauksen korkeus harjan kohdalla
$I_c$	on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti y-y akselin suhteen
$I_{c,i}$	on muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti y-y akselin suhteen
$I_z$	on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti z-z akselin suhteen
$M_{gB}$	on ominaistaivutusmomentti palkin painosta
$M_{g+q}$	on ominaistaivutusmomentti rakenteiden painosta ja hyötykuormasta
$M_{cr,d}$	on mitoitusvetolujuuteen $f_{ctd}$ perustuva halkeamiskestävyys
$M_{ncr}$	on halkeilukestävyys poikkileikkauksen yläpinnan ollessa vedetty
$M_{cr}$	on halkeilukestävyys poikkileikkauksen alapinnan ollessa vedetty
$T_{Rd,c}$	on ehyen poikkileikkauksen vääntökestävyys (halkeilua aiheuttava)
$W_T$	on betonipoikkileikkauksen vääntövastus
$W_{top,i}$	on muunnetun poikkileikkauksen taivutusvastus yläpinnan suhteen
$W_{bot,i}$	on muunnetun poikkileikkauksen taivutusvastus alapinnan suhteen
$l_{eb}$	on palkin päätylohkon pituus
$l_{debond}$	on mitta palkin päästä, jolla punoksen tartunta on poistettu
$L$	on jännemitta
$n_E$	on kimmokerroinsuhde, $n_0$ lyhytaikaisvaikutukset, $n_L$ pitkäaikaisvaikutukset
$s_l$	on hakaväli
$s_0$	on kahden peräkkäisen reiän keskiöväli
$z$	on momenttivarsi
$\alpha_2$	on lappeen kaltevuuskulma
$\varphi$	on kulma
$\varphi_k$	on virumaluku

### 1.3 Määritelmät ja oletukset

*Palkin harjamuoto* = palkin yläpinnan lappeittain saman kaltevuuden  $\alpha$  muodostama taiteviiva, jossa kaltevuus on yleensä 1:16. Harja sijaitsee tavallisimmin jännevälin keskikohdassa.

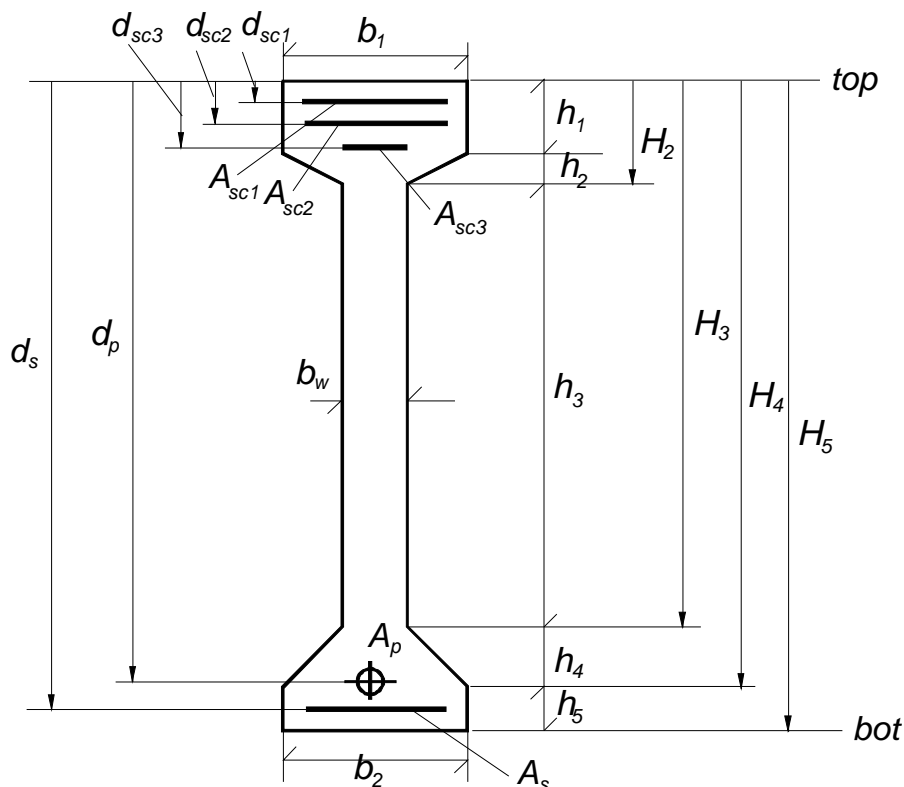
*l-poikkileikkaus* = palkin poikkileikkauksen muodostaa pysty akselin suhteen symmetriset puolisuunnikkaan muotoiset laipat, joiden poikkileikkauksiin sisältyy jännepunoksia ja jännittämätöntä raudoitusta. Uumaosa on vakioleveä ja kapeampi kuin laipat. Laippojen mitat ovat muuttumattomat jänteen eri kohdissa ja uuman korkeus muuttuu palkin korkeuden muuttuessa.

Pääjäyhyys akseli z-z tarkoittaa pystysuoraa akselia ja akseli y-y vaakasuoraa akselia.  $I_z$  on poikkileikkauksen pienempi jäyhyysmomentti, kun taivutus tapahtuu

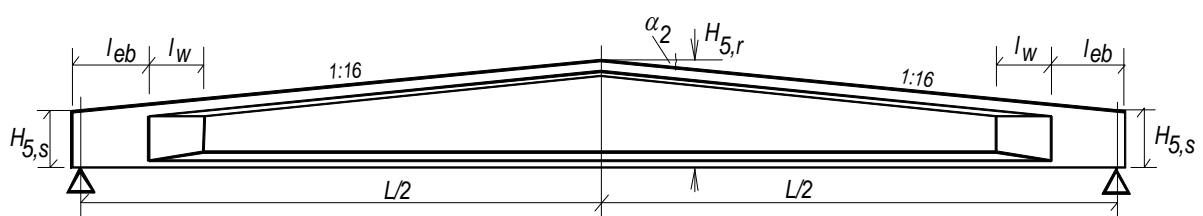
pysty akselin suhteen. Taivutuksen tapahtuessa pystytasossa, poikkileikkauksen korkeusmuuttujaa kuvassa 2.1b merkitään  $y$ :llä.

Palkin geometria ja mittasymbolit esitetään kuvassa 1.1: yleensä  $h_2 = (b_1 - b_w)/4$  ja  $h_4 = (b_2 - b_w)/2$ . Symmetrisen harjamuodon mukainen palkin pituusprofiili esitetään kuvassa 1.2.

Kuvassa 1.1 jännepunoksien painopiste vastaa alalaipassa olevia punoksia ja yläpunokset eivät kuulu ala- $A_p$ . Yläpunoksia käytetään tarvittaessa tasapainottamaan alalaipassa olevan suuren jännevoiman vaikutuksia, mutta niitä ei oteta huomioon laskettaessa poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä.



**Kuva 1.1** - Palkkipoikkileikkauksen geometria



**Kuva 1.2** - Symmetrisen harjapalkin pituusprofiili, harjakorkeus  $H_{5,r} = H_{5,s} + \frac{L}{2} \tan \alpha$ .

Päätölohkon pituus  $l_{eb}$  on valmistajakohtainen asia ja sen suuruus riippuu käytettävästä muottikalustosta, yleensä  $l_{eb} > 500$  mm. Uumaviisteen pituus on vaihteleva ja muotituksesta riippuva,  $l_w = (1,5 \dots 3)(b_1 - b_w)$ .

## 2 MATERIAALIOMINAISUUDET

### 2.1 Lujuus ja muodonmuutosominaisuudet

#### 2.1.1 Betoni

Betonin lujuudet ja jännitys-muodonmuutosominaisuudet ovat SFS-EN 1992-1-1 kohdan 3.1.2, 3.1.3 ja 3.1.4 mukaiset:

- Lujuudet  $f_{ck}$ ,  $f_{cm}$  ja kimmokerroin  $E_{cm}$ , SFS-EN 1992-1-1 taulukko 3.1. Suhde  $E_{cm}/G_{cm} = 2,4$  (vastaa suppeumalukua  $\nu_c = 0,2$ ).

- Taivutuskestävyyden laskemisessa käytettävä betonin mitoituspuristuslujuus  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ ,  $\alpha_{cc} = 0,85$ . Betonin puristusjännitysten resultantti voidaan laskea

kuvan 2.1a mukaisen jännityssuorakaiteen tai kuvan 2.1b muuttuvan jännitystilän perusteella. Taivutetussa poikkileikkauksessa jännityssuorakaiteen korkeus on  $\lambda x_{cu}$  ja tehollinen puristusjännitys on  $\eta f_{cd}$ . Jännityssuorakaidetta käytettäessä jännitysresultantin paikka ei ole korkeuden  $\lambda x_{cu}$  keskikohdassa, kun kyseisellä osalla poikkileikkauksen leveys ei ole vakio.

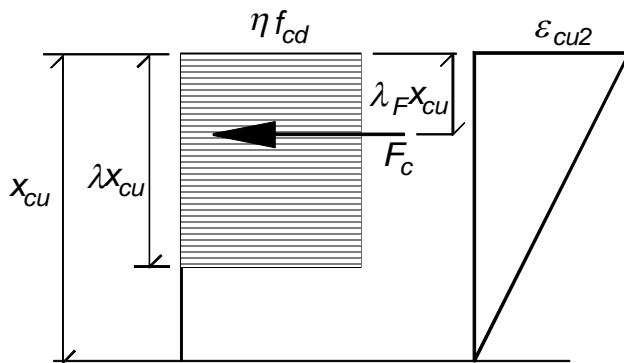
- Kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $\begin{cases} \lambda = 0,8 \\ \eta = 1 \end{cases}$  (2.1a)

- Kun  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa,  $\begin{cases} \lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \\ \eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \end{cases}$  (2.1b)

- Jännitystä  $\eta f_{cd}$  vastaava suurin puristuma on  $\varepsilon_{cu2}$ . Muuttuvassa jännitysmallissa suurin puristuma on myös  $\varepsilon_{cu2}$  ja lisäksi puristuma  $\varepsilon_{c2}$  ja potenssi  $n$  ovat:

- kun  $f_{ck} \leq 50$ ,  $\begin{cases} \varepsilon_{c2} = 0,002 \\ n = 2 \\ \varepsilon_{cu2} = 0,0035 \end{cases}$  (2.1c)

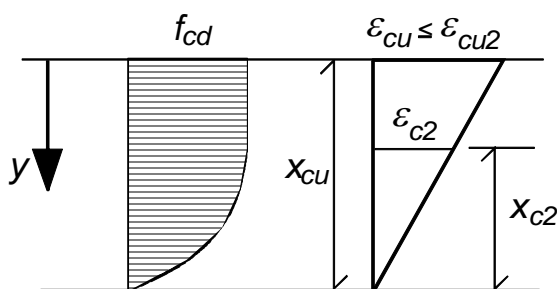
- kun  $50 \leq f_{ck} \leq 90$ ,  $\begin{cases} \varepsilon_{c2} = \left(2 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}\right) \times 10^{-3} \\ n = 1,4 + 23,4 \times \left(\frac{90 - f_{ck}}{100}\right)^4 \\ \varepsilon_{cu2} = \left(2,6 + 35 \times \left(\frac{90 - f_{ck}}{100}\right)^4\right) \times 10^{-3} \end{cases}$  (2.1d)



**Kuva 2.1a**

Betonin jännityssuorakaide taivutetussa poikkileikkauksessa.

$x_{cu}$  = muodonmuutosten nollaviivan etäisyys eniten puristetusta pinnasta. Jännitysresultantin paikka: useimmiten  $\lambda_F < 0,5\lambda$



**Kuva 2.1b**

Betonin paraabeli-suora jännitysmalli taivutetussa poikkileikkauksessa:

$$\begin{cases} \sigma_c(y) = f_{cd} \left( 2 \left( \frac{x_{cu} - y}{x_{c2}} \right) - \left( \frac{x_{cu} - y}{x_{c2}} \right)^n \right) \\ x_{cu} - x_{c2} \leq y \leq x_{cu} \\ \sigma_c(y) = f_{cd} \text{ kun } 0 < y < x_{c2}. \end{cases}$$

Koordinaatin  $y$  origo on yläpinnassa ja mitta  $x_{c2} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} x_{cu}$ .

- Kutistuminen ja viruminen käsitellään SFS-EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 ja liitteen B mukaisesti. Seuraavat kutistumis- ja virumislausekkeet on kirjoitettu sopiviksi betoneille, jotka valmistetaan R-sementtiä käyttäen. Lausekkeissa  $RH$  = suhteellinen kosteus %,  $t_s$  = betonin ikä, vrk, jolloin kutistuminen alkaa ja  $h_0 = \frac{2A_c}{u}$  = betonipoikkileikkauksen muunneltu paksuus, mm.  $t_0$  = betonin ikä kuormittumisen alkaessa, vrk. Betonin kovettumislämpötila  $T$  voidaan ottaa huomioon muuttamalla kuormittumisen alkamisikää  $t_0 \rightarrow t_{0,T}$ .
- Virumamuodonmuutoksen lausekkeissa otetaan huomioon jännitystason suuruuden vaikutus: kun  $\sigma_c/f_{cm}(t_0) > 0,45$ , lineaarinen viruma oletus ei enää pidä paikkaansa. Seuraavalla sivulla olevissa lausekkeissa viruman mahdollinen epälineaarisuus on otettu huomioon, eli virumaluku  $\varphi_k(t, t_0)$  edustaa joko lineaarista tai epälineaarista virumaa jännitystason  $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$  mukaisesti.
- Betonin keskipuristuslujuus  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ .
- Betonin kimmokerroin  $E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$

- Virumamuodonmuutos aikavälillä  $t - t_0$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi_k(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \\ \varphi_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) e^{1,5(k_\sigma - 0,45)}; \quad k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} \geq 0,45 \\ \varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \left( 1 + \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \frac{1 - RH / 100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \right) \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \\ \beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_{RH} + t - t_0} \right)^{0,3}; \\ \beta_{RH} = 1,5 \left( 1 + (0,012RH)^{18} \right) h_0 + 250 \sqrt{\frac{35}{f_{cm}}} \leq 1500 \sqrt{\frac{35}{f_{cm}}} \\ f_{cm}(t_0) = \beta_{cc}(t_0) f_{cm}; \quad \beta_{cc}(t_0) = e^{0,2 \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right)} \end{array} \right.$$

- Kovettumislämpötilan vaikutus kuormittumisen alkamisikään: muutetaan  $t_0 \rightarrow t_{0,T}$

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{-\left( \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \text{ vrk}, \quad T(\Delta t_i) = \text{lämpötila } ^\circ\text{C aikana } \Delta t_i$$

- Kutistumuodonmuutos  $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t)$

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}} \times k_h \times 10^{-6} \times 1160 \times e^{-0,011f_{cm}} \left( 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \left( 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \right) 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

**Taulukko 2.1:** Kerroin  $k_h$  kuivumiskutistuman  $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$  lausekkeessa

$h_0$ (mm)	100	200	300	$\geq 500$
$k_h$	1,0	0,85	0,75	0,70

Betonin keskivetolujuus  $f_{ctm}$  lasketaan lausekkeista

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3f_{ck}^{2/3} & \text{kun betoni on enintään C50/60} \\ 2,12 \ln(1 + f_{cm} / 10) & \text{kun betoni on parempi kuin C50/60} \end{cases}$$

Betonin ominaisvetolujuus on  $f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$ .

Poikkileikkauksen halkeilukestävyttä voidaan arvioida keskivetolujuuden  $f_{ctm}$  perusteella.

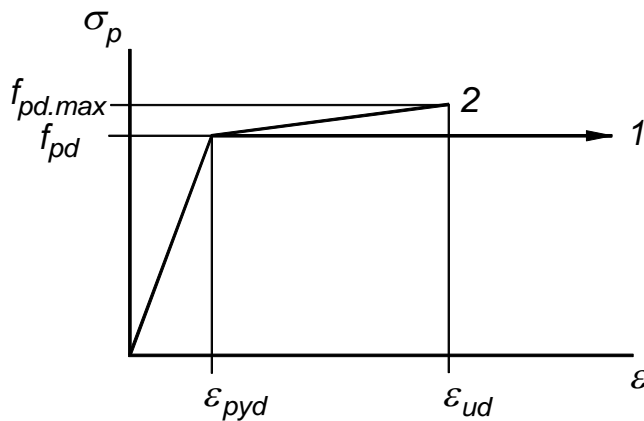


## 2.1.2 Jännepunokset

Jännepunosten jännitys-venymäominaisuudet ovat SFS-EN 1992-1-1 kohtien 3.3.2, 3.3.3 ja 3.3.6 mukaiset. Sovellettaessa asianomaisen standardin kansallista liitettä oletetaan punosten jännitys-venymäyhteys ( $\sigma_p - \varepsilon$ ) kuvan 2.2 mukaiseksi ja jännitys-lausekkeissa (2.2) käytetään valmistajan takaamia materiaaliominaisuuksia. Ellei punosten valmistajan takaamia materiaaliominaisuuksia ole käytettävissä, oletetaan seuraavat arvot:

- $E_p =$  punosten kimmokerroin = 195000 MPa,
- $f_{pk} =$  punoksen vetolujuus asiaankuuluvan tuotestandardin mukaisesti,
- $f_{p0.1k} =$  nimellinen myötöraja asiaankuuluvan tuotestandardin mukaisesti,
- $\varepsilon_{uk} = 0,05$

**Huomautus:** yleensä  $\varepsilon_{uk}$ :n vaatimus on 0,035. Tässä osoitettu arvo 0,05 vastaa paremmin valmistajien todellisia ominaisuuksia ja johtaa varmemmalla puolella olevaan plastiseen käyttäytymiseen.



**Kuva 2.2**

Punosten jännitys-venymäyhteys, vaihtoehdot 1 ja 2. Vaihtoehdossa 1 ei venymän suuruutta rajoiteta. Vaihtoehdossa 2 suurin venymä on  $\varepsilon_{ud} = 0,02$  ja  $f_{pd,max}$  on lausekkeen (2.2c) mukainen

Kuvan 2.2 vaihtoehtoa 2 vastaava jännitys-venymäyhteys esitetään lausekkeina (2.2). Plastinen jännitys  $f_{pd}(\varepsilon)$  voi kasvaa enintään arvoon  $f_{pd,max}$ :

$$\sigma_p(\varepsilon) = \varepsilon E_p, \text{ kun } \varepsilon < \varepsilon_{pyd}, \quad \varepsilon_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s E_p} \quad (2.2a)$$

$$f_{pd}(\varepsilon) = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} + \frac{f_{pk} - f_{p0.1k}}{\gamma_s} \frac{\varepsilon - \varepsilon_{pyd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{pyd}} \leq f_{pd,max}, \text{ kun } \varepsilon_{pyd} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.2b)$$

$$f_{pd,max} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} + \frac{f_{pk} - f_{p0.1k}}{\gamma_s} \frac{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{pyd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{pyd}} \quad (2.2c)$$

### 2.1.2.1 Jännepunosten relaksaatio

Lyhyen ajan relaksaatiohäviö  $\Delta\sigma_{pr}$  voidaan arvioida lausekkeen (2.3) ja taulukon 2.2 avulla:

$$\Delta\sigma_{pr}(t) = \rho_{1000}\sigma_{pi}\beta_{pr}(t) \quad (2.3)$$

missä  $\rho_{1000}$  on suhteellinen relaksaatio, kun punos on ollut jännitettynä arvoon  $\sigma_{pi}$  1000 h. Jännepunokset kuuluvat relaksaatioluokkaan 1 (= matala relaksaatio).  $\beta_{pr}(t)$  on relaksaatiohäviön aikafunktio, jonka suuruutta voidaan arvioida taulukoiden 2.2 ja 2.3 perusteella.

**Taulukko 2.2:** Relaksaatiohäviön kehittyminen SFS-ENV 1992-1-1 mukaan

Aika tunneissa	1	5	20	100	200	500	1000
Jännityshäviö % 1000 h arvosta	15	25	35	55	65	85	100

**Taulukko 2.3:** Relaksaatioluokkaa 1 vastaavat  $\rho_{1000}$  arvot SFS-ENV 1992-1-1 mukaan

$\sigma_{pi}/f_{pk}$ (%)	60	70	80
$\rho_{1000}$ (%)	1,0	2,5	4,5

**Huomautus:** Taulukoiden 2.2 ja 2.3 avulla voidaan arvioida relaksaatiohäviön kehittymistä aikavälillä 0 ... 1000 h, mihin tarkoitukseen lauseke (2.4) ei ole soveltuva. Lauseketta (2.4) voidaan sen sijaan käyttää pitkäaikaisen relaksaatiohäviön  $t \gg 1000$  h arvioimiseen.

SFS-EN 1992-1-1 mukainen relaksaation aikakehitys ( $t$  = aika tunneissa) on jännepunoksien tapauksessa:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}(t)}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 10^{-5} \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}\right)} \quad (2.4)$$

ja loppurelaksaatio saavutetaan kun  $t = 500000$  h (57 vuotta).

Lauseke (2.4) vastaa lämpötilaa 20 °C. Betonin lämpökäsittely, esimerkiksi höyrykarkaisu lisää relaksaatiota ja se voidaan ottaa huomioon lisäämällä 20 °C relaksaatioaikaan aikaekvivalentti  $t_{eq}$ :

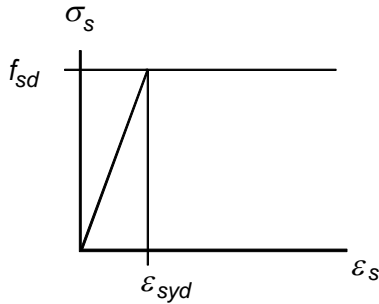
$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T(\Delta t_i) - 20) \Delta t_i \quad (2.5)$$

$T(\Delta t_i)$  = lämpötila (°C) aikana  $\Delta t_i$ ,  $\Delta t_i$  = aika tunneissa,

$T_{max}$  = lämpökäsittelyn aikainen suurin lämpötila (°C).

### 2.1.3 Jännittämätön raudoitus

Jännittämättömän betoniraudoituksen ominaisuudet ovat SFS-EN 1992-1-1 kohtien 3.2.3 ja 3.2.7 mukaiset. Jännitys-muodonmuutosyhteys sekä puristetussa että vedetyssä betoniraudoituksessa on ideaalikimmoplastinen,  $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ , kun  $\varepsilon_s \geq f_{sd}/E_s$ .



**Kuva 2.3**

Jännittämättömän betoniraudoituksen ideaalikimmo-plastinen jännitysmalli sekä puristetuille että vedetyille tangoille,  $\varepsilon_{syd} = f_{sd}/E_s$ .

## 2.2 Osavarmuusluvut

SFS-EN 1992-1-1 kansallisen liitteen kohdan A.2.1 (laadunvalvonnan tehokkuuden ja mittapoikkeamien pienentämisen vaikutus) mukaan materiaalien osavarmuuslukuina  $\gamma_c$  ja  $\gamma_s$  voidaan käyttää:

- $\gamma_c = \gamma_{c.red1} = 1,35$  (SFS-EN 1992-1-1 kansallinen liite, A.2.1(2))
- $\gamma_s = \gamma_{s.red1} = 1,1$  (SFS-EN 1992-1-1 kansallinen liite, A.2.1(1))

Jännevoiman osavarmuuslukuina käytetään  $\gamma_{P,fav} = 0,9$  ja  $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ .

## 3 HI-PALKKIEN SUUNNITTELURAJATILAT

### 3.1 Jännevoiman siirto

Jännevoiman siirron yhteydessä betoniin syntyviä jännityksiä tarkasteltaessa jännevoiman osavarmuuslukuina käytetään  $\gamma_P = 1$ . Jännevoiman oletetaan siirtyvän betonille vakion tartuntajännityksen  $f_{bpt}$  välittämänä:

$$f_{bpt} = 3,2f_{ctd}(t) = 2,24 \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}; \quad f_{ctm}(t) = f_{ctm} e^{0,2 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (3.1)$$

Jännevoiman siirtymiseksi tarvittava siirtymispituus on  $l_{pt1} = 0,8l_{pt}$ , kun  $l_{pt} = 0,19\alpha_1 \varnothing \frac{\sigma_{p0}}{f_{bpt}}$  ja kertoimen  $\alpha_1$  suuruus riippuu siirtotavasta:

$$\begin{cases} \alpha_1 = 1,25 \text{ nopea jännevoiman siirto} \\ \alpha_1 = 1,0 \text{ hidas jännevoiman siirto} \end{cases}$$

$\sigma_{p0}$  = jännitys punoksissa välittömästi siirron tapahduttua.

Betonipoikkileikkauksissa oletetaan vallitsevan lineaarinen jännitys jakaantuma etäisyydellä  $l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d_p^2}$  punosten päästä.

Välittömästi jännevoiman siirron jälkeen betoniin syntyvät suurimmat puristusjännitykset ovat  $\sigma_{c.pt.max}$  (alapinnassa) ja  $\sigma_{c.pt.P}$  (punosten painopisteen kohdalla):

- Suurin betonijännitys  $\sigma_{c.pt.max} \leq k_{pt,max} f_{ck}(t_{pt})$ ,  $k_{pt,max} = 0,65$ , (SFS-EN 1992-1-1 kohta 5.10.2.2(5) ja standardin kansallinen liite)

- Lisäksi voi olla tarpeen tarkistaa, että jännepunosten painopisteen kohdalla  $\sigma_{c.pt.P} \leq k_{pt.P} f_{ck}(t_{pt})$ ,  $k_{pt.P} = 0,5$  (viruman lisääntyminen ja alttius suurempiin jännityshäviöihin)
- $t_{pt}$  = betonin ikä, vrk, jännevoiman siirtohetkellä.

**Huomautus 1:** SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.10.2.2(5) lähtökohta on, että  $k_{pt.max} = 0,6$ . Kansallisen liitteen mukaan voidaan arvoa nostaa yllä osoitetusti, jos kokemuksen perusteella tai kokeiden perusteella voidaan osoittaa, että pituussuuntaista halkeilua ei esiinny.

**Huomautus 2:** Käytettäessä sivulla 8 olevia virumaluvun  $\varphi_k$  lausekkeitä, niihin sisältyy epälineaarinen viruman vaikutus ja silloin riittää, että huolehditaan jännityksen  $\sigma_{c.pt.max}$  rajoittamisesta edellisen sivun mukaisesti.

## 3.2 Kuljetus- ja asentamisrajatila

### 3.2.1 Nostot ja kuljetukset

Nostojen vaikutukset tarkastellaan kuten by210:ssä esitetään.

Kuljetuksen aikana palkin tuenta on erilainen kuin asennettuna (indeksi  $t_s \leftrightarrow$  transport supported) ja varmuus kiepahduksen suhteen tulee tutkia sen mukaisesti.

Ellei riittävää varmuutta osoiteta luotettavasti muuten, voidaan varmuus osoittaa laskemalla palkin kriittinen paino  $G_{B.cr.ts}$  kiepahduksen suhteen lausekkeesta (3.2):

$$G_{B.cr.ts} = k_{cr.ts} \frac{\sqrt{B_z C_T}}{L_{ts}^2} \quad (3.2)$$

missä

$L_{ts}$  on palkin tukipisteiden väli kuljetuksen aikana, yleensä voidaan käyttää  $L_{ts} = L$ ,  
 $B_z$  on palkin tehollinen poikittainen taivutusjäykkyys kuljetuksen aikana =  $E_{cm}(t_{ts}) I_z$ ,  
 $C_T$  on palkin tehollinen vääntöjäykkyys kuljetuksen aikana =  $G_{cm}(t_{ts}) I_t$ ,  
 $k_{cr.ts}$  on kuljetuksen kriittisen kuorman kerroin = 16,9 (Stratford ja Burgoyne 1999).

Poikkileikkaussuureet  $I_z$ ,  $I_t$  kiepahdustarkastelua varten lasketaan jännevälin kolmannespisteessä olevan korkeuden mukaan.

Jos  $G_B/G_{B.cr.ts} > 0,5$  palkki on harustettava kuljetuksen ajaksi. Voidaan osoittaa, että HI-palkeissa harustusta ei tarvita, jos poikkileikkauksen leveyden  $b$  ja palkin jännevälin  $L$  suhteen on voimassa ehto  $L \leq 60b$ .

### 3.2.2 Vääntö asentamisrajatilassa

Asennusaikaisen väännön vaikutukset eivät saa aiheuttaa palkkiin halkeilua. Sitä varten tarkistetaan, että leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutus ei aiheuta halkeilua asennustilanteessa.

Palkin poikkileikkauksien puhdas halkeilukestävyys  $T_{Rd.c}$  vääntömomentin vaikuttaessa on:

$$T_{Rd.c} = 0,8W_T f_{ctd} \sqrt{1 + 10 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}}; \sigma_{cp} = \frac{\gamma_{P,fav} P_e}{A_c} \quad (3.3)$$

missä  $P_e$  on tehollinen jännevoima jännehäviöiden tapahduttua.  $W_T$  on betonipoikkileikkauksen vääntövastus, joka voidaan laskea kuvan 1.1 mukaisia merkintöjä käyttäen lausekkeesta:

$$W_T = 0,8 \frac{A_c^2}{u_c}, A_c = b_1 h_1 + b_2 h_5 + b_w h_3 + \frac{h_2}{2} (b_1 + b_w) + \frac{h_4}{2} (b_2 + b_w) \quad (3.4a)$$

$$u_c = b_1 + b_2 + 2 \left[ h_1 + h_3 + h_5 + \sqrt{h_2^2 + \frac{(b_1 - b_w)^2}{4}} + \sqrt{h_4^2 + \frac{(b_2 - b_w)^2}{4}} \right]$$

tai

$$W_T = 0,45 \sum x^2 y$$

$$= 0,45 (b_1 h_1^2 + b_2 h_5^2 + 0,5((b_1 + b_w) h_2^2 + (b_2 + b_w) h_4^2) + h_3 b_w^2) \quad (3.4b)$$

missä poikkileikkaus on jaettu  $x \times y$  suorakaideosiin siten että summatermi on mahdollisimman suuri ja  $x$  on suorakaideosien pienempi ja  $y$  suurempi sivumitta.

Palkin uuman puhdas halkeilukestävyys  $V_{Rd.c.r}$  leikkausvoiman vaikuttaessa on:

$$V_{Rd.c.r} = \frac{I_c b_w}{S_c} \sqrt{f_{ctd}^2 + \frac{I_x}{I_{pt2}} f_{ctd} \frac{\gamma_{P,fav} P_e}{A_c}}, I_{pt2} = 1,2 I_{pt} \quad (3.5)$$

missä  $I_c$  on palkin betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja  $S_c$  on puolen poikkileikkauksen staattinen momentti painopisteen suhteen. Kuvan 1.1 merkintöjä käyttäen:

$$S_c = \frac{1}{2} h_1 b_1 (H_5 - h_1) + \frac{1}{4} \left[ h_2 (b_1 + b_w) (h_3 + 4h_2 / 3) + \frac{b_w h_3^2}{2} \right] \quad (3.6)$$

Kun  $T_{Ek}$  on asennusaikana esiintyvä vääntömomentti ja  $V_{Ek}$  sen kanssa samanaikaisesti vaikuttava leikkausvoima, halkeilemattomuuden takaamiseksi vääntömomentin tulee täyttää ehto:

$$T_{Ek} \leq \frac{0,7 T_{Rd.c}}{\sqrt{1 + \left( \frac{1}{e_V} \frac{T_{Rd.c}}{V_{Rd.c.r}} \right)^2}}, e_V = \frac{T_{Ek}}{V_{Ek}} \quad (3.7)$$

### 3.3 Valmiin rakennuksen murtorajatila

#### 3.3.1 Palkin taivutuskestävyys

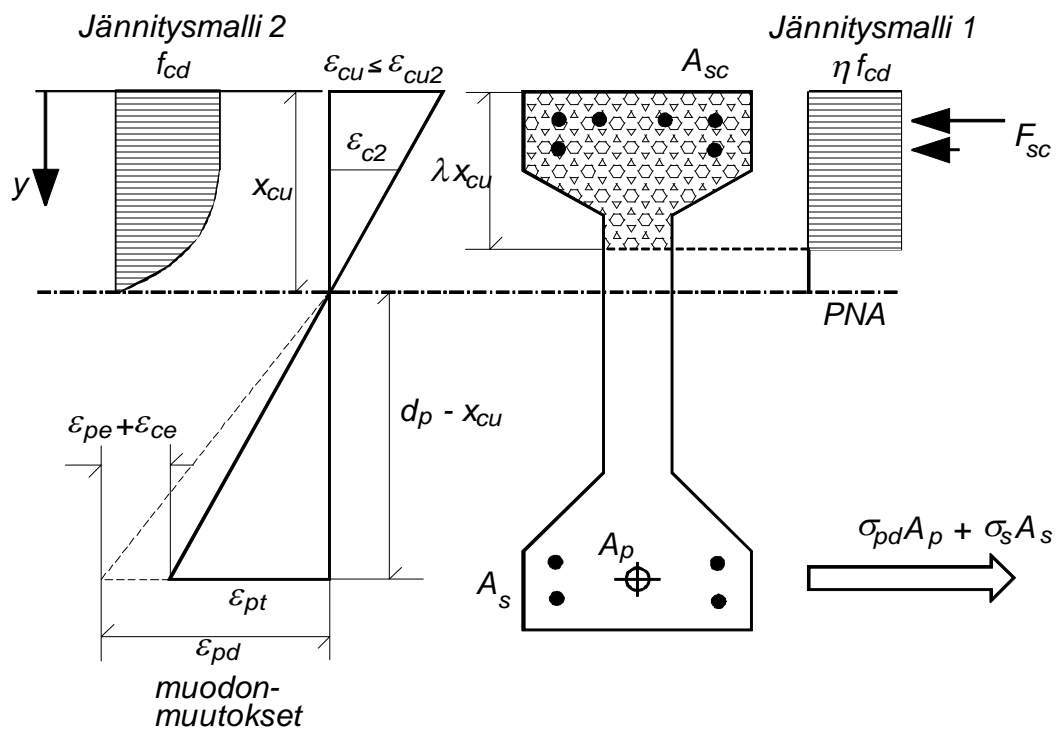
Taivutuskestävyys  $M_{pl.Rd}$  (kohta 8.3) lasketaan käyttäen muodonmuutosten jakaumaa  $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pd}$ , joka täyttää jännitysresultanttien tasapainoehdon  $F_T = F_C$ ,

muodonmuutosten  $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pt}$  yhteensopivuusehdot ja kokonaismuodonmuutosten  $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pd}$  rajoittamiseksi:

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{pt}, \quad \varepsilon_{pt} \text{ kuvan 3.1 mukaisesti ja } \varepsilon_{pt} = \frac{d_p - x_{cu}}{x_{cu}} \varepsilon_{cu} \text{ sekä}$$

$$\varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} = \frac{P_e}{E_p A_p} + \frac{P_e}{E_{cm}} \left( \frac{1}{A_{ci}} + \frac{y_{pi}^2}{I_{ci}} \right), \quad P_e = (P_0 + P_\infty)/2$$

- vetojännityksien resultantti  $F_T = F_p + F_s$ , missä  $F_p$  = jännepunosten vetoresultantti ja  $F_s$  = jännittämättömän raudoituksen vetoresultantti,
- puristusjännityksien resultantti  $F_C = F_{sc} + F_c$ , missä  $F_{sc}$  = ylälaipan raudoituksen puristusresultantti ja  $F_c$  = betonin puristusjännitysten resultantti,
- resultantti  $F_c$  voidaan laskea jännitysmallia 1 tai 2 käyttäen (kuvat 2.1a ja 2.1b),
- $\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_{cu2}$  ja käytettäessä punosten jännitysmallia 2 kokonaisvenymä punosten painopisteen kohdalla tulee olla  $1,4\varepsilon_{pyd} \leq \varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{ud}$ , kun halutaan varmistaa sitkeä murtumistapa.
- Jos  $\varepsilon_{pd} < 1,4\varepsilon_{pyd}$ , poikkileikkauksen pienennetty mitoituskestävyys on  $M_{Rd} = \frac{M_{pl.Rd}}{\gamma_{br}}$ , missä  $\gamma_{br} = 1,7 - 0,5 \frac{\varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{pyd}}$ ;  $1,2 \geq \gamma_{br} \geq 1$  ja  $\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s E_p}$



**Kuva 3.1** - Betonin jännitysmallit ja muodonmuutosjakautumat taivutuskestävyyden laskemisessa

### Huomautukset:

- Jännittämättömän vetoraudoituksen tarkastelussa on tarpeen käyttää kuvan 2.3 jännitysmallia, jossa ei ole muodonmuutosrajoitusta.
- Betonin jännitysmalli 1 ei ole riippuvainen betonin reunapuristuman suuruudesta, ja eri malleihin perustuvien betonin resultanttien yhtäsuuruus koskee vain tilannetta, jossa  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2}$ . Kun  $\varepsilon_{cu} < \varepsilon_{cu2}$ , mallin 2 mukainen betonin jännitysresultantti on pienempi kuin mallin 1 mukaan laskettu.
- Jännepunosten lujenevaa jännitysmallia 2 käytettäessä punosten suurin venymä on 2 %. Tämän rajoituksen huomioon ottaminen voi edellyttää, että voimatasapainon vuoksi betonin puristumaa on rajoitettava niin, että  $\varepsilon_{cu} < \varepsilon_{cu2}$ .
- Sitkeän murtumisen varmistamiseksi puristetun osan korkeus voidaan rajoittaa kohdan 5.4 mukaisesti (ehto (5.2)) ja lisäksi  $\varepsilon_{pd} \geq 1,4\varepsilon_{pyd}$ . Jos venymäehto ei toteudu, otetaan mitoituskestävyydessä huomioon lisävarmuus  $\gamma_{br}$ .
- Harjan kohdalla tapahtuva puristusresultanttien suunnan muutos aiheuttaa laipan ja uuman välille pystysuoran vetovoiman  $F_{vr}$  (kuva 5.3), joka on sidottava riittävästi ankkuroiduilla haoilla, ks. kohta 5.3.

### 3.3.2 Ehytymäisen palkin leikkauskestävyys

Leikkausmurtumisen mekanismit ovat samat kuin jännittämättömissä rakenteissa, mutta jännevoima viivyyttää leikkaushalkeilun alkamista ja kasvattaa jonkin verran leikkauskestävyyttä. Harjapalkeissa muuttuvasta korkeudesta aiheutuva puristusresultantin pystykomponentti vähentää hieman leikkausvoiman vaikutusta, mutta toisaalta suurimman leikkausvoiman vaikutusalueella tämä vaikutus häviää. Varmalle puolelle leikkausmitoitusta voidaan tarkastella kuten vakiorakenteissa palkissa, mutta kunkin poikkileikkauksen korkeuden mukaisesti.

Leikkauskestävyyden tarkistusehto  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$  tarkoittaa, että

- (1) Poikkileikkauksissa, joihin voi muodostua alapinnasta alkavia taivutus-halkeamia ( $x > x_{cr}$ ), osoitetaan, että  $V_{Rd.s}(x) \geq V_{Ed}(x)$ .

$x_{cr}$  = etäisyys tuelta, jossa toteutuu halkeamisehto  $M_{Ed}(x_{cr}) = M_{cr.d}$  (halkeamiskestävyys  $M_{cr.d}$ , lauseke (3.11) kohdassa 3.3.2.1). Kun  $x > x_{cr}$ :

$$\begin{cases} V_{Rd.s}(x) = \frac{A_{sw}}{s_l} z(x) f_{swd} \cot \theta, & \text{missä } \cot \theta \leq 2,5 \\ V_{Rd.s}(x) \leq V_{Rd.max}(x) \end{cases} \quad (3.8)$$

$$A_{sw} \geq A_{sw,min}, \quad A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{swk}} s_l b_w \sin \alpha, \quad s_l \leq 0,75d_p \quad (3.9a)$$

$$\text{Pystyhaat, } \alpha = 90^\circ, \quad A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{swk}} s_l b_w \quad (3.9b)$$

Minimihakoja käytettäessä leikkauskestävyys on vähintään  $V_{Rd.c}(x)$ :

$$V_{Rd.c}(x) = b_w d_p(x) \left( C_{Rd.c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} + 0,15 \frac{\gamma_{P,fav} P_e}{A_c} \right)$$

$$\geq b_w d_p(x) \left( v_{min} + 0,15 \frac{\gamma_{P,fav} P_e}{A_c} \right)$$

Palkin pienin leikkauskestävyys on  $V_{Rd.min}(x) = \max\{V_{Rd.s.min}(x), V_{Rd.c}(x)\}$

$$V_{Rd.max}(x) = \alpha_{cw} b_w z(x) v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad v_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (3.10)$$

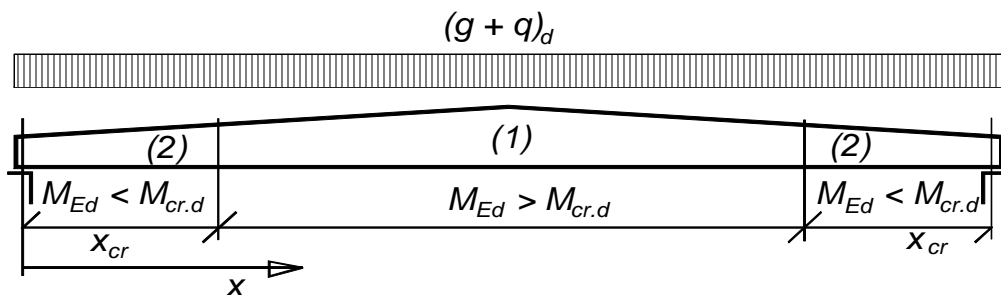
$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{kun } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{kun } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \left( 1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) & \text{kun } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

$\sigma_{cp} = \gamma_{P,fav} \frac{P_e}{A_c}$  = jännevoiman aiheuttama puristusjännitys poikkileikkauksessa,

$z(x) = 0,9 d_p(x)$  ja  $f_{swd}$  = hakaraidoituksen mitoituslujuus.

(2) Poikkileikkauksissa, joihin ei voi muodostua taivutushalkeamia ( $x < x_{cr}$ ), uuman halkeilua aiheuttava kestävyys on  $V_{Rd.c.r}$  (lauseke (3.5)) ja sen mukaisesti:

- Jos  $V_{Rd.c.r} \geq V_{Ed}$  riittää, että käytetään samoja hakoja kuin kohdissa, joissa voi esiintyä taivutushalkeamia.
- Jos  $V_{Rd.c.r} < V_{Ed}$ , mitoitetaan haat lausekkeen (3.8) mukaisen kestävyuden mukaan.



Kuva 3.2 - Leikkauskestävyyden mitoituksen määrittelyalueet



### 3.3.2.1 Poikkileikkauksen halkeamiskestävyys $M_{cr,d}$

Halkeamiskestävyys  $M_{cr,d}$  voidaan laskea alaraja-arvona lausekkeesta:

$$M_{cr,d} = \frac{i^2}{y_{bot,i}} \left[ \gamma_{P,fav} P_e \left( 1 + \frac{y_{pi} y_{bot,i}}{i^2} \right) + \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} A_{ci} \right], \quad i^2 = \frac{I_{ci}}{A_{ci}}, \quad f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (3.11)$$

$y_{bot,i}$  on painopisteakselin etäisyys alareunasta,

$y_{pi}$  on jännevoiman painopisteen etäisyys poikkileikkauksen painopisteakselista.

$I_{ci}$  ja  $A_{ci}$  ovat ehyn muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja poikkileikkausala bruttoarvoina.

$P_e$  on tarkasteltavassa kohdassa vaikuttava tehollinen jännevoima (pienempi kuin kuvan 3.2 mukaisella alueella (1) taivutuksen kannalta määräävässä kohdassa oleva suurin jännevoima). Tehollinen jännevoima palkin eri kohdissa lasketaan kohdan 5.5 mukaisesti.

### 3.3.2.2 Vääntömomentin aiheuttama leikkauskestävyyden aleneminen

Vääntörasituksen syntymistä palkkiin tulee välttää kaikin mahdollisin keinoin. Palkin sivukäyryydestä syntyvän vääntömomentin  $T_{Ed}$  vaikutus ei alenna leikkauskestävyyttä, kun

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c,r}} \leq 0,5 \quad (3.12)$$

missä

$T_{Rd,c}$  on palkin vääntökestävyys, joka perustuu betonin halkeamiseen (lauseke 3.3),

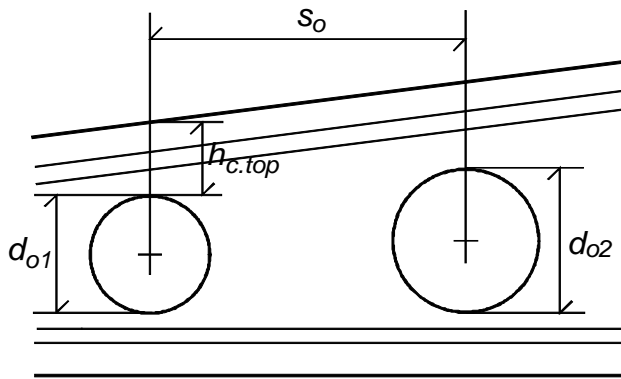
$V_{Rd,c,r}$  on palkin uuman halkeamiseen perustuva leikkauskestävyys (lauseke 3.5).

## 3.3.3 Palkin uumareikien vaikutus kestävyteen

### 3.3.3.1 Yksittäiset uumareivät

Yksittäinen uumareikä tarkoittaa reikää, joka sijaitsee riittävän kaukana toisista mahdollisista rei'istä siten, että reiän aiheuttamat paikalliset vaikutukset häviävät ennen seuraavan reiän vaikutusaluetta.

- Jos  $s_0 \geq d_{01} + d_{02}$ , reiät eivät vaikuta toisiinsa ja reikien vaikutuksia leikkaus- ja taivutuskestävyyteen voidaan tarkastella yksittäisen uumareiän perustein.
- Yksittäisen uumareiän koko ja sijainti ratkaisevat, heikentääkö reikä leikkaus- tai taivutuskestävyyttä.



**Kuva 3.3**

Reikien geometria ja keskinäinen sijainti: halkaisijat  $d_{o1}$  ja  $d_{o2}$  sekä keskiöväli  $s_0$

Periaatesääntö: Uumareiät eivät saa aiheuttaa haurasmurtuman riskiä.

Jotta periaatesääntö toteutuu, otetaan huomioon seuraavat tekijät:

1. Reiät tulee sijoittaa riittävän alas niin, että voimatasapainon edellyttämä puristettu korkeus murtorajatilassa voidaan luotettavasti määrittellä normaaleja sitkeän murtumisen olettamukseen perustuvia sääntöjä käyttäen.
2. Taivutuskestävyys voidaan mitoittaa kuten umpiiumaisessa palkissa, jos reiän yläpuolelle jäävän ehyen pinnan korkeus  $h_{c.top} \geq x_{cu}$  (kuvat 3.3 ja 3.1) ja aina kuitenkin  $h_{c.top} > H_2 + b_w$ , jolloin reikä ei pienennä umpiiumaisen palkin mukaan laskettua puristetun osan korkeutta ( $x_{cu}$  kuvassa 3.1). Muussa tapauksessa taivutuskestävyyden laskemisen tulee perustua tarkempaan analyysiin.
3. Puristetun raudoituksen  $\varnothing > 16$  mm tulee olla sidottu umpihaoilla, jotka ovat ominaisuuksiltaan vastaavat kuin pilareissa käytettävät umpihaat. Hakavälit uumareikien kohdalla saavat olla enintään  $10\varnothing$  tai  $150$  mm, kun  $\varnothing$  on suurimman puristetun tangon halkaisija.
4. Puristettuja tankojen limijatkoksien päät eivät saa osua suuren reiän kohdalle (ks. raudoituksen yksityiskohtien suunnittelu, puristettujen tankojen jatkokset, suurten uumareikien määrittely).

### 3.3.3.2 Jaottelu erikokoisiin uumareikiin

Pienet uumareiät ovat sellaisia, joihin ei voi kehittyä Vierendeel-tyyppistä mekanismia. Pyöreän reiän ekvivalenttina edustajana voidaan pitää pyöreän reiän ympäri menevää neliöreikää, jonka sivumitta on sama kuin reiän halkaisija  $d_o$ . Pääsääntöisesti tulee pyrkiä siihen, että ehyen poikkileikkauksen korkeus reiän yläpuolella,  $h_{c.top}$ , on suurempi reiän yläpuolella kuin alapuolella. Vierendeel-mekanismia ei voi syntyä, kun reiän halkaisija  $d_o \leq h_{c.top}$  (Mansur 1998). Muut reiät luokitellaan suuriksi.

### 3.3.3.3 Leikkauskestävyys pienten uumareikien kohdalla

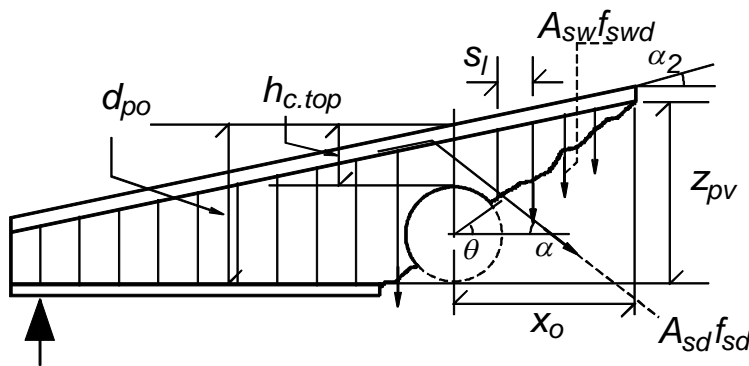
Pienten reikien kohdalla leikkauskestävyys  $V_{Rd,s}$  voidaan laskea samanlaisista lausekkeista kuin umpiiumaisen rakenteen tapauksessa, kun tehollisena korkeutena

käytetään  $z_{ef} = z_{pv} - d_o$  ja  $z_{pv} = d_{po} + x_o \tan \alpha_2 - \frac{h_1}{2}$ . Rauditus  $A_{sw}$  ulotetaan etäisyydelle  $z_{ef}/2$  reiän molemmin puolin.

$$V_{Rd} = V_{Rd.s} + A_{sd} f_{sd} \sin \alpha \quad (3.13)$$

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw} f_{swd}}{s_l} z_{ef} \cot \theta, \quad s_l \leq 0,75(d_{po} - d_o) \quad (3.14)$$

$$x_o = \frac{h_{c.top} - \frac{h_1}{2}}{\tan \theta - \tan \alpha_2} \quad (3.15)$$



**Kuva 3.4**

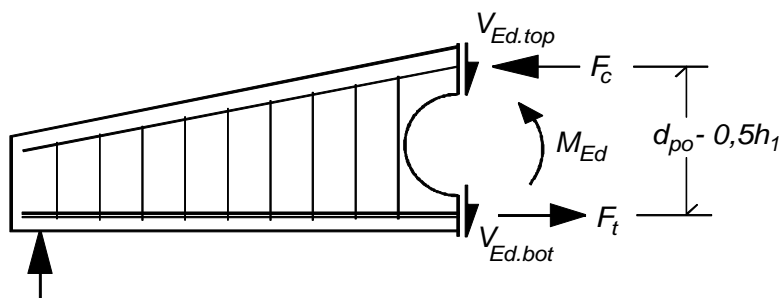
Geometria pienen uumareian tarkastelua varten.  $A_{sd}$  = reiän pielen vinoraudituksen ala,  $f_{sd}$  = vinoraudituksen mitoituslujuus.  $d_{po}$  = tehollinen korkeus reiän keskipisteen kautta kulkevassa leikkauksessa

### 3.3.3.4 Leikkauskestävyys suurten uumareikien kohdalla

Suurten reikien kohdalla voi tapahtua Vierendeel-tyyppinen murtuminen ja erityisesti silloin, kun reiän kohdalla on suurempi taivutusmomentti kuin tukien lähellä.

Leikkausvoima voi välittyä osina  $V_{Ed.top}$  ja  $V_{Ed.bot}$  reiän ylä- ja alapuolelta ja osat täytyy mitoittaa erikseen kestävämmän osille jaettu kokonaisleikkausvoima,  $V_{Ed} = V_{Ed.top} + V_{Ed.bot}$ . Koska pyöreän reiän kohdalla ei esiinny merkittäviä sekundäärimomenteja, leikkausvoiman voidaan olettaa jakaantuvan osiin reiän ylä- ja alapuolisten poikkileikkausalojen suhteessa.

Jos reiän alareuna on kiinni alalaipan yläpinnassa, voidaan ajatella, että suurin osa leikkausvoimasta tai koko leikkausvoima siirtyy reiän yläpuolelta jo senkin vuoksi, että yläpuoli on puristettu ja halkeilematon.



**Kuva 3.5**

Tasapainomekanismi suuren uumareian kohdalla

Kuvan 3.5 tasapainomekanismiin kuuluu, että puristus- ja vetoresultantit  $F_c$  ja  $F_t$  voidaan laskea yksinkertaisesti momentin  $M_{Ed}$  suuruudesta riippuvana:

$$F_c = \frac{M_{Ed}}{d_{po} - \frac{h_1}{2}} = -F_t \quad (3.16)$$

missä  $h_1$  = ylälaipan korkeus (kuva 1.1) ja  $d_{po}$  on palkin hyötykorkeus reiän kohdalla punosten painopisteeseen.

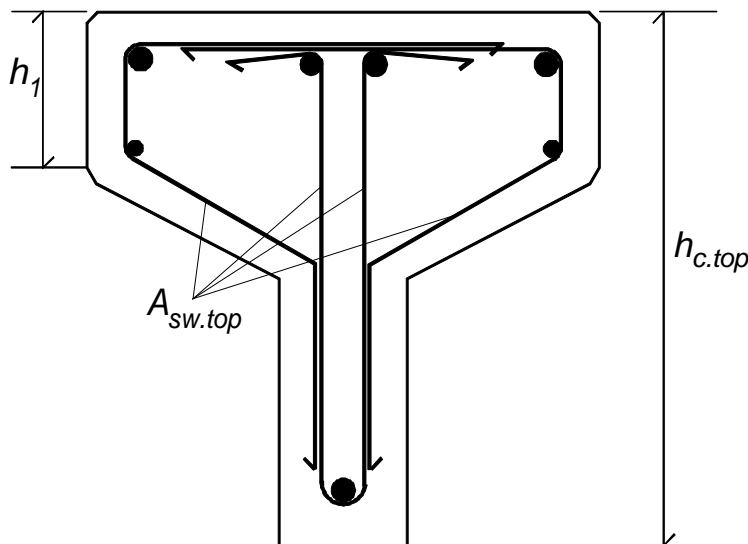
Leikkausvoiman  $V_{Ed}$  osuudet  $V_{Ed.top}$  ja  $V_{Ed.bot}$  ovat yksinkertaisesti:

$$V_{Ed.top} = V_{Ed} \frac{A_{c.top}}{A_{c.top} + A_{c.bot}} \text{ ja } V_{Ed.bot} = V_{Ed} - V_{Ed.top}$$

Reiän yläpuoli mitoitetaan sitten puristavan normaalivoiman  $F_c$  ja leikkausvoiman  $V_{Ed.top}$  ja alapuoli vetävän normaalivoiman  $F_t$  ja  $V_{Ed.bot}$  suhteen noudattaen SFS-EN 1992-1-1 perussääntöjä:

$$V_{Rd.s.top} = 0,8 \frac{A_{sw.top} f_{swd}}{s_l} h_{c.top} \geq V_{Ed.top} \text{ ja } V_{Rd.s.top} \leq V_{Rd.max} \quad (3.17)$$

Huomautus: Useissa tapauksissa voidaan koko leikkausvoima välittää reiän yläpuolelta jo senkin vuoksi, että  $A_{c.top} \gg A_{c.bot}$ .



**Kuva 3.6**

Reiän yläpuolen mahdolliset hakajärjestelyt

$$A_{sw.top} \geq A_{sw.min}$$

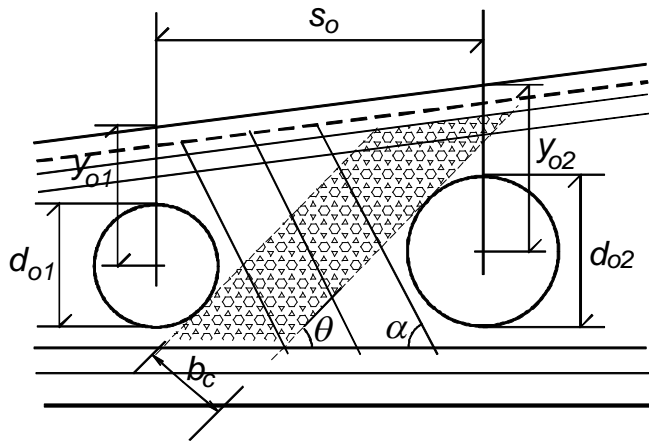
$A_{c.top}$  =  
betonipoikkileikkauksen  
ala reiän yläpuolella

Huomautus: Reiän yläpuolella  $F_c$  parantaa leikkauskestävyyttä  $V_{Rd.s}$  tai minimihakojen mukaista kestävyyttä  $V_{Rd.s.min}$ , vaikka mitoituslausekkeissa tätä ei oteta huomioon muuten kuin leikkauskestävyyden ylärajaa  $V_{Rd.s.max}$  määrittäessä (kerroin  $\alpha_{cw}$  on verrannollinen keskimääräiseen puristusjännitykseen  $\sigma_{c.top} = F_c/A_{c.top}$ ).

### 3.3.3.5 Peräkkäisten uumareikien tarkastelu

Reikien välissä syntyvän uuman puristusmurtumisen välttämiseksi peräkkäisten tai sarjareikien keskinäisen välin  $s_o$  tulee olla vähintään:

$$s_o \geq \frac{0,5(d_{o1} + d_{o2}) + b_c}{\sin \theta}, \quad b_c \geq \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd2} \sin \theta}, \quad f_{cd2} = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.18)$$



**Kuva 3.7**

Sarjareikien reikäväli  $s_o$  ja ristikkomalliin perustuvan puristuskaistan leveys  $b_c$ .  $V_{Ed}$  = reikien välissä vaikuttavan mitoitusleikkausvoiman suuruus

Reikien yläpuolelta siirtyvän leikkausvoiman osuus koko leikkausvoimasta  $V_{Ed}$  on:

$$V_{Ed,top} = \frac{y_o - 0,7h_1}{d_p - 0,7h_1} V_{Ed} \quad (3.19)$$

$y_o = (y_{o1} + y_{o2})/2$ ,  $y_{o1}$  ja  $y_{o2}$  ovat reikien keskipisteiden etäisyydet yläreunasta,

$d_p$  on poikkileikkauksen hyötykorkeus jännepunoksiin reikien välin  $s_o$  keskikohdassa,

$V_{Ed}$  on mitoitusleikkausvoima reikien välin keskikohdassa.

Reikien välisen uuman vaakasuora mitoitusleikkausvoima  $V_{L,Ed}$  voidaan laskea lausekkeesta

$$V_{L,Ed} = \frac{s_o}{d_p - 0,7h_1} V_{Ed} \quad (3.20)$$

ja vaakasuoran leikkausvoiman hallitsemiseen tarvittava uumaraudoituksen kokonaismäärä reikien välissä on

$$A_{sw} \geq \frac{V_{L,Ed}}{f_{swd}(\sin \alpha \cot \theta + \cos \alpha)} = \frac{V_{L,Ed}}{f_{swd}(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (3.21)$$

kun  $\cot \theta = 1$ .

Pystyhakojen tapauksessa hakojen kokonaismäärä on  $A_{sw} \geq V_{L,Ed}/f_{swd}$ .

Lisäksi on osoitettava, että  $V_{L,Ed} \leq V_{L,Ed,max}$ ;  $V_{L,Ed,max} = \min\{V_{L,Ed,max(a)}, V_{L,Ed,max(b)}\}$  ( $\theta = 45^\circ$ ):

$$V_{L.Ed.max(a)} \leq f_{cd2} b_w b_c (\cos \theta + \sin \theta \cot \alpha) = \frac{f_{cd2} b_w b_c}{\sqrt{2}} (1 + \cot \alpha) \quad (3.22a)$$

$$b_c \leq \frac{s_o}{\sqrt{2}} - 0,5(d_{o1} + d_{o2})$$

$$\begin{aligned} V_{L.Ed.max(b)} &\leq \frac{f_{cd2}(\cot \theta + \cot \alpha)}{\cot^2 \theta + 1} b_w \left( s_o - \frac{d_{o1} + d_{o2}}{2} \right) \\ &= \frac{f_{cd2}(1 + \cot \alpha)}{2} b_w \left( s_o - \frac{d_{o1} + d_{o2}}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.22b)$$

### 3.3.3.6 Harjan kohdalla oleva uumareikä

Harjan kohdalla olevien uumareikien käyttöä tulee välttää.

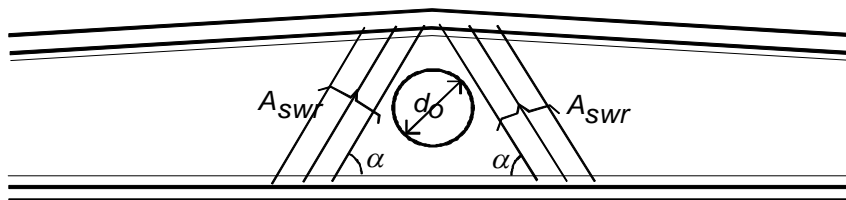
Jos harjan kohdalle kuitenkin asetetaan uumareikä, reiän yläpuoli on suunniteltava erikseen sitkeän murtumisen varmistavaksi:

- Ylälaipan nurkissa tulee olla pieliteräkset, jotka on sidottu umpihailla
- Uumareian yläreuna ei saa ulottua ylälaippaan:

$$h_{c.top} \geq H_2 + \frac{A_p f_{pd}}{b_w f_{cd}} - \frac{b_1}{b_w} h_1 - \frac{b_1 + b_w}{b_w} \frac{h_2}{2} \quad (3.23)$$

kuitenkin aina  $\geq H_2 + b_w$

- Harjan kohdalla oleva ylälaipan rauditus ulotetaan erikseen osoitettavien raudoituksen yksityiskohtien sääntöjen mukaan reiän ohi.
- Reiän yläpuolinen poikkileikkaus mitoitetaan puristavan normaalivoiman  $F_{cd} = A_p f_{pd} + A_s f_{sd}$  ja taivutusmomentin  $M_d = F_{cd} d_o / 64$  suhteen. Reiän molemmille puolille sijoitetaan lisäksi kuvan 5.3 mukaisen voiman  $F_{vr}$  edellyttämä hakararauditus  $A_{swr} \geq \frac{F_{vr}}{2 f_{swd} \sin \alpha}$  (kuva 3.8).
- Käytettäessä vinositeitä, todetaan reiän yläpuolelle muodostuvan solmun kestävyys ristikkoanalogian sääntöjen mukaisesti.



**Kuva 3.8** - Vinoaht harjan kohdalla olevan nostovoiman  $F_{vr}$  hallitsemiseksi

### 3.4 Valmiin rakennuksen käyttörajatila

Viruminen otetaan huomioon pitkäaikaismuodonmuutoksien  $\varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c(1 + \varphi_k(t, t_0)) = \sigma_d/E_{cm.c}(t, t_0)$  tarkastelussa käyttämällä betonin tehollisena kimmokertoimena  $E_{cm.c}(t, t_0)$ :

$$E_{cm.c}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_k(t, t_0)}$$

Jännevoiman siirron aikana voidaan olettaa kimmokertoimen olevan  $E_{cm}$ .

Lyhytaikaiskuormiin liittyvä kimmokerroinsuhde on  $n_0 = E_s/E_{cm}$  ja pitkäaikaiskuormiin liittyvä arvo on  $n_L = E_s/E_{cm.c} = (1 + \varphi_k(t, t_0))n_0$ . Kuhunkin rasitustilaan liittyvät poikkileikkaussuureet lasketaan vastaavaa kimmokerroinsuhdetta käyttäen.

Poikkileikkaussuureet  $I_{ci}$ ,  $A_{ci}$  ja niitä vastaavat painopisteakselin sijainnit  $y_{top.i}$ ,  $y_{bot.i}$  ja  $y_{pi}$  tarkoittavat seuraavissa kohdissa muunnetun, halkeilemattoman nettopoikkileikkauksen arvoja, joissa rauditus on mukana  $(n_E - 1)$ -kertaisena. Kimmokerroinsuhteen  $n_E$  arvossa otetaan huomioon ajasta riippuvat vaikutukset ( $n_E = n_0$  tai  $n_L$ ).

Ellei lasketa tarkemmin, ylälaipan puristusjännityksien suuruutta rajoitetaan niin, että valmiissa rakenteessa  $\sigma_{c,max} \leq 0,45f_{ck}$ . Tällä varmistetaan, että lineaarisen viruman oletus on voimassa ja puristettujen tankojen jännitykset ovat  $< 0,9f_{sk}$ . Epälineaarinen viruma lisää erityisesti raudituksen jännityksiä ja voi aiheuttaa myötäämistä sekä tankojen suuntaista betonin halkeilua.

#### 3.4.1 Halkeilukestävyys

Taivutushalkeilua tulee tarkastella sekä jännevoiman siirron että valmiin rakennuksen käyttörajatilan kannalta:

1. Jännevoiman siirron yhteydessä palkin yläpinta voi joutua vedetyksi ja halkeilukestävyys yläpinnan suhteen on:

$$M_{ncr} = \frac{i^2}{y_{top.i}} \left[ P_0 \left( 1 - \frac{y_{pi} y_{top.i}}{i^2} \right) + f_{ctm}(t_{pt}) A_{ci} \right], \quad i^2 = \frac{I_{ci}}{A_{ci}} \quad (3.24)$$

$f_{ctm}(t_{pt})$  = betonin keskivetolujuus jännevoiman siirron aikana.

2. Valmiin rakennuksen käyttörajatilassa palkin alapinta voi joutua vedetyksi ja halkeilukestävyys alapinnan suhteen on:

$$M_{cr} = \frac{i^2}{y_{bot.i}} \left[ P_{eff} \left( 1 + \frac{y_{pi} y_{bot.i}}{i^2} \right) + f_{ctm} A_{ci} \right], \quad P_{eff} = (P_0 + P_\infty)/2 \quad (3.25)$$

### 3.4.2 Taipumat

Taipumien laskemisessa voidaan käyttää halkeilemattoman poikkileikkauksen tehollisena taivutusjäykkyytenä arvoa  $(EI)_{eff} = E_c I_{c,eff}$ , missä  $I_{c,eff} = 0,75 I_{c,max}$  ja  $I_{c,max} =$  harjan kohdalla olevan betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti.  $I_{c,eff}$  vastaa likimäärin jäyhyysmomenttia 1/3-pisteessä.

Käyritymistä ylöspäin aiheuttava tehollinen jännevoima on  $P_{eff} = (P_0 + P_\infty)/2$ .

### 3.4.3 Jännevoiman siirrossa tapahtuva esijännityksen pieneneminen

Jännevoiman siirrossa tapahtuvaan esijännityksen pienenemiseen  $\Delta\sigma_{p,el}$  vaikuttavat jännevoiman  $P_i$  suuruus välittömästi ennen siirtoa ja palkin oman painon aiheuttama taivutusmomentti:

$$\Delta\sigma_{p,el} = n_0 \left[ \frac{P_i}{A_{ci}} \left( 1 + \left( \frac{y_{pi}}{i} \right)^2 \right) - M_{B,gk} \frac{y_{pi}}{i^2 A_{ci}} \right], \quad i^2 = \frac{I_{ci}}{A_{ci}} \quad (3.26)$$

$$P_0 = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p,el}) A_p = \sigma_{p0} A_p$$

missä

$$n_0 = E_s / E_{cm}$$

$P_i$  on jännevoima välittömästi ennen siirtoa,

$P_0$  on jännevoima välittömästi siirron tapahduttua,

$M_{B,gk}$  on palkin oman painon aiheuttama taivutusmomentti.

Huomautus 1: SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.10.2.1 mukaan  $\sigma_{pi} \leq \min\{0,8f_{pk}, 0,9f_{p,0,1k}\}$ .

Huomautus 2: Laskettaessa jännevoiman pieneneminen  $\Delta\sigma_{p,el}$  varmalle puolelle, oman painon vaikutus voidaan jättää ottamatta huomioon. Kuitenkin todellinen pieneneminen jää oletettua vähäisemmäksi oman painon vaikutuksen vuoksi ja jännevoima  $P_0$  on erilainen jänteen eri kohdissa, kun  $M_{B,gk}$  on muuttuva. Eniten rasitetuissa kohdissa jännevälillä keskialueella yläreunan halkeilu kasvattaa ensimmäistä termiä yhtälössä (3.26) ja senkin perusteella  $\Delta\sigma_{p,el}$  voidaan arvioida

pelkästään alkujännevoiman avulla, eli  $\Delta\sigma_{p,el} = n_0 \frac{P_i}{A_{ci}} \left( 1 + \left( \frac{y_{pi}}{i} \right)^2 \right)$ .

Huomautus 3: Arvioitaessa yläreunan halkeilua ja sen edellyttämää raudoitustarvetta jännevoiman siirron jälkeen, palkin omaa painoa ei saa jättää ottamatta huomioon.

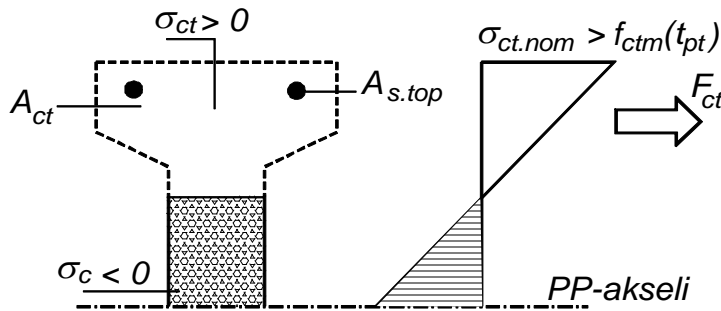
### 3.4.4 Jännevoiman siirron aikana tapahtuvan halkeilun kompensoimiseksi tarvittava rauditus

Kun  $M_{ncr} < M_{B,gk}$ , yläreuna voi halkeilla jännevoiman siirron seurauksena ja palkin ylälaippa tulee raudoittaa halkeilun eliminoimiseksi. Vastaavasti jännevoima  $P_{0,cr}$ , joka aiheuttaa ylälaipan halkeamisen on:



$$P_{0,cr} = \frac{A_{ci} \left( f_{ctm}(t_{pt}) + M_{B,gk} \frac{y_{top,i}}{I_{ci}} \right)}{\left( \frac{y_{pi} y_{top,i}}{i^2} - 1 \right)} \quad (3.27)$$

ja kun  $P_0 > P_{0,cr}$ , ylälaippa tulee vetoraidoittaa riittävästi. Ellei lasketa tarkemmin, vetoraidoituksen määrä voidaan arvioida laskemalla näennäisten vetojännitysten  $\sigma_{ct,nom} > 0$  resultantti  $F_{ct}$  ehyen poikkileikkauksen perusteella. Raidoituksen määrä on  $A_{s,top} \geq 1,2 F_{ct} / f_{sk}$ .



**Kuva 3.9**

Vetovoima  $F_{ct} = \int_{A_{ct}} \sigma_{ct} dA$

$$A_{s,top} \geq 1,2 \frac{F_{ct}}{f_{sk}}$$

### 3.4.5 Jännityshäviöt ja tehollinen jännevoima

Alkujännevoiman  $P_0$  pienennys  $\Delta P_0$ , jännityshäviö  $\Delta \sigma_{p.(c+s+r)}$  ja tehollinen jännevoima  $P(t)$  ovat:

$$\Delta \sigma_{p.(c+s+r)}(t) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p + \Delta \sigma_{pr}(t) + n_0 \varphi_k(t, t_0) (\sigma_{c.(g+q)} + \sigma_{cp0})}{1 + n_0 \frac{A_p}{A_{ci}} \left( 1 + \left( \frac{y_{pi}}{i} \right)^2 \right)} (1 + 0,8 \varphi_k(t, t_0)) \quad (3.28)$$

$$\Delta P_0(t) = -\Delta \sigma_{p.(c+s+r)}(t) A_p, \quad P(t) = P_0 + \Delta P_0(t)$$

Kutistumuodonmuutos  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ , virumaluku  $\varphi_k(t, t_0)$  ja relaksaatio  $\Delta \sigma_{pr}(t)$  lasketaan kohdassa 2.1 esitettyjä lausekkeita käyttäen. Summajännitys  $(\sigma_{c.(g+q)} + \sigma_{cp0})$  on betonin puristusjännitys punosten painopisteen kohdalla pitkäaikaiskuormista (osuus  $\sigma_{c.(g+q)}$ ) ja jännevoimasta  $P_0$  (osuus  $\sigma_{cp0}$ ).

**Huomautus 1:** Lauseke (3.28) on DIN 1045-1 mukainen ja poikkeaa SFS-EN 1992-1-1 sisältämästä lausekkeesta (5.46) siinä, että relaksaatio  $\Delta \sigma_{pr}(t)$  on otettu täytenä, kun taas Eurokoodin lausekkeesta relaksaatiosta otetaan huomioon vain 80 %.

**Huomautus 2:** Jännityshäviö voidaan myös laskea lausekkeista (3.29).

**Huomautus 3:** Ellei lasketa tarkemmin (3.28) tai (3.29) mukaisesti, voidaan arvioida, että  $P_\infty = 0,8 A_p \sigma_{pi}$ .

$$\Delta\sigma_{p,(c+s+r)}(t) = \Delta\sigma_{p,(c+s)}(t) + \Delta\sigma_{pr}(t) \left( 1 - \frac{2\Delta\sigma_{p,(c+s)}(t)}{\sigma_{p0}} \right)$$

$$\Delta\sigma_{p,s}(t) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_s) E_p}{1 + n_0 \frac{A_p}{A_i} \left( 1 + \left( \frac{y_p}{i} \right)^2 \right)} (1 + 0,8\varphi_k(t, t_0)) \quad (3.29)$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(t) = \varphi_k(t, t_0) n_0 (\sigma_{c,(g+q)} + \sigma_{cp0}) \left( 1 - n_0 \varphi_k(t, t_0) \frac{\sigma_{c,(g+q)} + \sigma_{cp0}}{2\sigma_{p0}} \right)$$

$$\Delta\sigma_{p,(c+s)}(t) = \Delta\sigma_{p,c}(t) + \Delta\sigma_{p,s}(t)$$

## 4 HI-PALKKIEN RASITUSTILAT JA KUORMITUKSET ERI RAJATILOISSA

### 4.1 Jännevoiman siirto

Palkkiin vaikuttavat kuormitukset ovat jännevoima  $P_0$  ja palkin paino, joka voidaan arvioida tasaisena kuormana  $g_{Bk} = 0,85\rho_c A_{c,max}$ ,  $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.2 Palkin kuljetus ja asennus

Palkkiin vaikuttavat kuormitukset ovat jännevoima  $P_0$  ja palkin paino  $(1 + \varphi_{dyn})g_{Bk}$ ,  $\varphi_{dyn} = 0,3$ . Mahdolliset vääntörasitukset eivät saa aiheuttaa halkeilua palkissa (kohta 3.2.2).

### 4.3 Valmiin rakennuksen rajatilat

Palkkien kestävyys murtorajatilassa tarkistetaan SFS-EN 1990 ja sen kansallisen liitteen mukaisille kuormitusyhdistelmille ottaen huomioon luotettavuus- ja seuraamusluokat. Hyötykuormien arvot määritetään SFS-EN 1991 eri osien mukaisesti (mm. lumikuorma ja tuulikuorma).

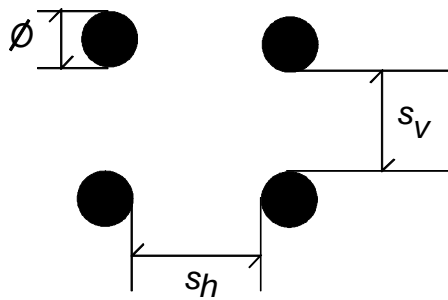
Virumista ja kutistumista tarkastellaan ottamalla huomioon palkkien todelliset säilytysolosuhteet, jotka voivat poiketa rakennuksen keskimääräisistä olosuhteista.

## 5 RAUDOITTAMISEN JA PUNOSTAMISEN VAATIMUKSET

### 5.1 Punosten ja tankojen sijoittaminen poikkileikkauksessa

Sijoittamisessa noudatetaan SFS-EN 1992-1-1 mukaisia keskinäisiä välejä. Punosten ja tankojen keskinäisiä välejä tarkasteltaessa mitat  $s_v$  ja  $s_h$  määritetään punoksen nimellishalkaisijan  $\varnothing$  tai ekvivalentin halkaisijan (niputetut punokset tai tangot)  $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$  mukaisesti.

Punosten keskinäiset välit (SFS-EN 1992-1-1):



$$s_v \geq \begin{cases} d_g \\ 2\varnothing \end{cases} \text{ [mm]} \text{ ja } s_h \geq \begin{cases} d_g + 5 \\ 2\varnothing \\ 20 \end{cases} \text{ [mm]}$$

$d_g$  = maksimiraekoko

$\varnothing$  = punoksen nimellishalkaisija tai nipun ekvivalentti halkaisija

Jännittämättömien tankojen keskinäiset välit (SFS-EN 1992-1-1/NA):

$$s_v \text{ ja } s_h \geq \begin{cases} \varnothing \\ d_g + 3 \\ 20 \end{cases} \text{ [mm]}, \quad \varnothing = \text{tangon nimellishalkaisija.}$$

Jännittämättömiä tankoja ei saa niputtaa palkin ylälaipassa eniten rasitetuilla alueilla.

## 5.2 Raudoitustankojen ankkurointi- ja jatkospituudet

Ankkurointipituuden perusarvona käytetään  $\ell_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$ , missä  $f_{bd} = 2,25\eta_1 f_{ctd}$  ja

$\eta_1 = 1,0$  alalaipassa oleville tangoille ja  $\eta_1 = 0,7$  ylälaipassa oleville tangoille. Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $\ell_{bd}$  on

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{b,min} \quad (5.1)$$

$\sigma_{sd} \leq f_{sd}$  on ankkuroitavan tangon mitoitusjännitys rakenteen siinä kohdassa, josta voimaa ankkuroidaan. Kertoimien  $\alpha_1 \dots \alpha_5$  ja  $\ell_{b,min}$  arvot esitetään taulukossa 5.1.

**Huomautus 1:** Taulukossa 5.1 ylälaippaa koskevat ankkurointipituudet tarkoittavat puristettuja tankoja, jotka alkutilanteessa ovat vetorasitettuja. Kuitenkin lopputilanteessa tangot ovat puristettuja ja tankojen sijoitus, ankkurointi ja jatkaminen on suunniteltava tämän tilanteen mukaisesti, koska se on kriittisempi.

**Huomautus 2:** Puristettujen tankojen voimansiirto jatkos- ja ankkurointipituuksilla poikkeaa vedettyjen tankojen toiminnasta siten, että puristetun tangon pään kautta siirtyy huomattava osa tangon voimasta. Tästä aiheutuu jatkettavien ja päättyvien tankojen päihin betonin halkaisuvaikutus ja halkeaman vapaa aukeaminen estetään jatkos- ja päättymiskohdan haoilla, joista ulommaisit sijoitetaan tankojen pään ulkopuolelle etäisyydelle  $4\varnothing$  (kuva 5.2). Katso myös seuraava kohta 5.3.

**Huomautus 3:** Lausekkeen (5.1) ja taulukon 5.1 mukaisesti ja ottaen huomioon kertoimen  $\eta_1$  suuruus, puristetut tangot tulee ankkuroida aina siten, että  $\ell_{bd} \geq \ell_{b,rqd}$ , kun:

$$l_{b.rqd} = 0,16\varnothing \frac{\sigma_{sd}}{f_{ctd}} \geq 0,10\varnothing \frac{f_{sd}}{f_{ctd}}$$

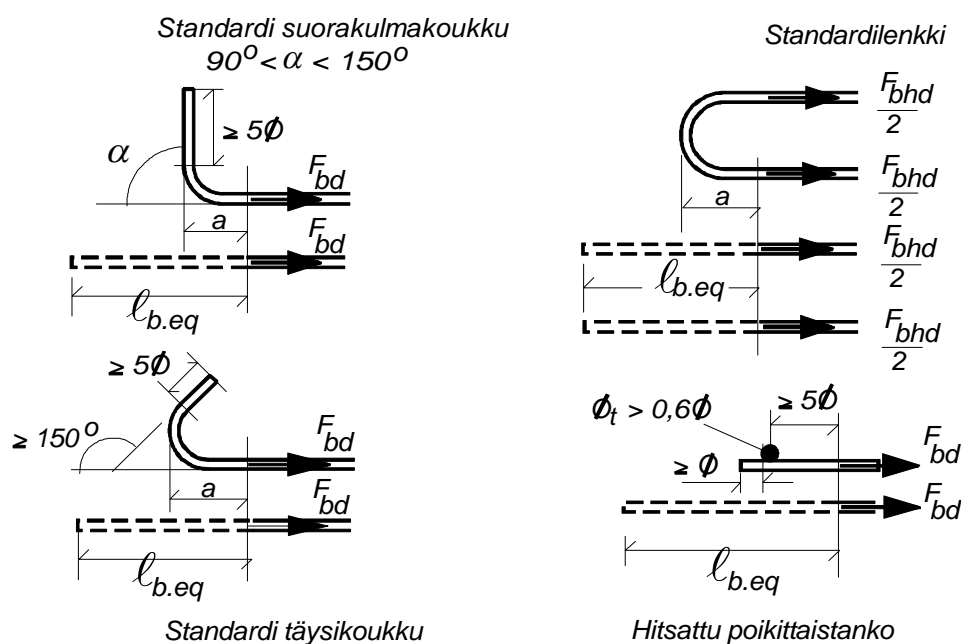
**Huomautus 4:** Mitoitusvetolujuutena käytetään  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk.0,05}}{\gamma_c} \leq \frac{3MPa}{\gamma_c}$

**Taulukko 5.1:** Alalaipan ja ylälaipan tankojen ankkurointipituuksiin liittyvät arvot

Kerroin tai suure	Ylälaippa	Alalaippa
$\alpha_1 =$ tangon taivutusmuodon vaikutuskerroin, $l_{b.eq} = \alpha_1 l_{b.rqd}$	1,0 *)	1,0 **)
$\alpha_2 =$ betonipeitteen $c_d$ vaikutuskerroin = $1 - 0,14(c_d - 3\varnothing)/\varnothing$	1,0	$\geq 0,7$ $\leq 1,0$
$\alpha_3 =$ poikittaisen raudoituksen sulkemisvaikutuksen huomioon ottava kerroin = $1 - 0,1(\Sigma A_{st}/A_s - 0,25)$ $\Sigma A_{st} =$ pituudella $l_{bd}$ olevan poikittaisen raudoituksen ala $\geq 0,25A_s$ $A_s =$ suurimman ankkuroitavan tangon poikkileikkausala	1,0	$\geq 0,7$ $\leq 1,0$
$\alpha_4 =$ tangon päähän hitsattujen poikittaistankojen kerroin, $l_{b.eq} = \alpha_4 l_{b.rqd}$	1,0	1,0
$\alpha_5 =$ halkeamistasoon nähden poikittaisen puristavan paineen $p$ [MPa] kerroin = $1 - 0,04p$	1,0	$\geq 0,7$ $\leq 1,0$
$l_{b.min} =$ ankkurointipituuden vähimmäisarvo, suurin kolmesta vaihtoehdosta	$0,6l_{b.rqd}$ $10\varnothing$ 100 mm	$0,3l_{b.rqd}$ $10\varnothing$ 100 mm

\*) standardikoukkujen ja lenkkien kokonaisankkurointipituudet otetaan kuvan 5.1 mukaisesti

\*\*\*) koukut tai lenkit eivät paranna puristetun tangon ankkurointia ylälaipassa



**Kuva 5.1** - Standardikoukkujen ja lenkkien sekä hitsattujen poikittaistankojen ekvivalentit ankkurointipituudet (by210 mukaisesti). Mitta  $a = \phi + \phi_m$ ,  $\phi_m =$  taivutustelan halkaisija.

### 5.3 Puristusraudoituksen suunnittelu ja sitomisvaatimukset

Puristetulla raudoituksella tarkoitetaan tässä yhteydessä ylälaipassa olevaa jännittämätöntä raudoitusta, joka rakennuksen käyttötilanteessa ja murtorajatilassa on puristettu. Sen suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Raudoituksen määrä saa olla enintään  $A_{sc,max} \leq 0,038b_1h_1$ , missä mitat  $b_1$  ja  $h_1$  ovat kuvan 1.1 mukaiset. Puristettu raudoitus on ympäröitävä haoilla, jotka ovat ominaisuuksiltaan umpihakoja vastaavia, jos suurimpien tankojen koko  $\phi > 16$  mm (ks. kuvat 9.1 ja 9.2).
- Puristettua raudoitusta ei saa jatkaa erillisillä limityspaloilla.
- Suurien  $\phi > 16$  mm päättyvien tankojen pään kohdalle tulee sijoittaa halkaisuvaikutuksia estävä haka, vrt. kuva 5.2.

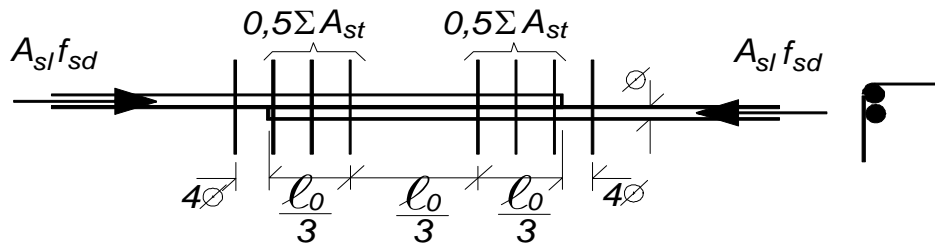
- Jatkospituus  $l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$ ,  $\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$  ja  $1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$ .  $\rho_1 =$  prosenttiosuus jatkettavasta raudoituksesta, joka on jatkettu enintään  $0,65l_0$  etäisyydellä tarkasteltavan jatkoksen keskipisteestä. SFS-EN 1992-1-1 mukaan koko puristetun raudoituksen saa jatkaa samassa kohdassa, jolloin  $\alpha_6 = 1,5$ .

- Kun tankojen koko on  $\phi > 16$  mm, pituudelle  $l_0 + 8\phi$  tulee sijoittaa umpihakoja, joiden kokonaisala  $\Sigma A_{st} \geq A_{sl}$ .  $A_{sl} =$  jatkettavan tangon poikkileikkausala.

Jatkospituus  $l_0 \geq 0,16\alpha_6 \frac{\sigma_s}{f_{ctd}} \phi$ ,  $\sigma_s \leq f_{sd}$ . Jatkoksen kestävyys kannalta

uloimmat haat sijoitetaan etäisyydelle  $4\phi$  tangon päätyvän pään ulkopuolelle ja poikittaisraudoitus  $0,5\sum A_{st}$  sijoitetaan  $\frac{l_0}{3}$  matkalle jatkoksen molemmissa päissä (kuva 5.2).

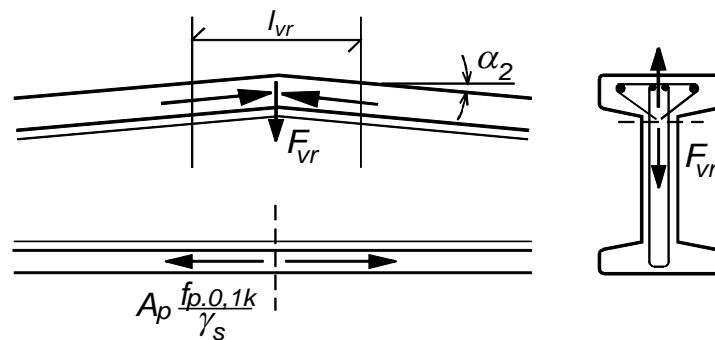
- Ylälaipan suunnan muutoksesta harjan kohdalla aiheutuva pystysuora nostovoima tulee sitoa uuman kanssa yhteen haoilla, jotka mitoitetaan kestämään kokonaisvoima  $F_{vr} = 1,8A_p \frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_s} \sin\alpha_2$  (kuva 5.3).



**Kuva 5.2** - Puristetun jatkoksen poikittaisen raudoituksen (hakojen) järjestelyperiaate

Huomautus 1: Rajana pienten ja suurten tankojen välillä pidetään kokoa T16: kun  $\phi > 16$ , tankojen halkaisuvaikutukset korostuvat ja erityisesti tangon pään halkaisuvaikutus.

Huomautus 2: Vaikka ylälaipan rasitustila jännityksen siirrossa ja kuljetuksessa on vetävä, tangot ovat lopputilanteessa puristettuja ja jatkokset suunnitellaan tämän tilanteen mukaisesti.



**Kuva 5.3** - Harjan kohdalla tapahtuva ylälaipan suunnan muutoksesta aiheutuva pystysuora nostovoima otetaan kokonaan haoille, joilla sidotaan yhteen uuma ja

ylälaippa:  $F_{vr} = 1,8A_p \frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_s} \sin\alpha_2$ . Haat voidaan sijoittaa pituudelle  $l_{vr} \approx \min \{d_{pr}/2,$

$1000 \text{ mm}\}$  kun  $d_{pr}$  on hyötykorkeus harjan kohdalla.

## 5.4 Jännittämättömän vetoraudoituksen käyttäminen ja rajoitukset

Jännittämätöntä vetoraudoitusta voidaan käyttää lisäämään taivutuskestävyyttä, mutta sen määrä  $\Sigma A_s$  voi olla syytä rajoittaa niin, että taivutusmurtorajatilassa puristetun poikkileikkauksen korkeus  $x_{cu}$  (kuvat 2.1a, 2.1b ja 3.1) mitoittavassa kohdassa on enintään

$$\frac{x_{cu}}{d_e} \leq 0,42, \quad d_e = \frac{d_p A_p f_{pd} + \sum d_{si} A_{si} f_{sd}}{A_p f_{pd} + \sum A_{si} f_{sd}} \quad (5.2)$$

missä

$d_p$  on jännepunosten painopisteen etäisyys poikkileikkauksen yläpinnasta,

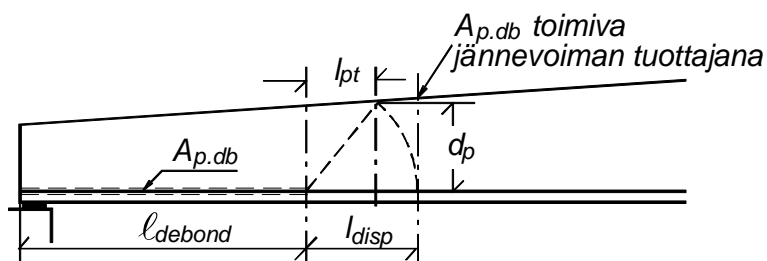
$d_{si}$  on alalaipassa olevien jännittämättömien tankojen  $i$  etäisyydet poikkileikkauksen yläpinnasta (kuva 1.1),

$A_{si}$  on alalaipassa olevien jännittämättömien tankojen  $i$  poikkileikkausala,

$x_{cu}$  on muodonmuutosten yhteensopivuuteen ja sen mukaiseen jännitys-resultanttien tasapainoon perustuva puristetun osan korkeus.

## 5.5 Jännevoiman suuruus palkin eri kohdissa

Taivutusmomentin edellyttämä suurin jännevoima määräytyy yleensä  $L/3$ -kohdissa (tai etäisyydellä  $L/6$  palkin keskikohdasta) olevan poikkileikkauksen perusteella. Jännevoiman suuruutta palkin eri kohdissa voidaan säätää irrottamalla tartunta osasta punoksia palkin päästä halutulle etäisyydelle  $l_{debond}$  mitattuna. Punos katsotaan täysin toimivaksi jännevoiman osana etäisyydeltä  $l_{debond} + l_{disp}$  palkin päästä mitattuna, kun  $l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d_p^2}$  (kohta 3.1). Jännevoiman suuruuden oletetaan muuttuvan suoraviivaisesti pituudella  $l_{disp}$ .



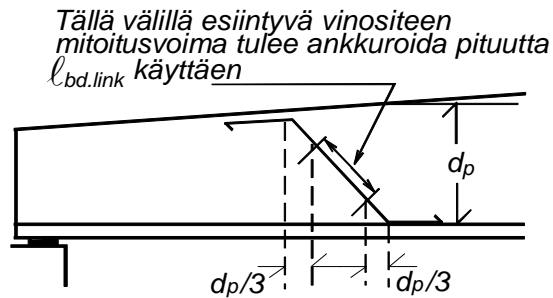
**Kuva 5.4**

Punoksen toimivuus jännevoiman tuottajana

Tartunnan poistoa suunniteltaessa tulee välttää jännevoiman suuruuden huomattavia paikallisia muutoksia: jännevoiman muutoksen tulee vastata mahdollisimman juohevasti taivutusmomentin muutosta.

## 5.6 Leikkausraudoituksen yksityiskohtien suunnitteluvaatimukset

Leikkausraudoituksena toimivien hakojen tulee olla ankkuroituja SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.5 mukaiset vaatimukset täyttävästi. Leikkausraudoituksena toimivien vinositeiden tulee ankkuroitua siteen mitoituksessa käytettyä suurinta jännitystä vastaavasti pituuden  $\ell_{bd.link} = 0,7\ell_{b.rqd}$  mukaisesti (kuva 5.5).



Kuva 5.5

Vinositeiden ankkurointivaatimus

## 6 UUMAREIKIEN SUUNNITTELUVAATIMUKSET

### 6.1 Reikien koot ja sijoittaminen ilman tarkempaa analyysiä

Yksittäisiä pyöreitä reikiä voidaan sijoittaa uuman alaosaan ilman erillistä mitoitusta, kun aiotun reiän keskipisteen kohdalla leikkausvoima  $V_{Ed} \leq V_{Rd.c.o}$ , reiän yläpuoli varustetaan haoilla, joiden poikkileikkausala on vähintään  $A_{sw.o}$  ja ehyen poikkileikkauksen korkeus reiän yläpuolella  $h_{c.top} \geq x_{cu.o}$ :

$$\square V_{Rd.c.o} = b_w(d_p - d_o) \left[ C_{Rd.c} k \sqrt[3]{100 \rho_{lo} f_{ck}} + \frac{M_{Ed}}{6(d_p - d_o) A_{c.top}} \right],$$

$$\rho_{lo} = \frac{A_{s.top}}{b_w(d_p - d_o)}, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p - d_o}} \leq 2,0$$

$$\square A_{sw.o} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} b_w s_{lo}, \quad s_{lo} \leq 0,5 h_{c.top} \quad (h_{c.top} \text{ kuvan 3.6 mukaisesti})$$

$$\square x_{cu.o} = \text{reiän kohdalla olevan poikkileikkauksen puristetun osan korkeus taivutuskestävyyttä } M_{pl.Rd} \text{ laskettaessa.}$$

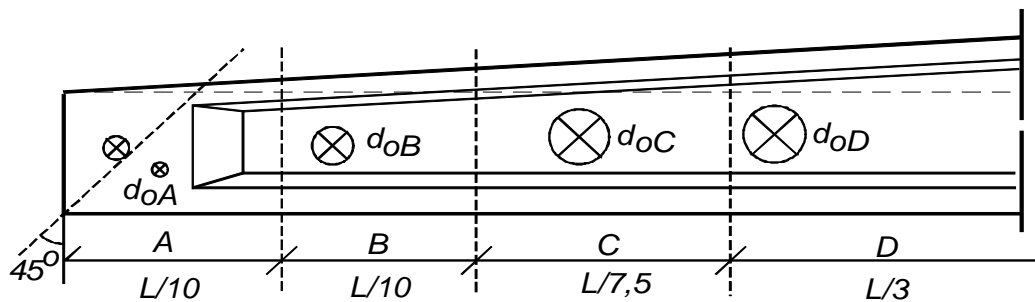
Yksittäisiä reikiä, joiden koko  $d_o < 0,25d_p$ , voidaan sijoittaa vapaasti palkin eri osiin, kun reiän yläreuna on alempana kuin  $0,45d_p$  ja peräkkäisten reikien väli  $s_o$  on vähintään  $d_p$ . Yleisenä rei'itysperiaatteena voidaan käyttää taulukkoa 6.1 (Runko-BES, julkaisu 13) ja siihen liittyvää kuvaa 6.1.

Vaakasuoran leikkautumisen edellyttämä leikkausraudoitus peräkkäisten reikien välissä mitoitetaan kohdan 3.3.3.5 mukaan reikien keskiövälien suuruudesta riippumatta.



**Taulukko 6.1** - Palkin rei'ityseriaatit

Alue (kuva 6.1)	A	B	C	D
Alueen pituus	$L/10$	$L/10$	$L/7,5$	$L/3$
Reiän halk. $d_o$	$d_{oA} \leq 100 \text{ mm}$	$d_{oB} < h/4$	$d_{oC} < h/3$	$d_{oD} < h/3$
Reiän sijainti $h_{c.top}$		$> h/3$	$> h/3$	$> h/4$
Reikien keskiöväli $s_o$		$s_o \geq 0,5h + d_o$		



**Kuva 6.1** - Palkkien yleinen rei'ityseriaate (Runko-BES, julkaisu 13)

## 6.2 Reikien ympäristön rasitustilat

### 6.2.1 Murtorajatila

Murtorajatilassa reikien kohdat ja ympäristö mitoitetaan ja raudoitetaan niin, että kyseisissä kohdissa esiintyvät vaaka- ja pystysuorat leikkausvoimat voidaan luotettavasti hallita raudoituksen avulla. Taivutuskestävyyden riittävyys suurten uumareikien kohdalla ( $d_o > h_{c.top}$  ja  $x_{cu.f} \leq h_{c.top}$ ) on todennettava siten, että

$$\begin{cases} F_{co.Rd} \geq A_p f_{pd.max} + A_s f_{sd} \\ F_{co.Rd} \geq \frac{M_{Ed}}{z_o} \end{cases}, \text{ kun } F_{co.Rd} = A_{c.top} f_{cd} + A_{sc.top} (f_{sd} - f_{cd}) \quad (6.1)$$

missä

$x_{cu.f}$  on puristetun osan korkeus murtorajatilassa vastaavassa reiättömässä poikkileikkauksessa,

$f_{pd.max}$  on lausekkeen (2.2c) mukainen punosten suurin mahdollinen mitoitusjännitys,

$z_o$  on reiän yläpuolisen osan painopisteen ja jännepunosten painopisteen välinen etäisyys,

$A_{c.top}$  on reiän yläpuolisen betonipoikkileikkauksen ala,

$A_s$  on alalaipan jännittämättömän raudoituksen ala,

$A_{sc.top}$  on ylälaipan umpihaoilla sidotun raudoituksen ala.

## 6.2.2 Käyttörajatila

Jännevoiman siirrosta, taivutusmomentista ja leikkausvoimasta aiheutuvana reikien reunoilla esiintyy halkaisuvoimia, joiden suhteen on todettava reikien pieli-raudoituksen riittävyys:

- Jännevoiman aiheuttama reiän kehällä esiintyvä tangentiaaliännitys on verrannollinen betonin keskimääräisen puristusjännityksen kanssa ja vetävä, kun kulma  $\varphi \geq 0$  (kuva 6.2).
- Yksittäisen reiän pielissä esiintyvä halkaisuvoima voidaan laskea lausekkeesta

$$T_{sp} = 0,12k_{\sigma t.1} \frac{|P_0|}{A_{c.g}} b_w d_o; k_{\sigma t.1} = 1,1 + 1,6 \left( \frac{d_o}{H_{50}} - 0,2 \right) \quad (6.2)$$

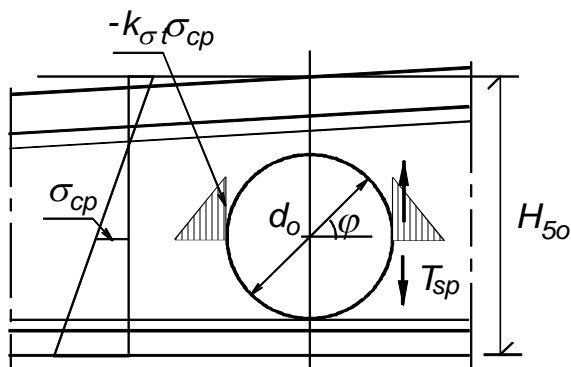
missä

$A_{c.g}$  = reiän kohdalla olevan bruttopoikkileikkauksen ala, ts.  $|P_0|/A_{c.g}$  = nimellinen keskimääräinen jännevoiman  $P_0$  aiheuttama jännitys reiättömässä poikkileikkauksessa,

$H_{50}$  = poikkileikkauksen korkeus reiän keskipisteen kautta kulkevassa leikkauksessa,

$k_{\sigma t.1}$  = jännitysintensiiteettikerroin yksittäisen reiän tapauksessa.

- Peräkkäisten reikien tapauksessa suurimmat halkaisuvoimat esiintyvät uloimpien reikien ulkoreunoissa, mutta yksittäiseen reikään verrattuna ne ovat pienempiä ja halkaisuvoiman laskemisessa käytetään jännitysintensiiteettikerroinena  $k_{\sigma t.m} = 0,85k_{\sigma t.1}$ .



**Kuva 6.2**

Pystysuora halkaisuvoima  $T_{sp}$  yksittäisen reiän pielissä on verrannollinen jännevoiman aiheuttamaan puristusjännitykseen painopisteakselin kohdalla

Huomautus: Vetävän pääjännityksen suurimmat arvot reiän reunalla esiintyvät kohdissa  $0 < \varphi < 15^\circ$ , vaikka kuvaan 6.2 on yksinkertaistettuna kuvattu laskennallinen vetojännitysakaantuma reiän vaaka-akselin kohdalle.

## 7 HI-PALKKIEN LIITTYMINEN MUIHIN RAKENTEISIIN

### 7.1 TT-laattojen ja palkkien väliset liitokset

TT-laatat voidaan tukea palkin yläpinnalle käyttämällä tukipintojen välissä neoprenlevyä, jonka paksuus on enintään 10 mm. Laattojen voimaliitokset palkkeihin voidaan suunnitella RT:n valmisosadetaljien (Elementtirakentaminen-CD) mukaisesti.

Neopren-levyn kitkan riittävyys pitämään tasapainossa palkkien ylälaipan käyryydestä aiheutuva poikittaisvoima  $q_s$  (kuva 7.1) voidaan todentaa laskemalla palkin ylälaipan nimellinen poikittaiskuorma palkin pituusyksikölle lausekkeesta

$$q_s = \frac{N_{c.Ed}}{15L}, N_{c.Ed} = \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right) b_l f_{cd} \quad (7.1)$$

Kumilevyjen kitkavoima riittää tasapainottamaan poikittaisvoiman  $q_s$ , kun laatta-elementtien tukireaktio  $P_{k,TT}$  toteuttaa ehdon:

$$q_s b_{TT} \leq (P_{k,TT} + 4G_r A_r) / 7 \quad (7.2)$$

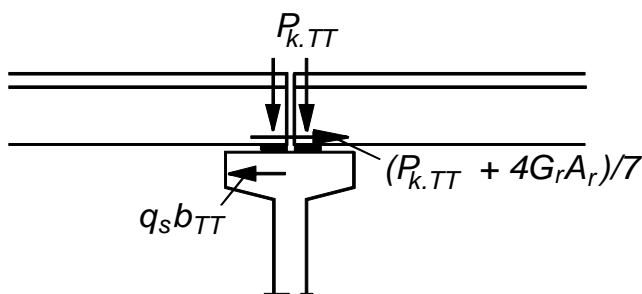
missä reaktiossa  $P_{k,TT}$  otetaan huomioon vähintään tukeutuvien rakenteiden omapaino ja

$G_r$  on kumilevyn liukukerroin, 1 MPa,

$A_r$  on kumilevyn ala,

$b_{TT}$  on palkille tukeutuvan laattaelementin leveys.

Huomautus: Kumilevyjen kitkakerroin pienenee levyyn kohdistuvan puristusjännityksen ja kuorman  $P$  kasvaessa. Lausekkeessa (7.2) tämä on otettu huomioon käyttämällä kitkakertoimen suuruutena  $\mu(P) = \frac{1}{7} \left( 1 + 4 \frac{GA}{P} \right)$ , missä  $GA$  on kumilevyn leikkautumisjäykkyys (raportti RTL 0105).



**Kuva 7.1**

Yhden laattaelementin leveydellä  $b_{TT}$  vaikuttava poikittaisvoima ja sen tasapainottava kitkavoima

### 7.2 Palkin ja pilarin välinen liitos

Palkin ja pilarin liitoksessa käytetään kumilevylaakereita. Vahvistamattomien kumilevyjen kuormitettavuus ja ulottumat tarkistetaan ohjeen RTL 0105 mukaisesti. Kumilevyn mitoituskovuutena käytetään 55 ShoreA. Vahvistettuja kumilevyjä käytetään, kun vahvistamattoman levyn kuormitettavuus ei ole riittävä.

Veden kertyminen palkin tuella olevaan pilarin asennuspultin varaukseen on estettävä luotettavasti. Elementtirakentamisen valmisosadetaljissa DHI201 esitetty vedenpoistoura kumilevyssä ei jokaisessa tapauksessa ole riittävä varmistus, koska ura voi sulkeutua levyn laajentuessa.

### 7.3 Palkkeihin liittyvät kannatusjärjestelmät

Palkkien alapintaan laipan leveyden keskelle voidaan kiinnittää ankkureita, joiden pituus on enintään punosten suojabetonin paksuus  $c_{min}$ . Ankkurien vetokestävyyden mitoitusarvo  $N_{Rd,c}^0$  [N] lasketaan lausekkeesta:

$$N_{Rd,c}^0 = \frac{0,53k_N}{\gamma_{Mc}} \sqrt{f_{ck}} c_{min}^{1,5}$$

missä  $\gamma_{Mc} = \gamma_c \times \gamma_{inst}$  ja

$k_N = 10$  kitka-ankkureille,

$k_N = 11$  kiilautuville ankkureille,

$\gamma_c = 1,5$ , ellei asennusta tehdä tehtaassa.

$\gamma_{inst} = 1,0$  pohjasta kiilautuville ankkureille,

$\gamma_{inst} = 1,2$  kiristettäessä levittyville ankkureille,

$\gamma_{inst} = 1,4$  kemiallisille ankkureille.

Suuremmat kuormat ripustetaan alalaipasta tuettujen erikseen suunniteltavien kannatusjärjestelmien avulla.

Suuria reikiä sisältävissä palkeissa ripustusta ei saa asettaa reiän kohdalle. Reikien välinen palkin uuman hakarudoitus mitoitetaan leikkausvoiman lisäksi ripustettavalle kuormalle.

## 8 TAIVUTUSJÄNNITYSTILOJEN JA -KESTÄVYYDEN LASKEMINEN

### 8.1 Jähyysmomentti ja taivutusvastukset

Lineaarisen kimmoteorian mukaiset poikkileikkaussuureet  $A_{ci}$ ,  $I_{ci}$  ja  $S_{ci}$  lasketaan ottamalla huomioon rudoituksen ja punoksien poikkileikkausalat  $(n_E - 1)$ -kertaisena. Kimmokerroinsuhde  $n_E$  lasketaan tarkasteltavan rasiustilan mukaan joko lyhytaikaisarvona  $n_0$  tai pitkäaikaisarvona  $n_L$ . Taivutusvastukset ylä- ja alapinnan suhteen ovat  $W_{top,i} = I_{ci}/y_{top,i}$  ja  $W_{bot,i} = I_{ci}/y_{bot,i}$ , missä  $y_{top,i}$  ja  $y_{bot,i}$  ovat etäisyydet painopisteakselilta ylä- ja alapintaan. Jännepunoksien painopisteen etäisyys poikkileikkauksen painopisteakselilta on  $y_{pi}$ .

Lyhytaikaisarvo muuttuu betonin lujuuden funktiona, mutta käytännössä vaikutus poikkileikkaussuureisiin on vähäinen ja  $n_0$  voidaan laskea mitoituksessa käytettävän loppulujuuden mukaisesti, kun  $E_{cm} = 22000f_{cm}^{0,3}$  ja  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ .

## 8.2 Jännevoiman vaikutuksien seuranta ja mitoitus ehdot

### 8.2.1 Jännevoiman siirto

Ennen jännevoiman siirtoa sen suuruus on  $P_i$ , heti jännevoiman siirron tapahduttua  $P_0$  ja ulkoisesta kuormituksesta aiheutuva taivutusmomentti  $M_{g.Bk}$  = palkin oman painon momentti. Kimmokerroinsuhteena voidaan käyttää  $n_E = n_0$ .

$$a) \text{ Yläpinnan vetojännitysehto: } \sigma_{top.i} = -\frac{P_0}{A_{ci}} + \frac{(P_0 y_{pi} - M_{g.Bk})}{W_{top.i}} \leq \sigma_{ct.max.pt},$$

missä  $\sigma_{ct.max.pt} > 0$  on betonin nimellinen suurin vetojännitys, jolla rajoitetaan halkeilua yläpinnassa:  $\sigma_{ct.max.pt} = 1,3f_{ctm}$ .

$$b) \text{ Alapinnan puristusjännitysehto: } \sigma_{bot.i} = -\frac{P_0}{A_{ci}} - \frac{P_0 y_{pi} - M_{g.Bk}}{W_{bot.i}} \geq \sigma_{c.max.pt}, \text{ missä}$$

$\sigma_{c.max.pt} < 0$  on betonin suurin puristusjännitys alapinnassa, jolla rajoitetaan käyritymistä ja estetään puristuman haitallisia vaikutuksia alalaipassa ennen rakennuskohteeseen asentamista.

Ehtojen a) ja b) perusteella alkujännevoiman mitoitusvaatimukset jännevoiman siirron mukaan (jännitysten rajoittaminen siirron tapahduttua):

- yläpinnan halkeilun rajoittamiseksi:

$$P_0 \leq \frac{(\sigma_{ct.max.pt} + M_{g.Bk} / W_{top.i}) A_{ci}}{-1 + y_{pi} A_{ci} / W_{top.i}} \quad (8.1a)$$

- alapinnan puristusjännityksen rajoittamiseksi:

$$P_0 \leq \frac{(-\sigma_{c.max.pt} + M_{g.Bk} / W_{bot.i}) A_{ci}}{1 + y_{pi} A_{ci} / W_{bot.i}} \quad (8.1b)$$

### 8.2.2 Rasiutilat jännevoiman siirron jälkeen

Jännevoiman siirron jälkeen, kun kaikki jännityshäviöt ovat tapahtuneet, jännevoima ajan hetkellä  $t$  voidaan esittää muodossa  $P(t) = r(t)P_0$ ,  $r(t) < 1$  ja määräävä momentti rakenteessa vaikuttavista ominaiskuormituksista on  $M_{(g+q)}$ . Poikkileikkaussuureet ovat ajan  $t$  funktioita. Yläpinnan puristusjännityksiä rajoitetaan arvoon  $\sigma_c(t)$  ja alapinnan vetojännityksiä arvoon  $\sigma_{ct}(t)$ :

- c) Alapinnan vetojännitysehto on

$$\sigma_{bot}(t) = -\frac{r(t)P_0}{A_{ci}(t)} - \frac{r(t)P_0 y_{pi}(t) - M_{(g+q)}}{W_{bot.i}(t)} \leq \sigma_{ct}(t) \Rightarrow$$

$$\sigma_{ct}(t) \geq -\frac{r(t)P_0}{A_{ci}(t)} \left( 1 + \frac{A_{ci}(t) y_{pi}(t)}{W_{bot.i}(t)} \right) + \frac{M_{(g+q)}}{W_{bot.i}(t)}; \text{ missä } \sigma_{ct}(t) > 0$$

d) Yläpinnan puristusjännitysehto on

$$\sigma_{top}(t) = -\frac{r(t)P_0}{A_{ci}(t)} + \frac{r(t)P_0 y_{pi}(t)}{W_{top.i}(t)} - \frac{M_{(g+q)}}{W_{top.i}(t)} \geq \sigma_c(t) \Rightarrow$$

$$\sigma_c(t) \leq -\frac{r(t)P_0}{A_{ci}(t)} \left( 1 - \frac{A_{ci}(t) y_{pi}(t)}{W_{top.i}(t)} \right) - \frac{M_{(g+q)}}{W_{top.i}(t)}; \text{ missä } \sigma_c(t) < 0$$

Ehtojen c) ja d) perusteella jännevoiman  $P_0$  vaatimukset valmiin rakenteen käyttö-rajatilat huomioonottaen:

$$\frac{(\sigma_c(t) + M_{(g+q)} / W_{top.i}(t)) \frac{A_{ci}(t)}{r(t)}}{A_{ci}(t) y_{pi}(t) / W_{top.i}(t) - 1} \geq P_0 \geq \frac{(-\sigma_{ct}(t) + M_{(g+q)} / W_{bot.i}(t)) \frac{A_{ci}(t)}{r(t)}}{A_{ci}(t) y_{pi}(t) / W_{bot.i}(t) + 1} \quad (8.2)$$

Alapinnan suhteen lasketun taivutusvastuksen vaatimus ehdoista (8.1) ja (8.2) johdettuna on:

$$W_{bot.i} \geq \frac{M_{(g+q)} - r(t)M_{g.Bk}}{\sigma_{ct}(t) - r(t)\sigma_{c.max.pt}} \quad (8.3a)$$

missä  $\sigma_{c.max.pt}$  = alapinnan rajajännitys jännevoiman siirron aikana ( $< 0$ ) ja  $\sigma_{ct}(t)$  = alapinnan rajajännitys käyttörajatilassa ( $> 0$ ).

Jos  $r(t) = 0,75$ ,  $\sigma_{ci} = -0,65f_{ck.P}$  ja  $\sigma_{ct}(t) = f_{ctm}$ , alapinnan taivutusvastuksen vaatimus on

$$W_{bot.i} \geq \frac{M_{(g+q)} - 0,75M_{g.Bk}}{f_{ctm} + 0,75 \times 0,65f_{ck.P}} \quad (8.3b)$$

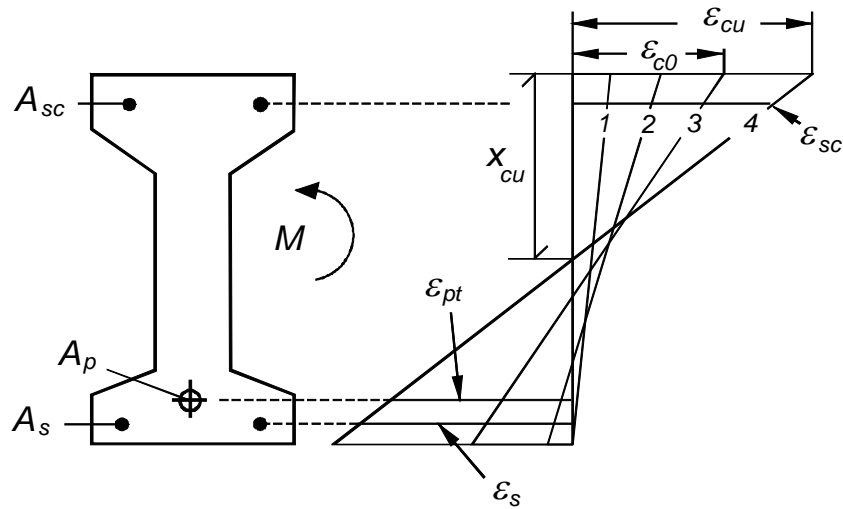
### 8.3 Taivutuskestävyyden laskeminen

Tämän kohdan tarkasteluissa oletetaan, että poikkileikkauksessa on:

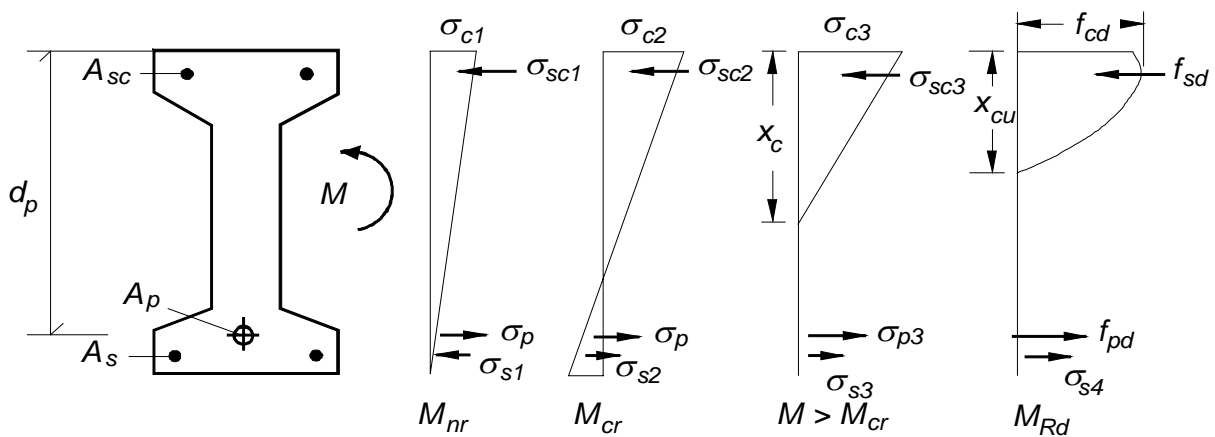
- Ylälaipassa jännittämätön puristusraudoitus  $A_{sc}$ , jonka mitoituslujuus on  $f_{sd}$
- Alalaipassa jännittämätön vetoraudoitus  $A_s$ , jonka mitoituslujuus on  $f_{sd}$
- Alalaipassa jännitetty raudoitus  $A_p$ , jonka mitoituslujuus on  $f_{pd}$  (vakio tai muuttuva)

Muodonmuutostilat (kuva 8.1) taivutusmomentin  $M$  kasvaessa käyttötilasta murto-rajatilaan ovat:

1. Vetojännitysrajatila,  $M = M_{nr}$
2. Halkeilurajatila,  $M = M_{cr}$
3. Halkeillut tila,  $M > M_{cr}$
4. Murtorajatila,  $M = M_{pl.Rd}$



**Kuva 8.1:** Muodonmuutosjakaantumät momentin kasvaessa vaiheittain arvoon  $M_{Rd}$



**Kuva 8.2:** Tiloja 1 ... 4 vastaavat jännitykset betonissa, raudoituksessa ja jänneteräksissä

Tiloja 1 ... 4 vastaavat jännitysresultantit ja jännitystilat ovat kuvan 8.2 mukaiset.

Vetoraudoitus  $A_s$  vähentää poikkileikkauksen murtumisen sitkeyttä murtorajatilassa, mutta sillä voidaan kasvattaa taivutuskestävyyttä, jos punoksien määrää täytyy rajoittaa edellisessä kohdassa esitettyjen jännevoiman rajoitusehtojen vuoksi. Ylälaipan raudoitusta  $A_{sc}$  tarvitaan jännittämisen aikana ylälaipan halkeilun vuoksi, koska rakenteen omapaino ei riitä useinkaan estämään suurien vetojännityksien syntymistä ylälaippaan.

Jos punoksia on paljon, poikkileikkaus voi olla yliraudoitettu ilman vetoraudoitustakin, mutta puristusraudoituksen määrän kasvaessa (jolloin puristusresultantti kasvaa) taivutuskestävyyttä voidaan yrittää hieman lisätä vetoraudoituksen avulla (kokonaisvetoresultantti kasvaa). Betonin ja raudoitustankojen yhteinen puristusresultantti voi kehittyä luotettavasti vain, kun tankojen määrä ei ylitä rajaa  $A_{sc,max}$  ja tangot on sidottu umpihaoilla.

Sitkeä murtuminen edellyttää, että rakenne voi kehittää tietyn minimikäyristymän ennen murtumista ja punokset voivat plastisoitua. Minimikäyristymävaatimus voidaan muuttaa puristetun korkeuden  $x_{cu}$  maksimiehdoksi.

Puristusjännitysresultantin paikkaa ja puristettua korkeutta  $x_{cu}$  ei voida ratkaista suljetussa muodossa, mutta ne voidaan määritellä vetoresultantin avulla, joka on  $F_{td} = A_s f_{sd} + A_p f_{pd}$ . Poikkileikkauksen yläreunassa on murtorajatilassa aina puristuma  $\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_{cu2}$  murtumisen luonteesta riippumatta: murtuminen tapahtuu aina viimeistään, kun betonin puristuma ylittää rajan  $\varepsilon_{cu2}$ , mutta vedettyjen osien jännitys- ja muodonmuutostilasta riippuen murtuminen on joko hauras tai sitkeä. Taivutuskestävyyden suuruus ja murtumisen luonne riippuu vedetyn raudoituksen ja punoksien muodonmuutostilasta.

Merkitään, että  $\varepsilon_{pd}$  = punoksien venymä murtorajatilassa. Se voidaan arvioida muodonmuutosten yhteensopivuuden perusteella, sillä jännepunosten venymän muutos halkeilun alkamisesta kestävyuden saavuttamiseen saakka on suuruudeltaan  $\varepsilon_{pt}$ :

- halkeilemattomassa rakenteessa punoksien muodonmuutos on  $\varepsilon_{pe}$ ,
- ennen kuin punosten jännitystila alkaa muuttua, täytyy betonissa punosten kohdalla tapahtua venymän muutos  $\varepsilon_{ce}$ ,
- halkeilun alkamiseen tarvitaan siten punoksissa venymätila  $\varepsilon_{ce} + \varepsilon_{pe}$ ,
- murtorajatilaan tultaessa punosten korkeudella rakenteessa on venymä  $\varepsilon_{pt}$  ja tätä vastaava punosten kokonaisvenymä muodostuu siten kolmesta komponentista:

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{pt}$$

Näistä  $\varepsilon_{ce}$  on betonin muodonmuutos punosten painopisteen kohdalla kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vain jännevoima (ulkoinen momentti on nolla),

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_{cm}} \left( \frac{P_e}{A_{ci}} + \frac{P_e y_{pi}^2}{I_{ci}} \right).$$

$\varepsilon_{pe}$  on muodonmuutosta  $\varepsilon_{ce}$  vastaava punosten venymä (kun ulkoinen momentti on nolla), eli jännevoimaa  $P_e$  vastaava punosten venymä. Niin kauan kuin poikkileikkaus on halkeamaton,  $P_e$  pysyy likimain vakiona ja  $\sigma_{pe} = \frac{P_e}{A_p}$  ja edelleen

$$\varepsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p} = \frac{P_e}{E_p A_p}.$$

$\varepsilon_{pt}$  on murtorajatilan muodonmuutosjakaantumaa vastaava venymä punosten painopisteen kohdalla. Se voidaan laskea yhdenmuotoisten kolmioiden avulla, kun puristetun osan korkeus on  $x_{cu}$  ja yläreunan puristuma on  $\varepsilon_{cu}$  sekä  $d_p$  on jännepunosten painopisteen etäisyys yläreunasta:  $\varepsilon_{pt} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p - x_{cu}}{x_{cu}} \right)$ .



Punosten jännitysresultantti lasketaan muodonmuutoksen  $\varepsilon_{pd}$  mukaisesti ja veto-raudoituksen resultantti muodonmuutokuvion venymää  $\varepsilon_s$  vastaavasti (kuva 8.1). Yleensä muodonmuutoksen  $\varepsilon_{ce}$  suuruus on paljon pienempi kuin  $\varepsilon_{pe}$  tai  $\varepsilon_{pt}$  ja sen perusteella ei tehdä suurta virhettä, vaikka sitä ei oteta huomioon, eli asetetaan, että  $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{pt}$ . Punosten jännitysresultantti on  $F_p = A_p \sigma_{pd}(\varepsilon_{pd})$  ja veto-raudoituksen resultantti on  $F_s = A_s \sigma_s(\varepsilon_s)$ .

Taivutuskestävyys täytyy arvioida iteratiivisesti asettamalla aluksi arvaus puristetun osan korkeudelle  $x_{cu}$ , kun betonin suurin puristuma  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2}$ . Iteroimalla etsitään sitten sellainen betonin ja punosten muodonmuutosten jakauma  $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pd}$ , joka täyttää jännitysresultanttien tasapainoehdon  $F_T = F_C$  ja muodonmuutosten  $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{pd}$  rajoittamisehdot:

- vetojännityksien resultantti =  $F_T = F_p + F_s$
- puristusjännityksien resultantti =  $F_C = F_{sc} + F_c$
- resultantti  $F_C$  voidaan laskea joko jännitysmallia 1 tai 2 käyttäen (kuva 3.1)
- $\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_{cu2}$  ja  $\varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{ud}$  (vain käytettäessä punosten jännitysmallia 2)

$M_{pl,Rd}$  lasketaan sitten jännitysresultanttien mukaisesti halutun pisteen suhteen, esimerkiksi yläreunan suhteen.

Iteraatioprosessi voi olla seuraava, kun puristetun osan korkeutta  $x_{cu}$  muutetaan:

- (1) Kokeiluarvon  $x_{cu}$  mukaisesti lasketaan sitä vastaava punosten venymä  $\varepsilon_{pd}$ :

$$\varepsilon_{pd}(\varepsilon_{cu}, x_{cu}) = \frac{P_e}{E_p A_p} + \frac{P_e}{E_{cm}} \left( \frac{1}{A_{ci}} + \frac{y_{pi}^2}{I_{ci}} \right) + \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p - x_{cu}}{x_{cu}} \right), \text{ missä } y_{pi}, I_{ci} \text{ ja } A_{ci}$$

ovat muunnetun ehyen poikkileikkauksen arvoja,  $y_{pi}$  = jännevoiman etäisyys ehyen poikkileikkauksen painopisteakseliilta ja  $P_e$  = tehollinen jännevoima,  $P_e = P_i - \Delta P$  ja  $\Delta P = A_p(\Delta\sigma_{p,el} + \Delta\sigma_{p,(c+s+r)})$ . Jos käytetään punosten lujenevaa jännitys-venymäyhteyttä, täytyy edellyttää, että  $\varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{ud}$  (= suurin sallittu punosten venymä = 0,02). Kokeilun alkuarvona voidaan käyttää muodonmuutosjakautumaan ( $\varepsilon_{cu2}, \varepsilon_{ud}$ ) liittyvää puristettua korkeutta,

$$x_{cu.min} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{ud}} d_p. \text{ Jos puristumaa } \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2} \text{ vastaava } \varepsilon_{pd} > \varepsilon_{ud}, \text{ täytyy}$$

puristumaa  $\varepsilon_{cu}$  pienentää,  $\varepsilon_{cu} = k_c \varepsilon_{cu2}$ ,  $k_c = \frac{\varepsilon_{cu.lim}}{\varepsilon_{cu2}} \leq \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2}}$ .  $\varepsilon_{cu.lim}$  on betonin

puristuman rajaehto, jotta punosten venymä on enintään  $\varepsilon_{ud}$ :

$$\varepsilon_{cu.lim}(\varepsilon_{ud}, x_{cu}) = \frac{x_{cu}}{d_p - x_{cu}} \left[ \varepsilon_{ud} - \left( \frac{P_e}{E_p A_p} + \frac{P_e}{E_{cm}} \left( \frac{1}{A_{ci}} + \frac{y_{pi}^2}{I_{ci}} \right) \right) \right] \leq \varepsilon_{cu2}$$

- (2) Venymää  $\varepsilon_{pd}$  vastaava punosten jännitysresultantti on  $F_{pd} = \sigma_p(\varepsilon_{pd}) A_p$

- (3) Ehdosta  $F_T = F_C$  ratkaistaan punosten jännitysresultantti, joka vastaa voimatasapainon olemassaoloa, eli  $F_{p.equ} = F_{sc} + F_C - F_s$ , missä  $F_C$  on

$$F_C = \eta f_{cd} A_{cu} \text{ tai } F_C = \int_0^{x_{cu}} b(y) \sigma_c(y) dy.$$

Muuttuva jännitys  $\sigma_c(y)$  on kuvan 2.1b mukainen:

$$\begin{cases} \sigma_c(y) = f_{cd} \left( 2 \left( \frac{x_{cu} - y}{x_{c2}} \right) - \left( \frac{x_{cu} - y}{x_{c2}} \right)^n \right) & \text{ja } \sigma_c(y) = f_{cd} \text{ kun } 0 < y < x_{c2}. \\ x_{cu} - x_{c2} \leq y \leq x_{cu} \end{cases}$$

Mitta  $x_{c2} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} x_{cu}$  ja  $A_{cu}$  on puristetun betonipoikkileikkauksen ala

korkeudelta  $\lambda x_{cu}$ . Parametrit  $\varepsilon_{c2}$ ,  $\varepsilon_{cu2}$  sekä  $n$  riippuvat betonin lujuudesta  $f_{ck}$ .

Raudoituksen jännitykset  $\sigma_{sc}$  ja  $\sigma_s$  lasketaan muodonmuutoskuvion ao. puristuman tai venymän mukaisesti. EN 1992-1-1 mukaan myös raudoituksen jännitys-muodonmuutosmalli voi olla plastisesti lujeneva samaan tapaan kuin jännepunoksilla. Kun mallin muodonmuutosraja on pienempi kuin punoksilla, tämä rajoittaa vedetyn raudoituksen toimivuutta siten, että tasapainon tutkimisesta ei tule järkevää. Siksi poikkileikkauksissa, joissa on jännittämätöntä vetoraudoitusta samassa laipassa kuin punokset, pitää vetoraudoitukselle käyttää ideaalikimmo-plastista jännitysmallia, johon ei sisälly venymän rajoittamista.

- (4) Verrattaessa arvoja  $F_{pd}$  ja  $F_{p.equ}$  voi syntyä kaksi tilannetta, kun  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2}$ :

(a) Jos  $F_{pd} > F_{p.equ}$ , se tarkoittaa, että puristetun osan korkeuden on oltava suurempi, jolloin punosten venymä  $\varepsilon_{pd}$  pienenee. (b) Jos  $F_{pd} < F_{p.equ}$  ja  $x_{cu} = x_{cu.min}$ , reunapuristumaa  $\varepsilon_{cu}$  täytyy pienentää,  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu.lim}$ . Silloin jokaiseen reunapuristumaan liittyy sama punosten venymä  $\varepsilon_{ud}$ , jota vastaava  $F_{pd}$  ei muutu ja muuttamalla  $x_{cu}$ :n suuruutta päästään tilanteeseen, jossa  $F_{pd} = F_{p.equ}$ .

- (5) Jos  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2}$ , kasvatetaan puristetun osan korkeutta, kunnes päästään tilanteeseen, jossa  $\varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{ud}$  ja  $F_{pd} = F_{p.equ}$ . Jos  $x_{cu}/d_e \leq 0,42$  ja  $1,4\varepsilon_{pyd} \leq \varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{ud}$ , poikkileikkauksen murtumisen sitkeys on riittävä (ks. seuraava kohta 8.4, ylilujuuden vaikutus murtumistapaan).
- (6) Kun voimatasapaino on löytynyt ja murtumisen sitkeys todettu riittäväksi, taivutuskestävyys  $M_{Rd}$  lasketaan jännitysresultanttien suuruuden ja sijainnin perusteella.

Iteroinnin oikeellisuus ei riipu siitä, onko  $\sigma_p(\varepsilon_{pd})$  suurempi vai pienempi kuin  $f_{pd}$  (= plastinen mitoituslujuus, joka oletetaan joko vakioksi tai kasvavaksi).

Tavoiteltaessa mahdollisimman suurta taivutuskestävyyttä matalissa poikkileikkauksissa, voi syntyä lähtökohtaisesti kaksi tilannetta:

- Suuri punosmäärä - pieni puristusraudituksen määrä: kuvattu menettely johtaa siihen, että betonin puristetun osan korkeus kasvaa suureksi ja mahdollisesti

joudutaan rajoittamaan reunapuristuman  $\varepsilon_{cu}$  suuruutta. Murtumisen luonne muuttuu hauraaksi, ellei puristusraudoitusta lisätä.

- Suuri punosmäärä - suuri raudoituksen määrä: betonin puristetun osan korkeus säilyy pienenä, mutta reunapuristuman suuruutta pitää lisäksi rajoittaa, kun voimatasapainoa etsitään käytettäessä jännepunosten jännitysmallia 2.

Suuri punosmäärä aiheuttaa matalissa poikkileikkauksissa jännittämisen aikana ylälaipan runsasta halkeilua, jolloin halkeavasta poikkileikkausosasta täytyy betonin vetovoiman siirtyä kokonaan raudoitukselle.

Oikein mitoitettussa poikkileikkauksessa tasapaino syntyy, kun  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2}$ ,  $x_{cu} \leq 0,42d_e$  ja  $1,4\varepsilon_{pyd} < \varepsilon_{pd} < \varepsilon_{ud}$ . Jälkimmäisen muodonmuutosehdon avulla varmistetaan että punoksissa mahdollisesti esiintyvä ylilujuus ei muuta oletettua sitkeää murtumistapaa. Seuraavassa kohdassa 8.4 tarkastellaan ylilujuuden vaikutusta. Hauraan murtumisen suhteen käytetään lisävarmuutta  $\gamma_{br}$ : kun  $M_{pl.Rd}$  on muodonmuutos- ja voimatasapainoon perustuva pienentymätön taivutuskestävyys, lopullisena mitoitusarvona käytetään  $M_{Rd} = M_{pl.Rd}/\gamma_{br}$ ,  $\gamma_{br} = 1,7 - 0,5 \frac{\varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{pyd}}$ , kuitenkin

aina  $1 \leq \gamma_{br} \leq 1,2$ .

#### 8.4 Ylilujuuden vaikutus poikkileikkauksen murtumistapaan

Yleisesti käytetyissä jännepunoksissa voi esiintyä ylilujuutta niin, että  $\frac{f_{p0.1max}}{f_{p0.1k}} \approx 1,15$

mutta samaan aikaan  $\frac{f_{pu.max}}{f_{puk}} \approx 1,05$ . Yleensä oletetaan, että murtumistapa

mitoituslujuuksia ja ominaislujuuksia käytettäessä on sama. Kuitenkaan tämä ei pidä ehdoitta paikkaansa. Punoksien materiaaliosavarmuus on  $\gamma_s = 1,1$  ja betonin materiaaliosavarmuus  $\gamma_c = 1,35$ . Jos poikkileikkauksen murtumistapa on sitkeä ja materiaaleissa ei ole lujuuspoikkeamia, kestävyysien suhde  $M_{pl.Rk}/M_{pl.Rd}$  on näitä osavarmuuksia käytettäessä tavanomaisesti n. 1,2. Mitä suurempi on punoksien alkujännitys jännevoiman siirron jälkeen, sitä paremmin murtumistapa ominaislujuuksien tapauksessa on sama kuin mitoituslujuuksien tarkasteltuna.

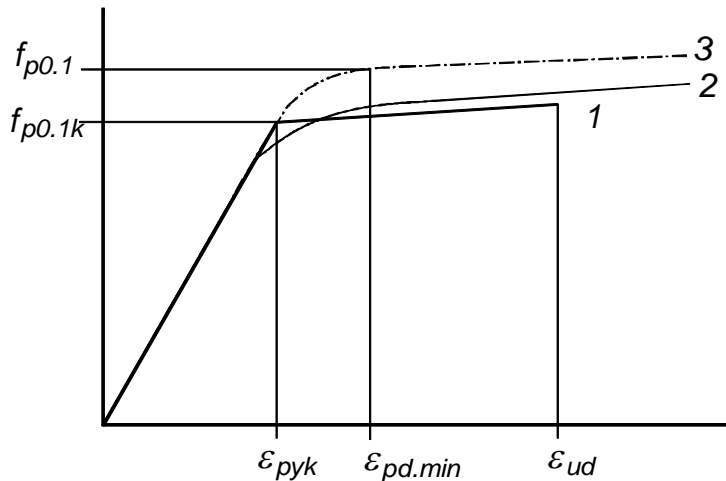
Kun betonin suurin jännitys jännevoiman siirron aikana saa olla enintään  $\sigma_{c.pt} \leq 0,65f_{ck.pt}$ , punoksien alkujännitys voidaan joutua asettamaan niin, että syntyy tilanne, jolloin mitoituslujuuksia käytettäessä murtumistapa on todettu sitkeäksi (= punokset plastisoituvat), mutta todellisia lujuuksia vastaava murtumistapa on kuitenkin hauras (= punokset eivät plastisoidu ennen betonin murtumista). Vaikka murtumistapa muuttuu, kestävyys voi silti olla arvioidun suuruinen.

Asiaan vaikuttaa myös punosten jännitys-venymäyhteyden muoto:

- Eurokoodissa jännitysmalli on ideaalikkimoplastinen tai plastisena lujeneva, myötöjännitykseksi oletetaan  $f_{p0.1k}$  ja myötövenymäksi  $\varepsilon_{pyk} = f_{p0.1k}/E_p$ .
- Todellisuudella plastinen jännitystila saavutetaan vasta tätä suuremmalla venymällä  $\varepsilon_{p0.2}$ , jonka suuruutta voidaan arvioida lausekkeella

$$\varepsilon_{p0.2} = 0,002 + \frac{f_{p0.2k}}{E_p}, \text{ missä } f_{p0.2k} \text{ on jännitys-venymäyhteyden mukainen 0.2-}$$

jännitys, jonka mukaan punoksien myötölujuus on määritelty aikaisemmin. Esimerkiksi Ovako Dalwiren valmistamissa superpunoksissa 1600/1860 ero 0.1- ja 0.2 rajan välillä on hyvin pieni.



**Kuva 8.3**

Jänneteräksen jännitys-venymäyhteyksiä:

1 = nimellisljuuteen perustuva Eurokoodin lujeneva mitoitusmalli

2 = nimellisljuuteen perustuva todellinen malli

3 = yliljuuteen perustuva todellinen malli

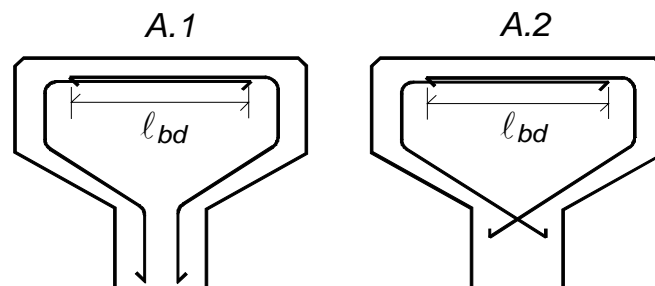
- Punoksien 1600/1860 tapauksessa suhde  $\varepsilon_{p0.2}/\varepsilon_{pyk} \approx 1,26$ .
- Todellisen jännitys-venymäyhteyden perusteella jännitys, joka vastaa standardikäyrän venymää  $f_{p0.1k}/E_p$ , on luokkaa  $0,95f_{p0.1k}$ , eli plastisoituminen ei vielä todellisuudessa ole alkanut vaikka standardikäyrän mukaan näin olisi. Punos voidaan katsoa plastisoituneeksi vasta kun sen venymä on  $\varepsilon_{p0.2}$ , jolloin standardikäyrän mukaan punoksen jännitys on ehkä  $\approx f_{p0.1k}$  tai hieman suurempi.
- Jos jännitetty poikkileikkaus on mitoitettu standardiominaisuuksien perusteella niin, että kyseessä on tasapainoraidoitusta vastaava tilanne tai lähes sellainen, se ei takaa sitkeää murtumista, vallankaan jos punoksissa on todellisuudessa yliljuutta.
- Jos punoksissa ei ole yliljuutta, sitkeän murtumisen takaamiseksi punoksissa tulee olla vähintään venymä  $\varepsilon_{p0.2}$  murtumisen tapahtuessa.
- Jos punoksissa on aikaisemmin oletettu yliljuuus, venymää  $f_{p0.1k}/E_p$  vastaava jännitys on lähes  $f_{p0.1k}$ , mutta punos toimii vielä kimmoisesti. Tällaisessa tilanteessa murtumisen kehittyessä betonissa tapahtuma on erittäin hauras ja äkillinen, jolloin rakenne ei voi kehittää uutta tasapainoa. Jännevoima on murtumisen kehittyessä lähes alentumaton ja vaikuttaa puristuspuolen nopeasti murtuessa käytännössä alalaipan edustamaan poikkileikkaukseen. Alalaippa on murtumiseen tultaessa halkeillut ja punoksien jousivoiman laukeamisen tuottama dynaaminen iskuvaikutus voi lisätä hetkellisen voiman lähes kaksinkertaiseksi staattiseen arvoon verrattuna. Vaikka betonin dynaaminen lujuus (= lujuus nopeasti nousevissa rasituksissa) on suurempi kuin staattinen lujuus, punoksien staattinen kokonaisvoima voi jo yksin olla riittävä alalaipan puristumurtuman tuottamiseen.

- Ylilujuustapauksessa sitkeän murtumisen varmistamiseksi punoksissa tulee olla edelleen vähintään venymä  $\varepsilon_{p0.2}$ , joka lasketaan todellisen jännitysvenymäyhteyden mukaisesti.
- Jotta standardikäyrän mukaisesti mitoitetussa poikkileikkauksessa syntyisi sitkeä murtuminen, mitoituksessa venymän tulee olla vähintään ylilujuutta vastaavan venymän  $\varepsilon_{p0.2}$  suuruinen. Se tarkoittaa ehtoa  $\varepsilon_{pd} \geq \varepsilon_{pd.min} = 1,4 \frac{f_{p0.1k}}{E_p}$ , kun  $\varepsilon_{pd}$  = punosten kokonaisvenymä murtorajatilassa.
- Jännitystarkasteluun vaikuttaa myös kokonaistasavenymä, jonka vähimmäisarvo on 3,5 %. Todellisempi arvo on tätä suurempi, yleensä > 5 %. Jos jännityskuvaajan määrittelyssä käytetään pienempää arvoa 3,5 %, saadaan varmuuteen epäedullisemmin vaikuttava jännityksen nousu kuin käytettäessä arvoa 5 %.

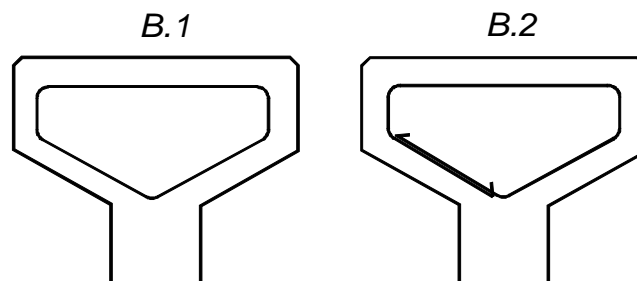
## 9 LIITTEET

### 9.1 Suositeltavat hakamallit

Ylälaipassa haoilta edellytetään samanlaisia ominaisuuksia kuin puristettuja tankoja pilareissa sitovilta haoilta. Seuraavien kuvien hakamallien katsotaan toimivan edellytyksien mukaisesti.

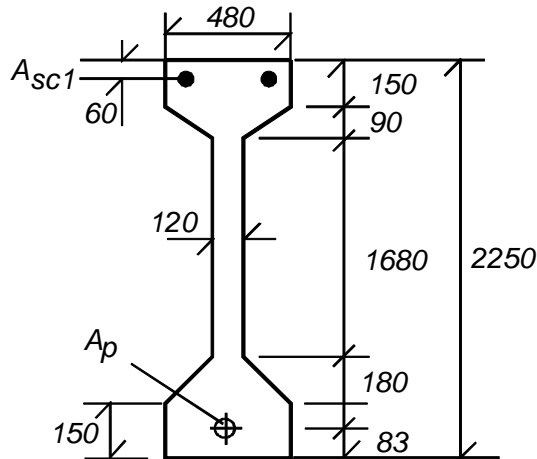


**Kuva 9.1** - Mallit A, kaksiosaiset irtohaavat. Limitspituuden  $l_{bd}$  tulee täyttää vedettyjen tankojen jatkospituuden vaatimukset (ks. kohta 5.2)



**Kuva 9.2** - Mallit B, umpihaat joko kierrehakana (B.1) tai irtohakana (B.2)

## 9.2 Esimerkki: Jännevoiman vaikutus palkin rasiustilaan ja kestävyteen



**Kuva 9.3**

Pituusprofiilin suhteen symmetrinen HI-palkki 2250×480, jänneväli  $L = 24$  m,  $g_{Bk} = 10$  kN/m

Ylälaipassa on 2T16 tankoa (S500),  $A_{sc1} = 400$  mm<sup>2</sup>

Rakenteen olosuhteet:  $RH = 50$  %, kuivat sisätilat

Palkin poikkileikkaus harjan kohdalla on kuvan mukainen, betoni on C50/60, jännepunokset Y1860S7  $\varnothing 12,5$ ,  $A_{p1} = 93$  mm<sup>2</sup>. Materiaalien osavarmuudet  $\gamma_s = 1,1$ ,  $\gamma_c = 1,35$ , betonin mitoituslujuus  $f_{cd} = 0,85 \times 50 / 1,35 = 31,48$  MPa. Punoksien lujuudet  $f_{p0.1k} = 1600$  MPa,  $f_{pk} = 1860$  MPa,  $\varepsilon_{uk} = 5$  %, kimmokerroin  $E_p = 195000$  MPa, punoksien painopisteen etäisyys alareunasta  $e_p = 83$  mm. Punoksien jännitys ennen jännevoiman siirtoa:  $\sigma_{pi} = 1300$  MPa. Välittömästi jännevoiman siirron jälkeen  $\sigma_{p0} = 1254$  MPa ja jännityshäviöiden tapahduttua  $\sigma_{p,ef} = 1060$  MPa (käytetään laskettaessa punosten venymää  $\varepsilon_{pd}$ ).

Jännityshäviöiden arvioiminen: ks. esimerkki 9.3.

Palkin korkeus harjan kohdalla,  $H_{5,r} = 2250$  mm. Palkin korkeus pituuskoordinaatin funktiona  $H_5(x) = H_{5,r} - \frac{L/2 - x}{16}$ , kun origo on tuella. Korkeus tuella  $H_{5,s} = 1500$  mm. Korkeus 1/3-pisteissä  $H_{5,3} = 2000$  mm.

### Taivutusmurtorajatila

Murtorajatilatarkastelut suoritetaan 1/3-pisteiden mukaisesti, olettaen, että punosten määrä on  $n_p = 24, 28$  tai  $32$  kpl.

Taivutuskestävyydet lasketaan punosten lujenevan jännitysmallin mukaisesti.

Kestävyys 1/3-pisteissä ja plastisen rajatilan parametrit:

$n_p$ (kpl)	24	28	32	Huomautukset
$x_{cu}/d_p$	0,266	0,363	0,463	Arvot vastaavat pl. korkeutta $H_{5,3} = 2000$ mm
$F_{pd}$ (MN)	3,348	3,853	4,372	
$\varepsilon_{pd}/\varepsilon_{pyd}$	2,08	1,61	1,32	
$M_{Rd}$ (kNm)	5918	6617	6983	
$\gamma_{br}$	1,0	1,0	1,038	

$\varepsilon_{pd}$  = punosten venymä niiden painopisteen kohdalla muodonmuutosten yhteensopivuuden ja jännitysresultanttien yhtäsuuruuden ( $F_{pd} = F_{p.equ}$ ) vallitessa.

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s E_s} = \text{punosten myötövenymä,}$$

$\gamma_{br}$  = lisävarmuus sellaisia tapauksia varten, joissa  $\varepsilon_{pd}/\varepsilon_{pyd} < 1,4$ :

$$\gamma_{br} = 1,7 - 0,5 \frac{\varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{pyd}}; \quad 1 \leq \gamma_{br} \leq 1,2$$

- 1/3-pisteissä tasaisen kuorman  $p_d$  momentti =

$$0,89M_{Ed,max} = 0,89p_d \frac{L^2}{8} \approx 0,11p_d L^2$$

- Eurokoodin mukainen mitoituskuorma  $p_d = K_{FI}(\gamma_{g,EC}g_k + \gamma_{q,EC}q_k)$ ,  $K_{FI} = 1,1$  tai  $1,0$  seuraamusluokkia CC3 ja CC2 vastaavasti,  $\gamma_{g,EC} = 1,15$  ja  $\gamma_{q,EC} = 1,5$ .

- Pysyvä ominaiskuorma enintään  $g_k \leq \frac{9M_{Rd}}{K_{FI}L^2(\gamma_{g,EC} + \gamma_{q,EC} \frac{q_k}{g_k})}$

- Ominaiskuorman  $(g+q)_k$  enimmäisarvo murtorajatilan perusteella, kun  $n_p = 24$ , 28 tai 32 punosta ja  $g_k/q_k = 1$ :

CC3 ja  $q_k/g_k = 1$ :

$$(g+q)_{k(24)} = 63,45 \text{ kN/m}, \quad (g+q)_{k(28)} = 70,95 \text{ kN/m}, \quad (g+q)_{k(32)} = 75,16 \text{ kN/m}$$

CC2 ja  $q_k/g_k = 1$ :

$$(g+q)_{k(24)} = 69,80 \text{ kN/m}, \quad (g+q)_{k(28)} = 78,04 \text{ kN/m}, \quad (g+q)_{k(32)} = 82,68 \text{ kN/m}$$

### Käyttöraijatila

Käyttöraijatilatarkastelut suoritetaan punosmäärän  $n_p = 28$  kpl mukaan

Poikkileikkaussuureet, betonipoikkileikkaus ja muunnetut poikkileikkaukset lyhyt-aikaista kuormitusta varten ( $n_0$ ) sekä pitkäaikaista kuormitusta varten ( $n_L$ ,  $\varphi_k = 1,4$ ), kun  $E_{cm} = 37280 \text{ MPa}$ , ovat 1/3-pisteissä seuraavan taulukon mukaiset:

Suure	Betoni pl.	Muunnettu pl.	Muunnettu pl.
$n_E$	1	$n_0 = 5,4$	$n_L = 12,9$
$y_{top}(n)$ , mm	1031	1050	1081
$y_{bot}(n)$ , mm	969	950	919
$y_p(n)$ , mm	886	867	836
$A(n)$ , m <sup>2</sup>	0,396	0,409	0,431
$I(n)$ , m <sup>4</sup>	0,204	0,213	0,230
$W_{top}(n)$ , m <sup>3</sup>	0,197	0,203	0,213
$W_{bot}(n)$ , m <sup>3</sup>	0,210	0,225	0,250

Betonijännitykset välittömästi jännevoiman siirron jälkeen ( $n_E = n_0$ ):

$n_p = 28$  punosta,  $\sigma_{p0} = 1254$  MPa ja  $P_0 = 3,269$  MN. Kuormana palkin omapaino  $g_{Bk} = 10$  kN/m, jota vastaava momentti  $M_{Bk} = 0,89 \frac{g_{Bk} L^2}{8} = 640,8$  kNm.

- Vetojännitys yläpinnassa  $\sigma_{top.i} = \sigma_{ct.top.pt} - \frac{P_0}{A_{ci}} + \frac{(P_0 y_{pi} - M_{gB})}{W_{top.i}} \leq \sigma_{ct.max.pt}$
- $\sigma_{ct.top.pt} = 2,8$  MPa <  $f_{ctm} = 4$  MPa
- Puristusjännitys alapinnassa  $\sigma_{c.bot.pt} = -17,7$  MPa  $\leftrightarrow 0,35f_{ck}$

Betonijännitykset lopputilanteessa:

Punosten loppujännitys on  $\sigma_{p.ef} = 1060$  MPa ja  $P_{ef} = 2,76$  MN. Kokonaiskuorma  $g_k + q_k = 35 + 35$  kN/m, pitkäaikainen hyötykuorma  $0,7q_k$ . Pitkäaikaiskuormien  $59,5$  kN/m momentti  $M_{k.lt} = 3813$  kNm ja lyhytaikaiskuormien  $10,5$  kN/m momentti  $M_{k.st} = 673$  kNm.

$$\sigma_{c.top} = -\frac{M_{k.lt}}{W_{top}(n_L)} - \frac{M_{k.st}}{W_{top}(n_0)} - \frac{P_{ef}}{A(n_L)} - \frac{P_{ef} y_p(n_L)}{W_{top}(n_L)} = -16,8 \text{ MPa} \leftrightarrow 0,336f_{ck}$$

$$\sigma_{c.bot} = \frac{M_{k.lt}}{W_{bot}(n_L)} + \frac{M_{k.st}}{W_{bot}(n_0)} - \frac{P_{ef}}{A(n_L)} + \frac{P_{ef} y_p(n_L)}{W_{bot}(n_L)} = 2,5 \text{ MPa} \leftrightarrow 0,625f_{ctm}$$

Alapinnan taivutusvastusvaatimus:

Betonijännitykset välittömästi jännevoiman siirron jälkeen ja lopputilanteessa eivät ole kriittisiä, kun kokonaiskuorma on enintään  $70$  kN/m. Sen perusteella voidaan päätellä, että alapinnan taivutusvastusvaatimus ei ole määräävä. Tässä tapauksessa  $f_{ctm} = 4,07$  MPa,  $f_{ck,P} = 0,7f_{ck}$ ,  $M_{(g+q)} = 4486$  kNm ja  $M_{gB} = 640,8$  kNm. Näitä käyttäen:

$$W_{bot} \geq \frac{M_{(g+q)} - 0,75M_{gB}}{f_{ctm} + 0,75 \times 0,65f_{ck,P}} = 0,1895 \text{ m}^3 \quad (W_{bot} \geq 0,210 \text{ m}^3 \text{ edellisessä taulukossa})$$

Huomautus: Alapinnan taivutusvastusvaatimus tulee määrääväksi, jos palkin korkeutta pienennetään  $250$  mm tai enemmän.

Halkeilukestävyyden arviointi:

Halkeilukestävyys  $M_{cr}$  alapinnan suhteen lasketaan käyttäen jännevoimana alku- ja loppuarvon keskiarvoa  $P_{eff} = (P_0 + P_{ef})/2 = 3,013$  MN

$$M_{cr} = \frac{i^2}{y_{bot.i}} \left[ P_{eff} \left( 1 + \frac{y_{pi} y_{bot.i}}{i^2} \right) + f_{ctm} A_{ci} \right], \quad \text{johon poikkileikkaussuureet voidaan}$$

sijoittaa muunnetun poikkileikkauksen mukaisesti laskettuna käyttäen kimmokerroin-suhteen pitkäaikaisarvoa  $n_L$ .



$$M_{cr} = 5288 \text{ kNm, ja vastaava kokonaiskuorma } (g_k + q_k)_{cr} = \frac{9M_{cr}}{L^2} = 82,6 \text{ kN/m}$$

Jos jännevoimana käytetään loppuarvoa  $P_{ef} = 2,76 \text{ MN}$ , saadaan pienempi halkeilukestävyys  $M_{cr} = 4927 \text{ kNm}$  ja  $(g_k + q_k)_{cr} = 77,0 \text{ kN/m}$ .

### Taipumat:

Taipumien tarkastelussa käytetään tehollisena taivutusjäykkyytenä 1/3-pisteissä olevan poikkileikkauksen mukaan laskettua jäykkyyttä  $E_{cm,c}I_c$ .

Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti  $I_c = 0,204 \text{ m}^4$ . Betonin pitkäaikaiskuormien kimmokerroin on  $E_{cm,c} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_k} = 0,417E_{cm}$ . Suurin osa

kuormasta on pysyvää (pitkäaikaista), jolloin lopputilanteen taipumia voidaan tarkastella taivutusjäykkyyden  $E_{cm,c}I_c$  perusteella:

- Jännevoiman  $P_{eff}$  aiheuttama taipuma ylöspäin  $\delta_{P_{eff}} = -P_{eff}y_p \frac{L^2}{8E_{cm,c}I_c}$   
= -60 mm

- Kuorman  $(g_k + q_k) = 70 \text{ kN/m}$  aiheuttama taipuma alaspäin

$$\delta_{(g+q)} = \frac{5}{384} \frac{(g_k + q_k)L^4}{E_{cm,c}I_c} = 94 \text{ mm}$$

- Lopputaipuma alaspäin  $\delta_{max} = \delta_{(g+q)} + \delta_{P_{eff}} = 94 - 60 = 34 \text{ mm}$  (vastaa  $L/705$ )

### Jännevoiman rajat:

Ehdot (8.1a) ja (8.1b) eivät rajoita määräävästi jännevoimaa, koska näiden ehtojen perusteella  $n_p \leq 34$  punosta. Murtorajatilatarkastelujen perusteella punosmäärää  $n_p = 32$  kpl vastaava jännevoima merkitsee jo riittävän sitkeysvaatimuksen alitusta.

## **9.3 Esimerkki: Jännityshäviöiden arvioiminen**

Arvioidaan esimerkin 9.2 rakenteessa muodostuvan tehollisen esijännityksen suuruutta  $\sigma_{pef} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p.(c+s+r)}$  ja lasketaan  $\Delta\sigma_{p.(c+s+r)}$  lausekkeista (3.28) ja (3.29), kun  $RH = 50\%$  ja pitkäaikainen ominaiskuorma on  $59,5 \text{ kN/m}$ .

Tarkastellaan tilannetta 1/3-pisteissä, joiden katsotaan edustavan keskimäärin koko rakennetta. Relaksaatio kehittyy loppuarvoonsa  $500000$  tunnissa (= 57 vuotta). Poikkileikkauksen muunnettu paksuus on  $h_0 = 149 \text{ mm}$ .

*Kutistumismuodonmuutos*  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  (sivu 8) on loppukutistuma, jossa kutistumisen alkuajalla  $t_s$  ei ole merkitystä, eli  $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs}(500000, 0) = -6 \times 10^{-4}$ .

*Virumaluku*  $\varphi_k$  edustaa lineaarista virumaa, kun  $\sigma_c/f_{cm} < 0,45$ . Pitkänajan betonijännitykset ovat koko poikkileikkauksessa tämän rajan alapuolella. Loppuvirumassa ( $500000$  tuntia) kuormittumisen alkamisajankohdalla ei ole merkitystä ja virumaluvun suuruuteen vaikuttavat  $RH$ ,  $h_0$  ja  $f_{cm}$ :  $\varphi_k(500000) = 1,4$ .

Relaksaatioon vaikuttaa jännitystaso  $\sigma_p/f_{pk} = 1300/1869 = 0,7 \leftrightarrow \rho_{1000} = 2,5\%$  ja  $t = 500000$  h merkitsevät relaksaatiota  $\Delta\sigma_{pr} = -55$  MPa, johon sisältyy lämpökäsittelyn vaikutus  $40^\circ\text{C}/5$  h.

Esijännitys välittömästi jännevoiman siirron tapahduttua ( $\Delta\sigma_{p,el} = -44$  MPa lausekkeen (3.26) mukaisesti):  $\sigma_{p0} = 1256$  MPa.

*Jännityssumma*  $\sigma_{c.(g+q)} + \sigma_{cp0}$  = pitkäaikaisen kuorman + jännevoiman  $P_0$  aiheuttama puristusjännitys punosten painopisteen kohdalla. Jännityssumma voidaan laskea käyttäen betonipoikkileikkauksen tai muunnetun poikkileikkauksen arvoja ( $n_E = n_L$ ):

- betonipoikkileikkauksen mukaan laskettuna  $\sigma_{c.(g+q)} + \sigma_{cp0} = -4$  MPa
- muunnetun poikkileikkauksen mukaan laskettuna  $\sigma_{c.(g+q)} + \sigma_{cp0} = -4,2$  MPa

*Jännityshäviö*  $\Delta\sigma_{p.(c+s+r)}$ :

- Lausekkeet (3.28)  $\Delta\sigma_{p.(c+s+r)} = -176$  MPa
- Lausekkeet (3.29)  $\Delta\sigma_{p.(c+s+r)} = -196$  MPa

Loppujännitys  $\sigma_{p,ef} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p.(c+s+r)} \geq 1060$  MPa ( $1060/1300 = 0,82$ )

## LÄHDEKIRJALLISUUS

SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2 - Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallinen liite. Ympäristöministeriö

Libby, J.R., *Modern Prestressed Concrete. Design Principles and Construction Methods*. Van Nostrand Reinhold Company 1971

Gilbert, R.I. & Mickleborough, N.C., *Design of Prestressed Concrete*. London, Unwin Hyman 1990

Abeles, P.W. & Bardhan-Roy, B.K., *Prestressed Concrete Designer's Handbook*. Third Edition. Viewpoint Publications 1981

Martin, L. & Purkiss, J., *Concrete Design to EN 1992*. Second Edition. Elsevier 2006

Collins, M.P., Mitchell, D., *Prestressed Concrete Basics*. Canadian Prestressed Concrete Institute 1987

Rombach, G., *Spannbetonbau*. Ernst & Sohn, 2003

Stratford, T.J. and Burgoyne, C.J., *Lateral stability of long precast concrete beams*. Proc. ICE, Vol. 119, Part 2, 1999, May, 169-180

Burgoyne, C.J. and Stratford, T.J., *Lateral instability of long-span prestressed concrete beams on flexible bearings*. The Structural Engineer, Vol 79, No 6, 2001, March, 23-26

DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe 07.2001

Zia, P., Hsu & T.T.C., *Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members*. PCI Journal, Vol 49, No 3, May-June 2004 34-42

Tan, Kiang-Hwee, Mansur, M.A. & Wei, Weng, *Design of Reinforced Concrete Beams with Circular Openings*. ACI Structural Journal, V. 98, No 3, May-June 2001, 407-415

Somes, N.F. & Corley, W.G., *Circular Openings in Webs of Continuous Beams*. ACI Special Publication 42, 359-398

Mansur, M.A., Tan, K.H. & Lee, S.L., *Design Method for Reinforced Concrete Beams with Large Openings*. ACI Structural Journal V. 89, No 4, June 1991, 1593-1606

Mansur, M.A., *Effect of Openings on the Behaviour and Strength of R/C Beams in Shear*. Cement and Concrete Composites, Vol 20 1998, 477-486

Salam, Sk. Abdus & Harrop, Jack, *Prestressed Concrete Beams with Transverse Circular Holes*. ASCE Journal of the Structural Division, ST3 March 1979, 635-652

Dolan, C.W. & Krohn, J.J., *A Case for Increasing Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete*, PCI-Journal, January-February 2007, 2-5

Baran, E., Schultz, A.E. & French, C.E., *Analysis of the Flexural Strength of Prestressed Concrete Flanged Sections*. PCI Journal, January-February 2005, 74-93

Mast, R.F., *Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach*. PCI Journal July-August 1998, 80-90

- Youakim, S.A., Ghali, A., Hida, S.E. & Karbhari, V.M., *Prediction of Long-Term Prestress Losses*. PCI Journal March-April 2007, 2-16
- Yasojima, A. & Kanakubo, T., *Bond Splitting Strength of RC Members Based on Local Bond Stress and Slip Behavior*. 11th International Conference on Fracture, 2005 Turin, Italy. [www.icf11.com/proceedings/EXTENDED/4486.pdf](http://www.icf11.com/proceedings/EXTENDED/4486.pdf)
- Sakai, T., Kanakubo, K., Yonemaru, K. & Fukuyama, H., *Bond Splitting Behavior of Continuous Fiber Reinforced Concrete Members*. Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, ACI SP 188, 1999, 1131-1144
- Bigaj-van Vliet, A. & Den Uijl, J., *Cracking behaviour of RC tensile members simulated with confinement based bond model*. RILEM TC 147-FMB, Fracture Mechanics to Anchorage and Bond
- Den Uijl, J. & Bigaj, A., *A bond model for ribbed bars based on concrete confinement*. Heron, Vol. 41 No 3, 1996, 201-225
- Panahshahi, N., White, R.N. and Gergely, P., *Reinforced Concrete Compression Lap Splices under Inelastic Cyclic Loading*. ACI Structural Journal, V.89, No 2, March-April 1992, 164-175
- Cairns, J., *Strength of Compression Splices: A Reevaluation of Test Data*. ACI Journal, V. 82, No 4, July-August 1985, 510-516
- Cairns, J. & Jones, K., *The splitting forces generated by bond*. Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No 171, 1995, 153-165
- Tepfers, R., *Cracking in concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*. Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, 1979, 3-12
- fib bulletin 10, Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report. Sprint-Druck Stuttgart, 2000
- Runko-BES, julkaisu 13: Jännebetoniset HI- ja I-palkit. Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö 1992
- Betongelementboken 2006, Bind C, Elementer og knutepunkter, Del 1 - elementer, Del 2 - knutepunkter. Betongelementforeningen, Oslo 2006
- Eligehausen, R., Mallee, R. & Silva, J.F., *Anchorage in Concrete Construction*. Ernst & Sohn 2006
- Elementtirakentaminen-CD. Rakennusteollisuus RT.
- RTL 0105: Kumilevylaakerien mitoittaminen. Oulun yliopisto 2008