

# Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCE

16.9.2014



Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

Eurokoodin soveltamisohje  
Betonirakenteiden suunnittelu –  
NCCI 2

16.9.2014

Liikenneviraston ohjeita 25/2014

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

*Kannen kuva: Markku Nousiainen*

Verkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-484-0

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 029 534 3000

Vastaanottaja  
Liikennevirasto, ELY-keskukset / liikenne ja infrastruktuuri

Säädösperusta  
Laki Liikennevirastosta 2.1 §

Voimassa  
16.9.2014 alkaen toistaiseksi

Korvaa  
Eurokoodin sovellusohje - Betonirakenteiden suunnittelu NCCI 2  
(21.6.2012), Liikenneviraston ohjeita 13/2012

Asiasanat  
ohjeet, sillat, sillansuunnittelu, betoni, eurokoodi

## Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2

Tätä soveltamisohjetta käytetään yleisten teiden siltojen, kevyenliikenteen siltojen ja rautatiesiltojen suunnittelussa. Lisäksi ohjetta käytetään niiden yksityistiesiltojen suunnittelussa, jotka saavat valtion avustusta sillan rakentamiseen. Siltojen kantavuuden määräytymisestä annetaan ohjeet erikseen. Eurokoodeja ja niihin liittyviä Liikenneviraston soveltamisohjeita voidaan käyttää myös korjauskohteissa, mikäli se on tarkoituksenmukaista.

Tämä soveltamisohje on tarkoitettu pienten ja keskisuurten tavanomaisten siltojen (sillan kokonaismitta < 200 m) eurokoodin mukaiseen suunnitteluun. Erikoissilloille (esim. köysisillat) ja pidemmille silloille voidaan tätä soveltamisohjetta käyttää Liikenneviraston hankekohtaisten lisämääräysten kanssa.

Tämän soveltamisohjeen mukaisesti suunniteltu rakenne edellyttää sen toteuttamista InfraRYL 2006 Osan 3 Sillat ja rakennustekniset osat lukujen 42001, 42020, 42030, 42070, 42111, 42131, 42141, 42142, 42210, 42500, 42017, 42018 ja 42019 mukaisesti.

LISÄTIETOJA  
Heikki Lilja  
Liikennevirasto  
puh. 029 534 3560

Eurokoodin betonisiltoja koskevista kansallisista liitteistä viitataan tähän soveltamisohjeeseen seuraavissa kohdissa:

NA		NCCI	Sisältö
NA 1992-2	4.2 (105) Huom.	4.2	Betonirakenteiden rasisluokat ja rasisluokkia vastaavat betonilaadut eri ympäristöolosuhteissa.
	4.2 (106) Huom. 1.		
	4.2 (106) Huom. 2		
NA 1992-2	5.5 (104) Huom. 1	5.5	Momenttien rajallinen uudelleen jakautuminen ja pakkovoimien huomioon ottaminen lineaarisessa analyysissä.
NA 1992-2	6.1 (109) c) Huom.	6.1	Ohjeet taivutetun poikkileikkauksen sitkeän murtotavan varmistamiseksi.
	6.1 (109) b) Huom.		
	6.1 (110) b) Huom.		
	6.1 (110) iii) Huom.		
NA 1992-2	6.2.2 (101) Huom.	6.2	Menettelytapa poikkileikkauksen leikkauskestävyyden määrittämiseksi.
	6.2.3 (103) Huom. 2		
	6.2.3 (107) Huom.		
	6.2.3 (109) Huom.		
NA 1992-2	6.8.1 (102) Huom.	6.8	Ohjeita rakenteen väsymiskestävyyden osoittamiseksi.
NA 1992-2	7.3.1 (105) Huom.	7.3.1	Laskennallisen halkeamaleveyden suositusarvot.
NA 1992-2	7.3.3 (101) Huom.	7.3.4	Yksinkertaistettu menettely halkeamaleveyden määrittämiseksi ilman suoraa laskentaa.
NA 1992-2	7.3.4 (101) Huom.	7.3.3	Ohjeet halkeamaleveyden laskentaan.
NA 1992-2	9.1 (103) Huom.	9	Rakenteiden vähimmäispaksuudet -ja raudoitukset.
	9.8.1 (103) Huom.		

NA = kansallisen liitteen kohta josta on viitattu tähän soveltamisohjeeseen

NCCI = tämän soveltamisohjeen vastaava kohta

Ylijohtaja

Tekninen johtaja



Raimo Tapio



Markku Nummelin

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Esipuhe

Eurokoodit ovat korvanneet aiemmat siltojen kantavien rakenteiden suunnittelussa käytetyt ohjeet 1.6.2010 alkaen. Tämä soveltamisohje antaa ohjeita sillan suunnittelijalle eurokoodien tulkintaan sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien ja Liikenneviraston edellyttämä vaatimustaso täytetään.

Soveltamisohjeesta on tehty tarkoituksellisesti mahdollisimman pelkistetty, eikä kaikkia eurokoodin esittämiä asioita ole käsitelty, joten tätä ohjetta pitää käyttää rinnakkain eurokoodin standardien SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-2 sekä niiden siltoja koskevien kansallisten liitteiden kanssa. Siltoja koskevat kansalliset liitteet on julkaistu liikenne- ja viestintäministeriön ohjeina mm. Liikenneviraston internet-sivuilla.

Tämä on soveltamisohjeen NCCI 2 kolmas 5.8.2014 versio. Verrattuna toiseen versioon (21.6.2012) muutoksia ja tarkistuksia on tehty mm. seuraaviin kohtiin:

- Vääntökestävyyden ylärajaa on täsmennetty (6.3)
- Hakojen vaatimuksia on täsmennetty (6.2.2 ja 8.5)

Edellä mainittujen lisäksi ohjeeseen on tehty lukuisia muita korjauksia ja lisäyksiä.

Tämä soveltamisohje on laadittu Liikenneviraston Taitorakenneyksikön tilaamana konsulttityönä TKT Anssi Laaksonen ohjaamana A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ssä pohjautuen Eurokoodeihin ja niiden kansallisiin liitteisiin.

Helsingissä syyskuussa 2014

Liikennevirasto  
Taitorakenneyksikkö

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeita 25/2014

## Sisällysluettelo

1	YLEISTÄ .....	9
1.1	Merkintä suunnitelmiin .....	9
2	SUUNNITTELUPERUSTEET .....	10
2.1	Rakenteiden vähimmäismittoja .....	10
2.2	Muita vaatimuksia .....	10
3	MATERIAALIT .....	11
3.1	Betoni .....	11
3.1.1	Yleistä .....	11
3.1.2	Lujuus.....	11
3.1.3	Kimmainen muodonmuutos .....	12
3.1.4	Viruminen ja kutistuminen.....	13
3.1.6	Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot .....	17
3.1.7	Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys-muodonmuutos yhteydet.....	18
3.2	Betoniteräs .....	20
3.2.1	Yleistä .....	20
3.2.2	Ominaisuudet .....	20
3.2.4	Sitkeysominaisuudet .....	21
3.2.5	Hitsaus .....	21
3.2.7	Mitoitusotaksumat .....	21
3.3	Jänneteräs.....	23
3.3.1	Yleistä .....	23
3.3.2	Ominaisuudet.....	23
3.3.4	Sitkeysominaisuudet .....	23
3.3.6	Mitoitusotaksumat .....	24
3.4	Materiaalien osavarmuusluvut.....	25
4	SÄILYVYYS JA RAUDOITUKSEN BETONIPEITE .....	26
4.1	Yleistä .....	26
4.2	Ympäristöolosuhteet .....	26
4.3	Säilyvyysvaatimukset .....	32
4.4	Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät .....	33
4.4.1	Betonipeite.....	33
5	RAKENNEANALYYSI.....	34
5.1	Yleistä.....	34
5.2	Mittaepätarkkuudet.....	34
5.3	Rakenteen mallintaminen.....	34
5.4	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi .....	36
5.5	Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen.....	37
5.8	Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet .....	39
5.8.1	Momentin suurennusmenetelmä .....	40
5.8.2	Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä .....	41
5.8.3	Vino taivutus.....	42
5.9	Hoikkien palkkien kiepahdus .....	43
5.10	Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet .....	43

5.10.5	Jännityshäviöt.....	44
5.10.6	Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt.....	46
5.10.7	Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet.....	48
5.11	Eräiden rakenneosien analyysi.....	49
5.11.1	Laattapalkkirakenteen reunaulokkeen leikkautuminen pystykuormasta.....	49
5.11.2	Laattarakenteen tukimomentin tasaus.....	52
6	MURTORAJATILA.....	53
6.1	Taivutus ja normaalivoima.....	53
6.2	Leikkaus (RakMK B4 2005).....	54
6.2.1	Lisävetovoima.....	55
6.2.2	Laipan irtileikkaantumisen raudoitus.....	56
6.2.3	Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys.....	57
6.3	Vääntö (RakMK B4 2005).....	58
6.3.1	Yhdistetyt rasitukset.....	60
6.4	Lävistys (RakMK B4 2005).....	60
6.5	Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model).....	62
6.7	Paikallinen puristus.....	62
6.8	Väsyminen.....	63
7	KÄYTTÖRAJATILA.....	66
7.1	Yleistä.....	66
7.2	Jännitysten rajoittaminen.....	66
7.3	Halkeilun rajoittaminen.....	66
7.3.1	Yleisiä tarkasteluja.....	66
7.3.3	Halkeamaleveyden laskenta.....	68
7.3.4	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa.....	69
7.4	Taipuman rajoittaminen.....	71
8	RAUDOITUKSEN JA JÄNTEIDEN YKSITYISKOHTIEN SUUNNITTELU.....	72
8.2	Tankojen väliset etäisyydet.....	72
8.3	Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat.....	73
8.4	Pääraudoituksen ankkurointi.....	73
8.5	Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi.....	74
8.7	Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset.....	75
8.9	Tankoniput.....	76
8.10	Jänteet.....	77
9	RAKENNEOSIEN YKSITYISKOHTIEN SUUNNITTELU JA ERITYISET SÄÄNNÖT.....	83
9.1	Yleistä.....	83
9.2	Palkit.....	84
9.2.1	Ripustusraudoitus.....	84
9.3	Laatat.....	85
9.5	Pilarit.....	85
9.6	Seinät.....	86
9.7	Seinämäiset palkit.....	86
9.8	Perustukset.....	87
9.9	Epäjatkuvuusalueet.....	87

**EUROKOODIN LIITTEET**

LIITE 1	Kutistuman ja viruman laskenta
LIITE 2	Ankkurointi- ja limijatkospituudet
LIITE 3	Rakenneosien rasitusluokkia
LIITE 4	Reunapalkki
LIITE 5	Kontaktitapit
LIITE 6	Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

# 1 Yleistä

## 1.1 Merkintä suunnitelmiin

Sillan betonisista rakenneosista määritellään piirustuksissa seuraavat asiat:

- rakenneosan tunnus (Ro)
- rasitusluokkaryhmä (R)
- lujuusluokka (C)
- P-lukuvaatimus (P)
- betonipeitteen nimellisarvo ( $c_{nom}$ )
- toteutusluokka
- betonipintojen suojaus
- seuraamusluokka (CC) esitetään yleispiirustuksessa

Esim. Reunapalkki, Ro22, R1, C35/45-3, P50,  $c_{nom} = 45 \text{ mm}$ , muottikangas ja impregnointi.

Kun suunnitellaan silta eurokoodin mukaisesti, käytetään betoniluokalle eurokoodin mukaista merkintää, esim. C35/45-3.

Mittapiirustuksissa on esitettävä betonipintojen suojauksien ja eri betonilaatujen ulottumat.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## 2 Suunnitteluperusteet

### 2.1 Rakenteiden vähimmäismittoja

Ajoneuvoliikenteen sillan betonisten kansilaattojen paksuuden tulee täyttää seuraavat vähimmäisvaatimukset:

- Vähimmäispaksuus suurimpien taivutusmomenttien kohdalla 250 mm
- Vähimmäispaksuus koko kansilaatan alueella 200 mm

Reunapalkkien mitoissa noudatetaan liitettä 4.

### 2.2 Muita vaatimuksia

Näkyviin jäävät terävät nurkat ( $<120^\circ$ ) viistetään 20x20 mm, ellei siltakohtaisesti toisin sovita. Viistämisestä mainitaan piirustuksissa.

Ajoneuvoliikenteen sillan päällysrakenteella tulee olla vääntöjäykkä tuenta sillan päätyuella, jolla estetään väännöstä aiheutuva päällysrakenteen päädyn kiertymä poikisuunnassa.

Päällysrakenteen kaikki pinnat raudoitetaan. Ellei rakenteellinen mitoitus vaadi suurempaa raudoitemäärää, sijoitetaan pintoihin vähimmäisrauditus noudattaen kohdassa 9 esitettyjä periaatteita.

Silloissa, joiden alittavan ajoneuvoliikenteen väylän vapaa korkeus on  $< 5$  m, päällysrakenteen alanurkat vahvistetaan kolhaisuja vastaan ajoradan kohdalla tyyppi-piirustuksen R15/DM 6 mukaisella kolhaisusuojoilla. Hankekohtaisesti voidaan vaatia kolhaisusuojan käyttö myös muissa tapauksissa.

Jos kehäsillan jalka valetaan jäykästi anturaan kiinni, betoni suhteutetaan mahdollisimman vähän kutistuvaksi ja käytetään runkoaineelle vähintään 16 mm:n maksimirakokoa. Betonin laatuvaatimukset kutistuman hallitsemiseksi on esitettävä siltakohtaisissa laatuvaatimuksissa.

## 3 Materiaalit

### 3.1 Betoni

#### 3.1.1 Yleistä

Betoni jaetaan lujuusluokkiin standardissa EN 206-1 esitetyllä tavalla. Lujuusluokka ilmoitetaan 28 vuorokauden ikäisen betonin lieriö- ja kuutiopuristuslujuuden suhteena. Suunnittelussa käytetty toteutusluokka ilmoitetaan lujuusmerkinnän perässä viivalla erotettuna (esim. C35/45-3).

#### 3.1.2 Lujuus

Standardi EN 1992-2 rajoittaa siltojen suunnittelussa käytettävissä olevat betonin lujuusluokat välille C25/30...C70/85. Näitä lujuusluokkia vastaavat ominaislujuudet sekä suunnitteluun tarvittavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet on esitetty tau-lukoissa 3.1 ja 3.2.

Taulukko 3.1 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin lujuusluokka									
$f_{ck}$ (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	30	37	45	50	55	60	67	75	85
$f_{cm}$ (MPa)	33	38	43	48	53	58	63	68	78
$f_{ctm}$ (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
$E_{cm}$ (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39	41
$\epsilon_{cz}$ (‰)	2,0						2,2	2,3	2,4
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7
$n$	2,0						1,75	1,6	1,45
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75						1,8	1,9	2,0
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7

Taulukko 3.2 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien laskentakaavat sekä viittaukset

Analyttinen yhteys/viittaus	
$f_{cm}$ (MPa)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% fraktiili
$E_{cm}$ (GPa)	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ ( $f_{cm}$ MPa)
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2}$ (‰) = $2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2}$ (‰) = $2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\varepsilon_{c3}$ (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3}$ (‰) = $1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\varepsilon_{cu3}$ (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3}$ (‰) = $2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Standardin EN 1992-1-1 kohdassa 3.1 on käsitelty betonin ominaisuuksien kehittymistä ajan suhteen.

### 3.1.3 Kimmoinen muodonmuutos

Betonin kimmoiset muodonmuutosominaisuudet riippuvat betonin koostumuksesta (erityisesti kiviaineksesta). Taulukoissa 3.1 ja 3.2 on esitetty kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin likimääräinen arvo  $E_{cm}$  kaavoineen. Suurilla jännityksillä korkealujuusbetonin kimmokertoimen arvo johdetaan jännitysmuodonmuutosyhteydestä (vrt. kuva 3.8).

Betonin Poissonin lukuna voidaan käyttää arvoa 0,2 halkeilemattomalle betonille ja 0 halkeillelle betonille. Betonin ja betonirakenteen lämpölaajenemiskertoimena voidaan käyttää arvoa  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

### 3.1.4 Viruminen ja kutistuminen

Virumaluvun  $\varphi(\infty, t_0)$  ja kokonaiskutistuman laskentakaavat esitetään liitteessä 1.

Betonin viruma  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  ajanhetkellä  $t = \infty$  (kun puristava vakiojännitys  $\sigma_c$  asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä  $t_0$ ) määritellään kaavalla 3.1 ja viruma ajanhetkellä  $t$  kaavalla 3.2.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.2)$$

missä

$E_c = 1,05E_{cm}$  on betonin tangenttimoduuli

$\varphi(t, t_0)$  on virumaluku liitteen 1 mukaisesti

Tässä ohjeessa on käsitelty vain lineaarista virumaa. Kun betonin puristusjännitys ylittää arvon  $0,45f_{ck}(t_0)$ , otetaan viruman epälineaarisuus huomioon EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 (4) mukaisesti.

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.3)$$

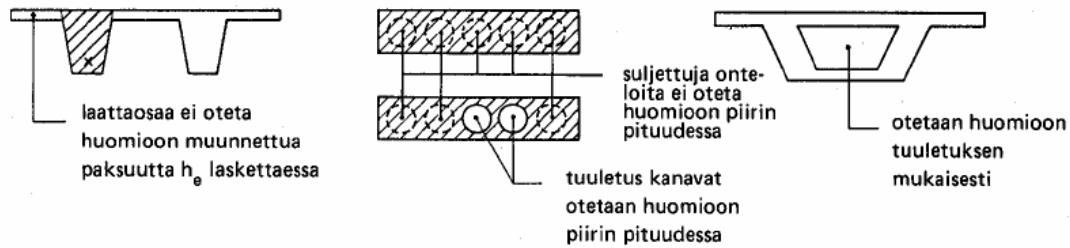
missä

$\varepsilon_{cd}$  on kuivumiskutistuma liitteen 1 mukaisesti

$\varepsilon_{ca}$  on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma liitteen 1 mukaisesti.

Viruma ja kutistuma riippuvat ympäristön suhteellisesta kosteudesta RH, poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta  $h_0$ , ajasta  $t$ , betonin lujuudesta  $f_{ck}$  ja sementtilaadusta. Kuvissa 3.2–3.5 on esitetty eräitä suunnittelussa tarvittavia arvoja kutistumalle ja virumalle.

Suhteellisenä kosteutena käytetään ulkoilman ympäröimille rakenteille arvoa 80 %. Muunnettua paksuutta  $h_0 = 2A_c/u$  [mm] laskettaessa pinta-alana  $A_c$  käytetään sitä osaa poikkileikkauksen pinta-alasta, joka vaikuttaa eniten tutkittavaan tapaukseen.



Kuva 3.1 Muunnettua paksuutta laskettaessa pinta-alaan ja piiriin huomioon-otettavia osia

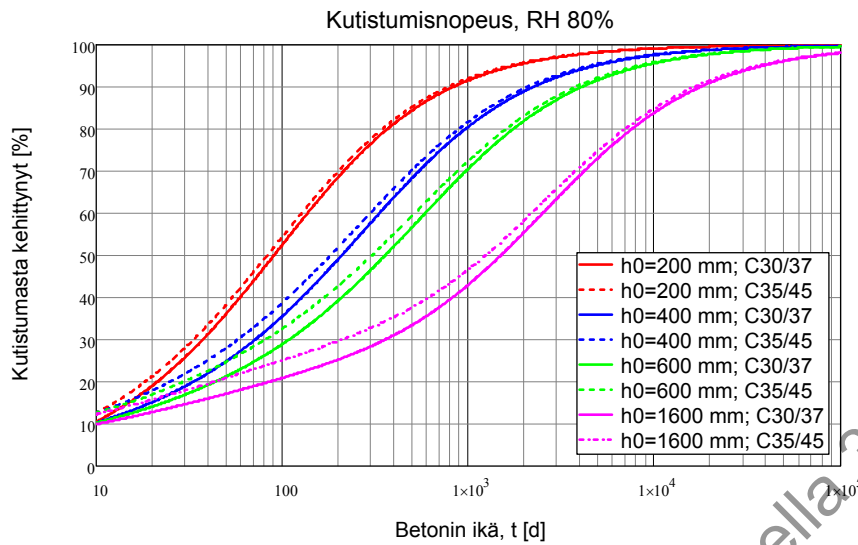
Kuvan 3.1 mukaisesti rakenteen piiriin u otetaan mukaan vain ne pinnat, joista haihtumista pääsee tapahtumaan. Täten kevennettyjen rakenteiden tiiviisti suljettujen onteloiden ja koteloiden piirejä ei lasketa mukaan rakenteen piiriin. Haihtumista estävän vesieristyksen vaikutus otetaan huomioon, mikäli vaikutus on merkittävä. Poikileikkauksen pinta-alaan ei lasketa mukaan reikien pinta-ala.

Aikamuuttujia on sekä kutistuman että viruman laskennassa kaksi. Termi  $t$  kuvaa molemmassa betonin ikää tarkasteluhetkellä. Virumaan liittyvä termi  $t_0$  kuvaa betonin ikää kuormituksen alkaessa ja kutistumaan liittyvä termi  $t_s$  kuvaa betonin ikää kuivumiskutistumisen alkaessa.

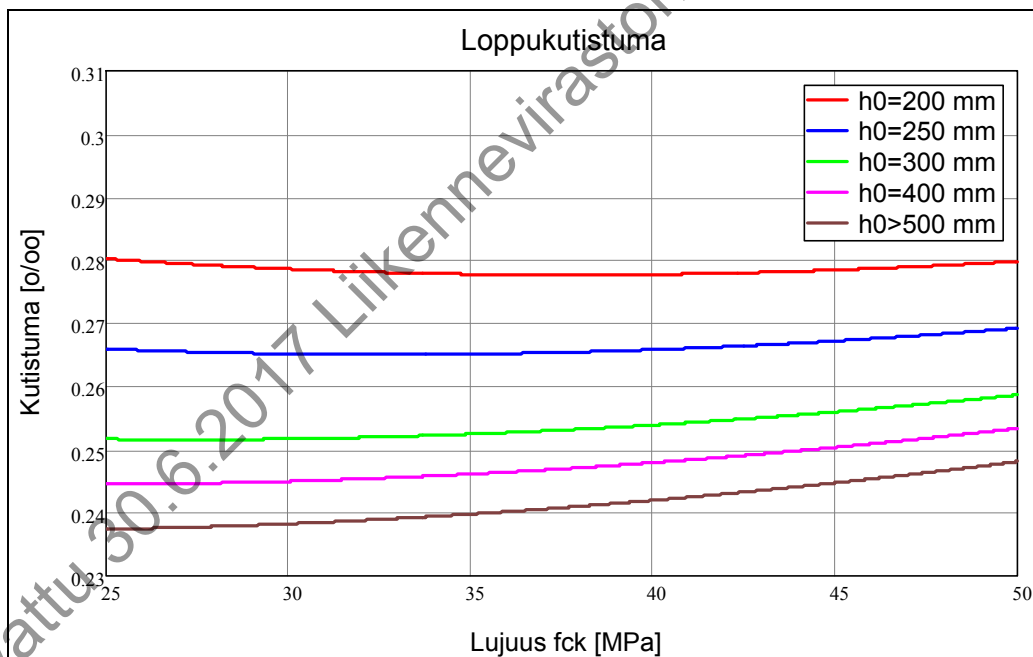
Betonin lujuutena käytetään laskennassa lieriölujuuden ominaisarvoa  $f_{ck}$ . Suunnitelmissa voidaan otaksua sementin tyyppiä N, jota on käytetty myös kuvissa 3.2–3.5.

#### 3.1.4.1 Kutistuma ja aikariippuvuus

Kokonaiskutistuma ajanhetkellä  $t = \infty$  voidaan lukea kuvasta 3.2 betonin lujuuden funktiona ja muunnetun paksuuden  $h_0$  vaihdellessa. Loppukutistuman lujuusriippuvuus ei muutu muunnetun paksuuden ylittäessä 500 mm.



Kuva 3.2 Kokonaiskutistuma muunnetun paksuuden arvoilla  $h_0$  [mm],  $t = \infty$ ,  $RH = 80\%$ , sementtityyppi N



Kuva 3.3 Betonin kutistumisen kehittyminen,  $RH = 80\%$ , sementtityyppi N

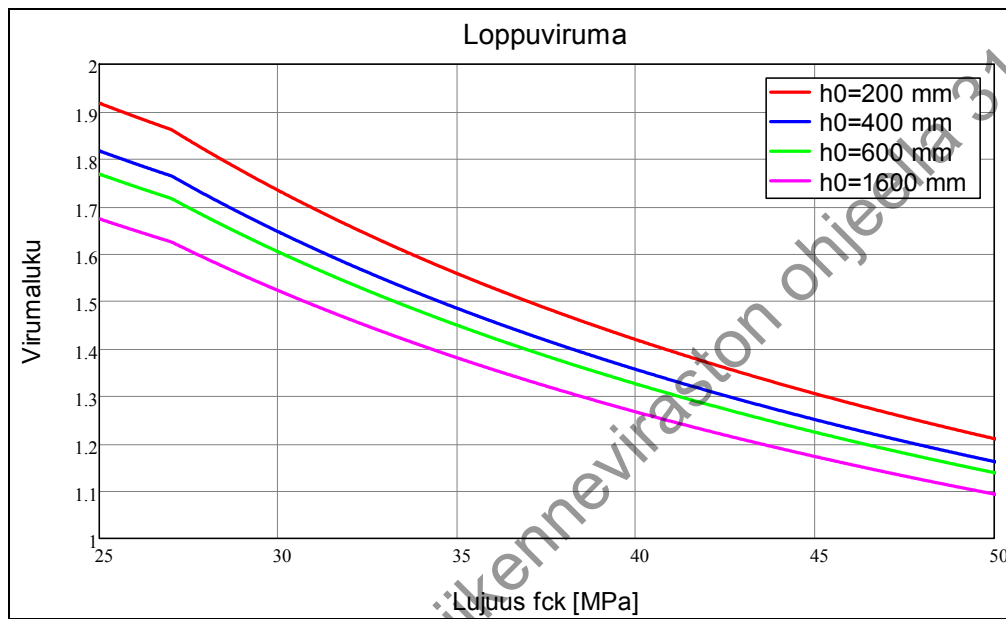
Kuivumiskutistuma pienenee lujuuden kasvaessa, mutta toisaalta sisäisen kutistuman merkittävyys kasvaa suurilla lujuuksilla. Tällöin kokonaiskutistuma tyypillisesti kasvaa (paksuilla rakenteilla) lähestyttäessä korkeita betonilujuuksia.

Kuvassa 3.3 on havainnollistettu betonin kutistumisen kehittymistä muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdelta. Kutakin muunnettua paksuutta vastaava käyrä on esitetty betonilujuuksilla C30/37 ja C35/45. Betonin ikä kuivumiskutistumisen alkaessa ( $t_s$ , käytännössä jälkihoitoaika) on kuvassa 7 vuorokautta.

Jälkihoitolla voidaan vaikuttaa lyhyen aikavälin ( $t < 100d$ ) kutistumiin, vaikka parametrin  $t_s$  arvolla ei ole merkitystä lopputilanteen kokonaiskutistumaan.  $t_s$ :n vaikutusta on havainnollistettu liitteen 1 kuvassa 1. Lyhyen aikavälin kutistumalla on merkitystä esimerkiksi tilanteissa, joissa betonia valetaan kovettunutta betonia vasten.

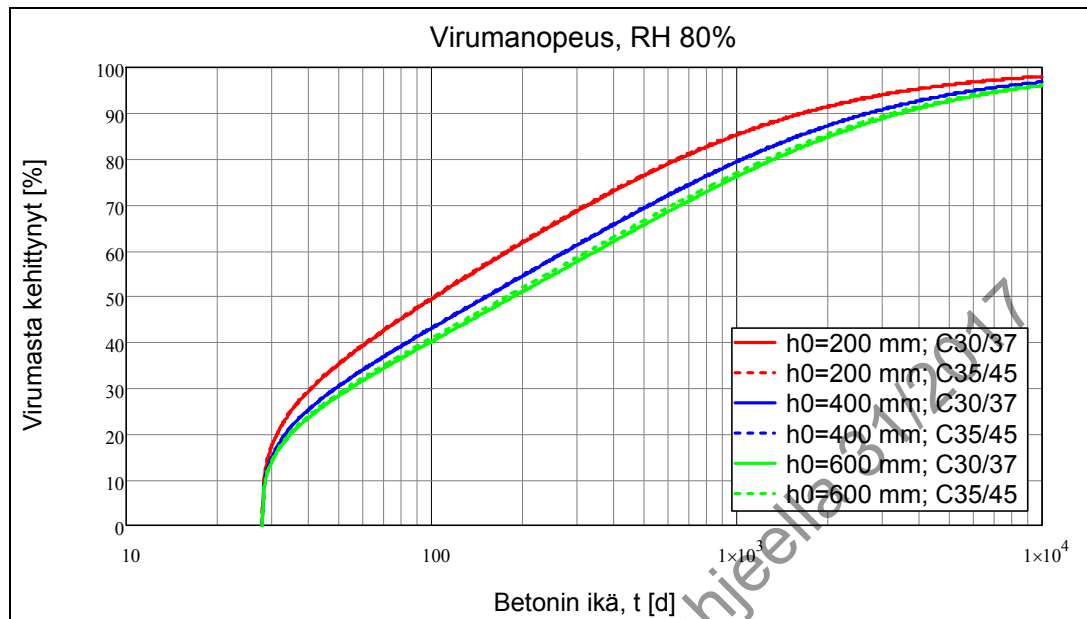
### 3.1.4.2 Viruma ja aikariippuvuus

Virumaluku ajanhetkellä  $t = \infty$  saadaan kuvasta 3.4 lujuuden funktiona eri muunnetuille paksuuksille. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on  $t_0 = 28$  d.



Kuva 3.4 Virumaluku muunnetun paksuuden arvoilla 200–1600 mm,  $t = \infty$ ,  $RH=80$  %, sementtityyppi N

Kuvassa 3.5 on esitetty betonin virumisen kehittyminen muunnetun paksuuden ja betonin lujuuden vaihdellessa. Kuvassa betonin ikä kuormituksen alkaessa on  $t_0 = 28$  d. Liitteen 1, kuvassa 2, on esitetty miten kuormittamisen alkuaikojen muuttaminen vaikuttaa virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 3.5 Betonin virumisen kehittyminen, RH=80 %, sementtityyppi N

Liitteessä 1 on esitetty, kuinka lämpötilan vaikutus virumiseen otetaan huomioon käyttämällä betonin kuormitusajankohdan ikänä lämpötilakorjattua arvoa.

### 3.1.4.3 Laskentaotaksumien toteutuminen

Kuormitusajankohta vaikuttaa viruman ja jälkihoitoaika kutistuman kehittymiseen. Varhaisin sallittu kuormittamisajankohta ja jälkihoitoaika on esitettävä työselityksessä ja laatuvaatimuksissa.

### 3.1.6 Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot

Materiaalin osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.6. Betonin ominaislujuudet saadaan taulukosta 3.1.

Puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  määritellään kaavalla 3.4

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

missä

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuus

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku

Vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  määritellään kaavalla 3.5

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

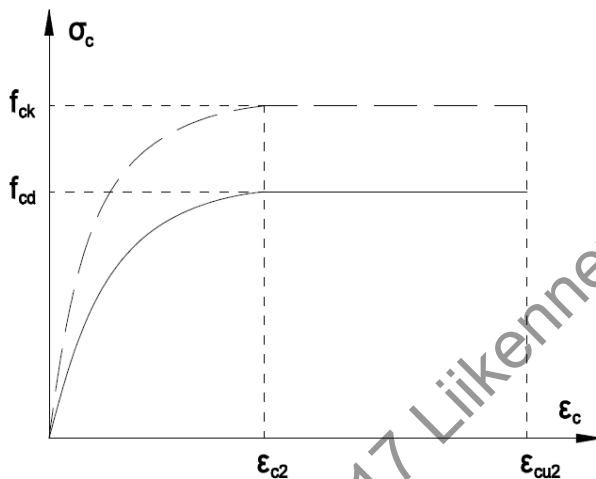
missä

$f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuus (5 % fraktiili)

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku

### 3.1.7 Poikkileikkausmitoitukseen käytettävät jännitys-muodonmuutosyhteydet

Betonin jännitys-muodonmuutoskuviota voidaan otaksua olevan poikkileikkauksia mitoitettaessa kuvan 3.6 mukainen.



Kuva 3.6 Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.6)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

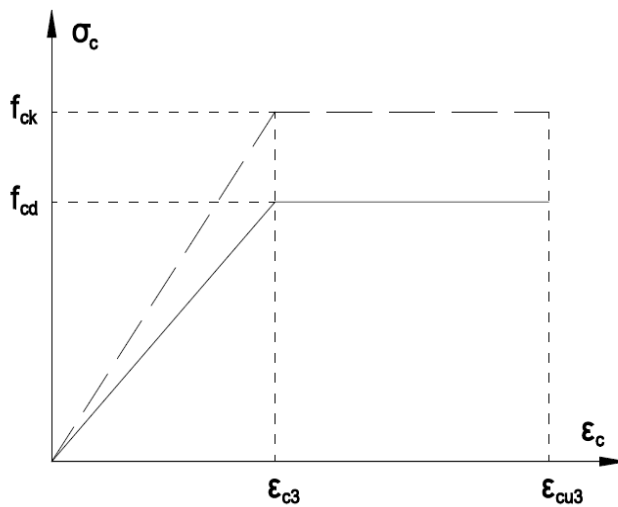
missä

$n$  on taulukon 3.1 mukainen eksponentti

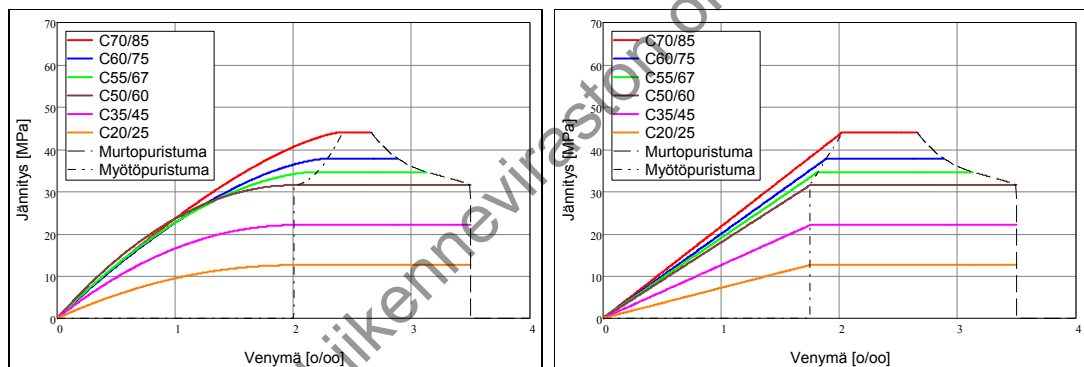
$\varepsilon_{c2}$  on taulukon 3.1 mukainen muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamiskohdassa

$\varepsilon_{cu2}$  on taulukon 3.1 mukainen murtopuristuma

Kuvassa 3.7 esitettyä bi-lineaarista mallia voidaan käyttää suunnittelussa (puristuman arvot  $\varepsilon_{c3}$  ja  $\varepsilon_{cu3}$  saadaan taulukosta 3.1.)



Kuva 3.7 Bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys



Kuva 3.8 Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys (myötö- ja murtopuristuman ( $\epsilon_c, \epsilon_{cu}$ ) on esitetty taulukoissa 3.1 ja 3.2.)

Kuvassa 3.8 on edellä esitettyjen kahden materiaalimallin mukaiset jännitys-muodonmuutosyhteydet betonin lujuuden vaihdellessa.

Murtorajatilan jännitysresultanttia laskettaessa betonin puristusjännitysten jakautumiskuvio voidaan korvata kuvan 3.9 mukaisella suorakaiteella. Tehollisen korkeuden määrittävä kerroin  $\lambda$  ja tehollisen lujuuden määrittävä kerroin  $\eta$  saadaan kaavoista:

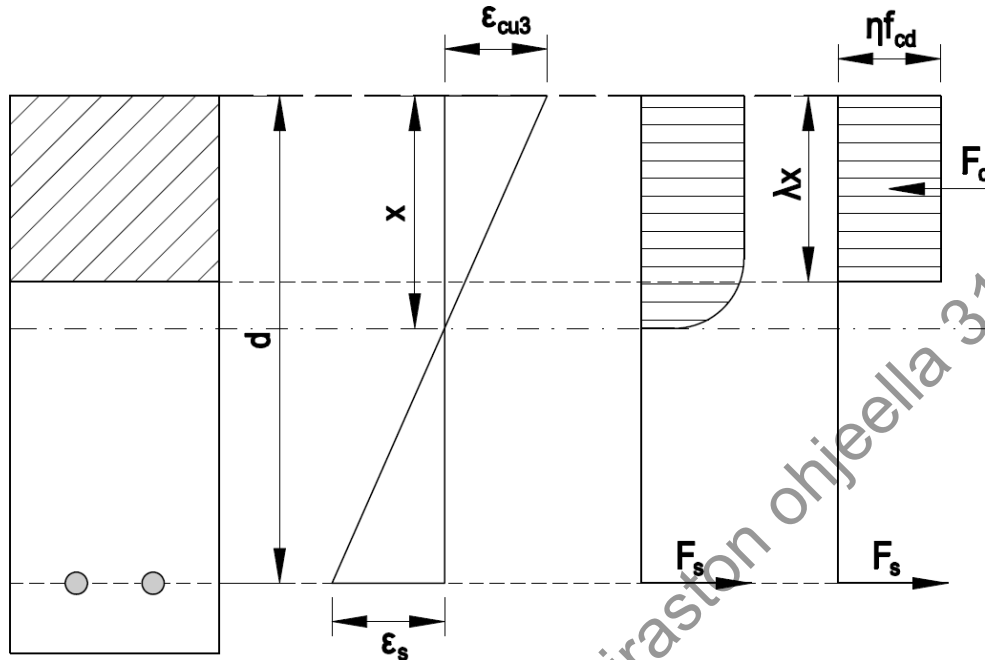
$$\lambda = 0,8, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

ja

$$\eta = 1,0, \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}, \text{ kun } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$



Kuva 3.9 Suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma

## 3.2 Betoniteräs

### 3.2.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoituksena käytetään yleensä standardin EN 10080 mukaisia teräksiä. Kun käytetään muita kuin standardin EN 10080 mukaisia teräksiä, ominaisuudet tulee osoittaa standardin EN 1992-1-1 kohtien 3.2.2...3.2.6 ja liitteen C vaatimukset täyttäviksi.

### 3.2.2 Ominaisuudet

Standardissa EN 1992-1-1 ja tässä ohjeessa olevat mitoitus- ja yksityiskohtien suunnittelua koskevat soveltamissäännöt ovat voimassa betoniteräksille joiden myötölujuus on  $f_{yk} = 400 \dots 700$  MPa. Myötölujuuden arvona käytetään standardien mukaista ylempää myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä.

Sillansuunnittelussa voidaan käyttää seuraavia betoniteräksiä (on kuitenkin otettava huomioon mahdolliset sitkeysluokan B käytölle asetetut vaatimukset):

- SFS 1215 A500HW (Sitkeysluokka B)
- SFS 1268 B500B (Sitkeysluokka B)
- SFS 1269 B500C1 (Sitkeysluokka C)

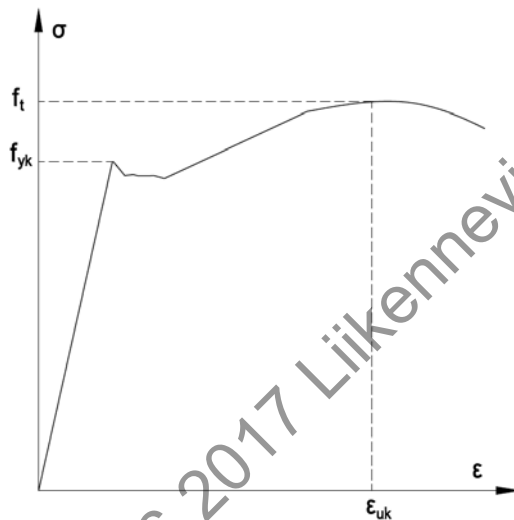
### 3.2.4 Sitkeysominaisuudet

Betoniteräksellä tulee olla riittävä sitkeys, joka määritetään vetolujuuden ja myötörajan välisen suhteen  $(f_t/f_y)_k$  sekä murtovenymän  $\epsilon_{uk}$  arvoina (ks. kuva 3.10). Betoniteräksiset jaotellaan standardissa EN 1992-1-1 kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C, joista sitkein on luokka C. Silloissa käytettävien betoniterästen tulee kuulua joko sitkeysluokkaan B tai C. Taulukossa 3.3 on esitetty sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset.

Taulukko 3.3 Betoniterästen sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset

Sitkeysluokka	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$ (MPa)	400...700		
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Kuva 3.10 esittää kuumavalssatun teräksen jännitys-venymäkuvaajaa.



Kuva 3.10 Kuumavalssatun betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja

### 3.2.5 Hitsaus

Hitsausliitokset tulee toteuttaa standardin EN ISO 17660 vaatimukset täyttävästi.

Väsytskuormitetun hitsiliitoksisen raudoituksen väsytskestävyys on osoitettava. Väsytskuormitetuissa rakenteissa olevissa vedetyissä raudoituksissa ei sallita raudoituksen jatkamista hitsaamalla.

### 3.2.7 Mitoitusotaksumat

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät betoniteräksen mitoitusarvot saadaan teräksen ominaislujuuksien sekä taulukossa 3.6 esitettyjen osavarmuuslukujen avulla.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  $f_{yd}$  määritellään kaavalla 3.9.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.9)$$

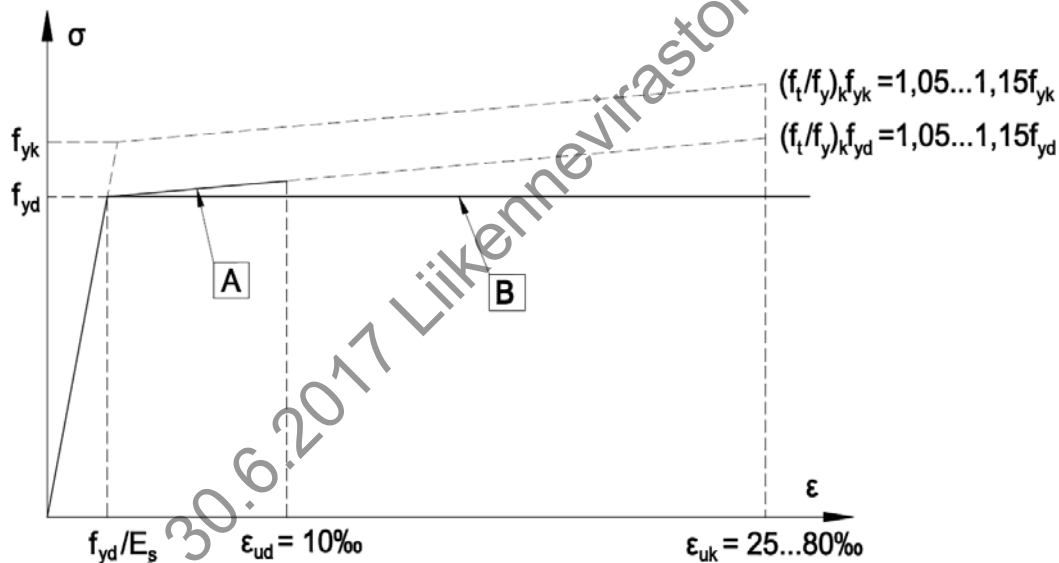
missä

$f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuus  
 $\gamma_s$  on betoniteräksen osavarmuusluku

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

- A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan  $\epsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$  saakka.
- B) Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon  $\epsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$ .



Kuva 3.11 Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat yleisesti.

Betoniteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi otaksutaan  $7850 \text{ kg/m}^3$  ja kimmomoduliksi  $E_s = 200 \text{ GPa}$ .

## 3.3 Jänneteräs

### 3.3.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoitus voidaan muodostaa käyttämällä standardin prEN 10138, ETA-hyväksynnän tai varmennustodistuksen (ent. varmennettu käyttöseloste) mukaisia jänneteräksiä. Betonirakenteissa jänneteräksinä voidaan käyttää lankoja, tankoja ja punoksia. Sekundäärisissä rakenteissa voidaan tartunnattomien jänteiden käyttö sallia hankekohtaisesti asianomaisen viranomaisen hyväksynnällä.

### 3.3.2 Ominaisuudet

Jänneteräksille esitetään vetolujuus  $f_{pk}$  ja 0,1-raja  $f_{p0,1}$ . Sillanrakennuksessa tavanomaisten jänneteräspunosten ominaisuuksia on esitetty taulukossa 3.4. Suunnittelussa voidaan otaksua jänneteräksille taulukon mukaiset ominaisuudet, ellei ETA-hyväksynnän tai varmennustodistuksen mukaisia tietoja ole saatavilla.

Taulukko 3.4 Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat ( $D_n$ ), nimellispoikkipinta-alat ( $A_p$ ), lujuusluokat ( $f_{p0,1k}/f_{pk}$ ) ja kimmomoduuli ( $E_p$ ) joillekin prEN10138 mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	$D_n$ mm	$A_p$ mm <sup>2</sup>	Lujuusluokka $f_{p0,1k}/f_{pk}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_p$ N/mm <sup>2</sup>
Y1860S7 tai Y1770S7	15,7	150	1600/1860 tai 1520/1770	195 000
	15,3	140		

Jänneteräokset luokitellaan kolmeen relaksaatioluokkaan. Taulukossa 3.5 on esitetty kunkin relaksaatioluokan kuvaus sekä jänneteräksen relaksaatiohäviöiden mitoituslaskelmien perustana käytetty arvo  $\rho_{1000}$ , joka osoittaa jännittämisen jälkeen 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä (%) lämpötilan ollessa 20 °C. Suunnittelussa voidaan otaksua käytettävien lankojen ja punosten kuuluvat relaksaatioluokkaan 2, ellei muuta tietoa ole saatavilla.

Taulukko 3.5 Jänneterästen relaksaatioluokat

Relaksaatioluokka	Kuvaus	$\rho_{1000}$
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Suunnittelussa käytettävän relaksaatiohäviön voidaan otaksua olevan  $3 \cdot \rho_{1000}$ , mikäli tarkempaa tietoa ei ole saatavilla. Relaksaatiohäviö voidaan esittää myös valmistajien koetodistuksessa.

### 3.3.4 Sitkeysominaisuudet

Jänneteräksillä tulee olla riittävä sitkeys standardin prEN 10138 mukaan. Jänneteräksillä voidaan katsoa olevan riittävä vetositkeys, jos  $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$

### 3.3.6 Mitoitusotaksumat

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät jänneteräksen mitoitusarvot saadaan jänneteräksen 0,1-rajan sekä taulukossa 3.6 esitettyjen jänneteräksen osavarmuuslukujen avulla.

Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo  $f_{pd}$  määritellään kaavalla 3.10.

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (3.10)$$

missä

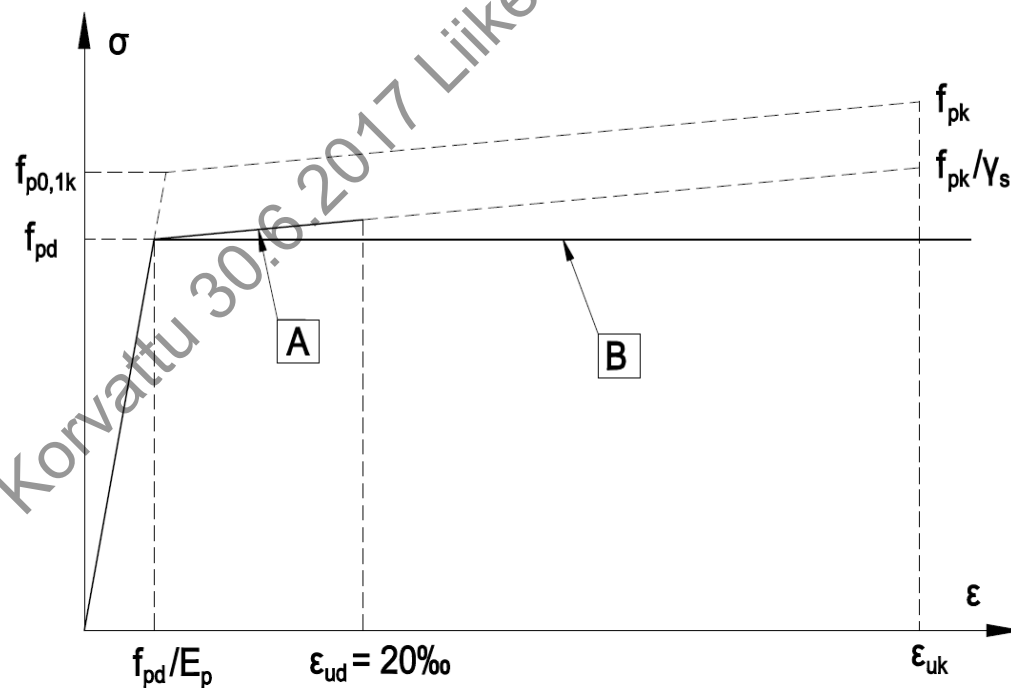
$f_{p0,1k}$  on jänneteräksen 0,1-raja

$\gamma_s$  on jänneteräksen osavarmuusluku ks. taulukko 3.6

Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

- A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan  $\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$  saakka
- B) Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.

Sillanrakennuksessa suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa B, siten että muodonmuutos rajoitetaan arvoon  $\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$ .



Kuva 3.12 Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat.

Jänneteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi otaksutaan  $7850 \text{ kg/m}^3$ . Ellei käyttöselosteessa ole toisin määritetty, voidaan lankojen ja tankojen kimmomoduulin arvoksi otaksua  $E_p = 205 \text{ GPa}$  ja punosten kimmomoduulin arvoksi  $E_p = 195 \text{ GPa}$ .

### 3.4 Materiaalien osavarmuusluvut

Siltojen päällys- ja tukirakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Näissä rakenteissa ja rakennusosissa yhdessä InfraRYL:in vaatimusten kanssa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja standardin SFS-1992-1-1 Liitteen A mukaisesti.

Siltojen peruslaatat ja muut väyläympäristön rakenteet (esim. paalulaatat) kuuluvat toteutusluokkaan 2. Näissä rakenteissa ja rakennusosissa yhdessä InfraRYL:in vaatimusten kanssa käytetään normaaleja osavarmuuslukuja standardin SFS-1992-1-1 Liitteen A mukaisesti.

*Materiaalien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.6.*

*Taulukko 3.6 Materiaalien osavarmuusluvut*

Osavarmuusluvut	Betoni	Betoniteräs	Jänneteräs
Normaalit	1,5	1,15	1,15
Pienennetyt	1,35	1,1	1,1
Onnettomuus- ja palotilanne	1,0	1,0	1,0
Väsymismitoitus	1,5	1,15	1,15

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeita 25/2014

## 4 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

### 4.1 Yleistä

Betonirakenteiden rasitusluokkaryhmä, lujuusluokka, pakkasenkestävyysvaatimus ja betonipeitteen nimellisarvo määritetään taulukoiden 4.1, 4.2 ja 4.3 vähimmäisvaatimuksien mukaan. Taulukoissa on asetettu vaatimuksia myös betonipintojen suojaustarpeelle. Suojaukset tehdään ko. suojauksen laatuvaatimuksien mukaan.

Betonipeitevaatimukset koskevat myös työraudoitusta.

Sillan betonirakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3, poikkeuksena peruslaatat, jotka voivat kuulua toteutusluokkaan 2. Vedenalaisen valun yhteydessä peruslaatat ovat toteutusluokan 3 rakenteita.

Sulfaatinkestävää betonia käytetään tarvittaessa standardin EN 206-1 kansallisen soveltamisohjeiden mukaisesti. Sulfaattirasituksen alaisille rakennesille on suunnitelmassa esitettävä rasitusluokkaryhmän lisäksi XA-rasitusluokka.

Ruostumattomat betoniterästagot ja betonipeitepaksuudet niiden yhteydessä ovat julkaisujen ”Siltojen reunapalkkien kuoret, TIEH 2000016-v-05” ja ”Siltapilareiden kuoret, TIEH 2000007-v-03” mukaisia.

Siltojen vähimmäisvaatimuksia sovelletaan sellaisenaan myös kaukalarakenteisiin sekä tunneleihin ja niiden suuaukon rakenteisiin. Seinämärakenteet ja kehän jalat ovat rinnastettavissa maa- ja välitukirakenteisiin. Ajouradan yläpuolisten rakenteiden vaatimukset ovat sillan päällysrakenteen mukaisia. Pienen peittosyvyyden omaavat peruslaatat (peruslaatan yläpuolisen täyttökerroksen paksuus < 0,7 m) rinnastetaan rengaskehän peruslaattoihin.

Tunnelien osalta poikkeuksen muodostaa suolasumurasituksen vaikutus-alue: kauden metrin rajaus tien yläpuolisille rakenteille ei ole voimassa, vaan suolarasitus kohdistuu niihin, vaikka ne olisivat korkeammallakin. Tien suolauksen aiheuttaman suolasumurasituksen vaikutus ei pitkällä tunneleilla ulotu koko tunnelin matkalle. Ulottuma määritellään hankekohtaisesti tuotevaatimuksissa.

Muille tieympäristön betonirakenteille vähimmäisvaatimukset ovat taulukon 4.3 mukaisia. Julkaisussa ”Siltabetonien P-lukumenettely, LO 37/2013” on esitetty rakennesien vähimmäissementtimäärää ja vesisementtisuhteen enimmäisarvoa koskevat vaatimukset.

### 4.2 Ympäristöolosuhteet

Samassa kohteessa ja samassa rakennesosassa tulee välttää tarpeettoman monen betonilaadun käyttämistä. Kullekin rakennesosalle määritettävä rasitusluokkaryhmä R valitaan tiukemmaksi eri pinnoista saatavien rasitusluokkaryhmien mukaan.

## Eurokoodin soveltamisohje

## Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)

Taulukko 4.1 Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: päällysrakenne ja reunapalkit

Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Rasitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä	Betonipintojen suojaus	
				Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nimellisarvo [mm]	Raudoitustyyppi 1)			
Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen vedeneristeen alla olevat pinnat sekä muut ei suolasumurasitetut pinnat 2)	Ro20	R1	XC3,XC4,XF2	C30/37	P30	40 50	tr jr	100		
		R2	XC3,XC4,XF2	C30/37	P20	40 50	tr jr	100		
		R4	XC3,XC4,XF2	C30/37	P20	40 50	tr jr	100		
	Päällysrakenteen palkkien ja kansilaattojen suolasumurasitetut pinnat 2)	Ro21	R1	XC3,XC4,XF2,XD1	C30/37	P30	45 55	tr jr	100	(3)
			R2	XC3,XC4,XF2,XD1	C30/37	P20	40 50	tr jr	100	(3)
			R3	XC3,XC4,XS1,XD1, XF2	C30/37	P30	40 50	tr jr	100	(3)
Päällysrakenteen ja maatumien reunapalkit	Ro22	R1	XC4,XD3,XF4	C35/45	P50	45 55	tr jr	50	(4)	
		R2	XC4,XD2,XF4	C30/37	P50	40 50	tr jr	50	(4)	
		R3	XC4,XS1,XD3,XF2	C35/45	P30	45 55	tr jr	50	(4)	
		R4	XC4,XF2	C30/37	P30	40 50	tr jr	70		
		R1	XC2,XD1,XF4	C30/37	P50	40 (5) 50	tr jr	50		
Siirtymälaatat	Ro23	R2	XC2,XD1,XF4	C30/37	P50	40 (5) 50	tr jr	50		
		R3	XC2, XD1,XF2	C30/37	P30	40 (5) 55	tr jr	50		
		R4	XC2,XF2	C30/37	P30	40 (5) 50	tr jr	70		

1) jr = jänneraudoite, tr = tavanomainen raudoite

2) Suolasumun otaksutaan vaikuttavan kuuden metrin etäisyydelle sillan alittavan suolattavan tien reunasta. Päällysrakenteella palkkien ja kansilaatan liikenteen tulosuunnan puoleisen ulkokyljen pysty- ja vinopinnat (kaltevuus > 1:3). Meren suolasumurasitus vaikuttaa kaikkiin ulkoilman kanssa kosketuksissa oleviin pintoihin.

3) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Betonin lujuusluokan ollessa vähintään C55/67 ja P-luvun ollessa vähintään P50 ei rakennetta tarvitse suojata.

4) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Julkaisun Siltojen reunapalkkien kuoret [12] mukaisien reunapalkkien pintoja ei tarvitse suojata. Tällöin sisäosalle käytetään ei suolasumurasitetun päällysrakenteen rasitusluokkaryhmän R4 mukaisia arvoja. Kuorirakenteen rasitusluokat Ro22 mukaan.

5) Mikäli sillan siirtymälaatta valetaan maata vasten, on betonipeitteen nimellisarvon oltava vähintään 50 mm, mikä on myös suurin siirtymälaatan betonipeitteen nimellisarvovaatimus.

- Rasitusluokkaryhmä R1:** Päällysrakenteen kansirakenne, maatuet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat valta- tai kantatiellä tai muulla tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa säännöllisesti (KVL > 1500, esim. kaupunkien sisääntulotiet, talvihoitoluokka Is tai I) sekä betonirakenteet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.
- Rasitusluokkaryhmä R2:** Päällysrakenteen kansirakenne, maatuet, reunapalkit, siivet ja siirtymälaatat silloissa, jotka sijaitsevat tiellä, jonka talvihoidossa käytetään suolaa (KVL>350, talvihoitoluokka Ib tai TIb) sekä betonirakenteet silloissa, joiden alitse kulkee jokin edellä mainituista teistä ja jotka sijaitsevat kuutta metriä lähempänä tien reunaa.
- Rasitusluokkaryhmä R3:** Siltarakenteet meren rannalla.
- Rasitusluokkaryhmä R4:** Siltarakenne ei kuulu mihinkään muuhun ryhmään.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Eurokoodin soveltamisohje

## Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)

Taulukko 4.2 Betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset: alusrakenne

Sillan osa	Sillan osan tunnus	Rasitusluokkaryhmä	Rasitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä	Betonipintojen suojaus
				Lujuusluokka 6)	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nime(lisarvo [mm] 6) (vähimmäisarvo)	Raudoitustyyppi 1)		
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m alas	Ro01	R4	XC2	C25/30	-	40	tr	100	
Teräsputken tai muun tiiviin kiinnivaletun kuoren sisävalu tasolta maanpinta – 1 m ylös	Ro02	R4	XC2, XF2	C25/30	P20	40	tr	100	
Peruslaatta yleensä	Ro03	R4	XC2	C25/30	-	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta vedessä	Ro04	R4	XC2	C30/37	-	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta meressä	Ro05	R4	XC2, XS2	C30/37	-	60/100 (40) (7)	tr	100	
Rengaskehän peruslaatta	Ro06	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P50	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R2	XC2, XD1, XF4	C30/37	P30	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R4	XC2, XF2	C25/30	P20	50/100 (25) (7)	tr	100	
Peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen ulottuma-alueella 2)	Ro07	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P50	50/100 (35) (7)	tr	100	
		R2	XC2, XD1, XF2	C30/37	P30	50/100 (35) (7)	tr	100	
Maa- ja välituet yleensä 2)	Ro10	R1	XC3, XC4, XF2	C30/37	P30	45	tr	100	
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P20	40	tr	100			
				50	jr				
Suolasumurasitetut maa- ja välituet 2)	Ro11	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P50	45	tr	100	(3)
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P30	40	tr	100	(3)
						50	jr		
R3	XC3, XC4, XS1, XF2	C30/37	P30	40	tr	100			
				50	jr				
Maatukien ja päällysrakenteen siipimuurit ja siirtymäläattojen yläpuoliset osat (ulkopinta maatukien mukaan)	Ro12	R1	XC3, XC4, XD2, XF2	C30/37	P30	45	tr	100	(4)
						55	jr		
		R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P20	40	tr	100	
						50	jr		
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro13	R4	XC2	C30/37	-	50	tr	100	
						60	jr		
Tukirakenteet vedessä tasolta NW - 1 m ylöspäin	Ro14	R4	XC3, XC4, XF4	C35/45	P50	50	tr	100	(5)
						60	jr		
Tukirakenteet meressä tasolta NW - 1 m alaspäin	Ro15	R4	XC2, XS2	C30/37	-	60	tr	100	
						70	jr		
Tukirakenteet meressä NW - 1 m ylöspäin	Ro16	R4	XC4, XS3, XF4	C35/45	P70	60	tr	100	(5)
						70	jr		

1-2) Ks. taulukko 4.1.

- 3) Suunnittelukäyttöikä edellyttää kloridirasitettujen pintojen suojausta. Suojauksena voidaan käyttää myös julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisia kuorirakenteita. Betoni- sen kuorirakenteen rasitusluokat Ro11 mukaan.
- 4) Suunnittelukäyttöikä edellyttää maata vasten olevien kloridirasitettujen pintojen suojausta.

- 5) Suunnittelukäyttöikä edellyttää julkaisun Siltapilareiden kuoret [13] mukaisen tai muun vastaavan suojaverhouksen käyttöä vähintään tasolle HW + 1 m ja meressä tasolle HW + 2 m. Avomerirakenteissa ulottuma arvioitava tapauskohtaisesti. Betonisen kuorirakenteen P-lukuvaatimus on P70. Rasitusluokat Ro14/16 mukaan. Käytettäessä Ro14:ssa betonia P70 tai lisäämällä betonipeitettä 50 mm, voidaan suojaverhouksesta luopua. Käytettäessä Ro16:ssa betonia C40/50, P50 ja lisäämällä betonipeitettä 50 mm, voidaan suojaverhouksesta luopua.
- 6) Betonipeitteen nimellisarvo vedenalaisessa valussa on 150 mm. Vaadittaessa huuhtoutumisen estävän lisäaineen käyttöä betonin suhteutuksessa, voidaan teräsputken sisävalussa käyttää 50 mm:ä betonipeitteen nimellisarvona. Betonin lujuusluokaksi valitaan vedenalaisessa valussa 5 MPa suunnittelulujuutta suurempi arvo.
- 7) Muottia vastaan valettu tai laatan yläpinta / maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalaskennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo tavanomaiselle raudoitteelle. Todellisena betonipeitteenä halkeamalaskennassa ei käytetä suurempaa arvoa kuin 50 mm.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Eurokoodin soveltamisohje

## Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)

Taulukko 4.3 Väyläympäristön betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset eri rasisitusluokkaryhmissä. Taulukko ei sisällä valaisinpylväiden, opastustaulujen ja liikennemerkkien jalustojen laatuvaatimuksia.

Rakenneosa	Rakennesan tunnus	Rasisitusluokkaryhmä	Rasisitusluokat	Vaatimukset				Suunnittelukäyttöikä
				Lujuusluokka	P-lukuvaatimus	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (vähimmäisarvo)	Raudoitustyyppi (1)	
Paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat yleensä (4)	Ro30	R4	XC2	C25/30 (7)	-	50/100 (25) (3)	tr	100
						50/100 (35) (3)	jr	
Suolaveden rasittamat (2 paaluhatut, paalulaatat ja niihin liittyvät siirtymälaatat (4)	Ro31	R1	XC2, XD1	C30/37	-	50/100 (35) (3)	tr	100
		R2				55/100 (45) (3)	jr	
Suolaveden rasittama paalulaatan yläpinta, johon ei tehdä veden poistoa (vaakasuora) (4)	Ro32	R1	XC2, XD3	C35/45	-	60 (40)	tr	100
		R2				65 (55)	jr	
Tieympäristön varusteet (5 yleensä)	Ro40	R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P25	35 (6)	tr	50
						45 (6)	jr	
Suolasumurasitetut (2 tieympäristön varusteet (5)	Ro41	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P40	50 (6)	tr	50
						60 (6)	jr	
						45 (6)	tr	
	R2	XC3, XC4, XD2, XF2	C30/37	P25	55 (6)	jr		
					40 (6)	tr		
					50 (6)	jr		
Tieympäristön varusteiden (5 peruslaatat yleensä)	Ro50	R4	XC2	C25/30	-	30/80 (20) (3)	tr	50
Tieympäristön varusteiden (5 peruslaatta ajokaistojen välillä ja suolasumurasituksen utotuma-alueelta (2)	Ro51	R1	XC2, XD1, XF4	C30/37	P40	40/90 (30) (3)	tr	50
		R2	XC2, XD1, XF2	C30/37	P25	40/90 (30) (3)	tr	50
Tieympäristön varusteiden (5 sokkelit ja pilariperustukset yleensä)	Ro52	R4	XC3, XC4, XF2	C30/37	P25	35 (6)	tr	50
						45 (6)	jr	
Suolasumurasitetut (2 tieympäristön varusteiden (5 sokkelit ja pilariperustukset)	Ro53	R1	XC3, XC4, XD3, XF4	C35/45	P40	50 (6)	tr	50
						60 (6)	jr	
						40 (6)	tr	
	R2	XC3, XC4, XD1, XF2	C30/37	P25	50 (6)	jr		
					40 (6)	tr		
					50 (6)	jr		
R3	XC3, XC4, XS1, XF2	C30/37	P25	40 (6)	tr	50		
				50 (6)	jr			

- 1) jr = jänneraudoite, tr = tavanomainen raudoite
- 2) Suolasumurasituksen (ja suolaveden) otaksutaan vaikuttavan kuuden metrin etäisyydelle suolattavan tien reunasta. Se vaikuttaa myös tien sekä pientareen ja sivuluiskien alla oleviin rakenteisiin. Meren suolasumurasitus vaikuttaa kaikkiin ulkoilman kanssa kosketuksissa oleviin pintoihin.
- 3) Muottia vastaan paikalla valettu tai laatan yläpinta / maata tai kalliota vastaan valettu. Suluissa on halkeamalakennassa käytettävä betonipeitteen vähimmäisarvo tavanomaiselle raudoitteelle. Mikäli maata vasten käytetään muovia tai suodatinkangasta, voidaan käyttää muottia vasten olevaa nimellisarvoa ja vähimmäisarvoa kasvattamalla niitä 10 mm. Tällöin valualustan tasaisuuteen on kiinnitettävä erityistä huomiota.

- 4) Annettuja arvoja voidaan käyttää kun rakenteen päällä olevan penkereen korkeus on vähintään 1,4 m. Sitä pienemmillä pengerkorkeuden arvoilla, on rakenteet suunniteltava siltarakenteena.
- 5) Meluesteet, kaiteet, tukimuurit, aidat ym.
- 6) Nimellisarvovaatimusta voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonipeitteen sallittu mittapoikkeaman arvo, joka on tällöin myös esitettävä suunnitelmassa, on 5 mm
- 7) Vähintään C30/37 mikäli betonipeitteen nimellisarvo on 50 mm tai alle.

Suojabetonin ja betonipäällysteen rasitusluokat ovat taulukon 4.1 reunapalkkien (Ro22) mukaisia. Niiden lujuusluokka- ja pakkasenkestävyysvaatimukset ovat julkaisun InfraRYL kohtien 42320.1.2 ja 42332 mukaisia. Lisäksi laatuvaatimuksissa on edellytettävä, että betoni täyttää Liikenneviraston ohjeen ”Siltabetonien P-lukumenettely, LO 37/2013” vähimmäissementtimäärää ja vesi-sementtisuhteen enimmäisarvoa koskevat vaatimukset.

### 4.3 Säilyvyysvaatimukset

Betonipintojen suojaus suunnittelukäyttöään saavuttamiseksi kloridirasitusta vastaan voidaan tehdä joillakin seuraavista tavoista:

- Maanvastaisten kloridirasitettujen pintojen kosteuseristyksellä InfraRYL kohdan 42131 mukaisesti.
- Käyttäen muottikangasta InfraRYL seuraavien kohtien mukaisesti:
  - 42020.1.11
  - 42020.3.2.2.2
  - 42020.3.4.6.5
- Kloridirasitettujen pintojen suoja-ainekäsittelyllä InfraRYL kohtien sekä niissä viitattujen SILKO-ohjeiden mukaisesti:
  - 42500
  - 42020.3.4.6.5

Kaukalopalkkirakenteisen rautatiesillan pakkaskestävyysvaatimus on P30. Matalan kaukalopalkin ylä- ja sivupinnat pinnoitetaan Liikenneviraston hyväksymällä vettä hylkivällä geolimäisellä impregnointiaineella, jonka uusimisväli on vähintään 10 vuotta tai vaihtoehtoisesti suojataan rakenteellisesti (esim. teräslevy). Korkea kaukalopalkki (raiteen tukemistilanteet eivät aiheuta mekaanista rasitusta) suojataan ohjeen InfraRYL määrittämällä pinnoitustyypeillä, jotka perustuvat halkeamien silloituskykyyn.

Betonipinnoilta vaaditut laatuluokat määritellään InfraRYL:in soveltuvan kohdan mukaisesti. Luokitukset on esitetty ohjeessa by 40.

Betonin vähimmäislujuusluokka ja vastaavat vähimmäissementtimäärät aggressiivisissa kemiallisissa ympäristöissä ovat:

	XA1	XA2	XA3
Väh. lujuusluokka	C30/37	C35/45	C40/50
Väh. sementtimäärä [kg/m <sup>3</sup> ]	300	320	330

## 4.4 Vaatimustenmukaisuuden osoittamismenetelmät

### 4.4.1 Betonipeite

#### 4.4.1.1 Yleistä

Betonipeitteille ja toleransseille käytetään seuraavia nimityksiä:

$C_{min,dur}$  = ympäristöolosuhteiden ja käyttöiän vaatima vähimmäisarvo  
 $\Delta C_{dev}$  = betonipeitteen sallittu mittapoikkeama, ks. kohta 4.4.1.3  
 $C_{nom}$  =  $C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$  = betonipeitteen nimellisarvo, ks. taulukot 4.1, 4.2 ja 4.3  
 $C_{true}$  = lähinnä betonipintaa olevan halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen halkeamaleveystarkastelussa käytettävä betonipeite  
 $c$  =  $\min(C_{true}, 1,4 \cdot C_{min,dur})$  = halkeamaleveyslaskennassa kaavassa 7.1. käytettävä betonipeite

Esim. pääkannattimen alapinta tr Ro20, R1 [mm]:

$\Delta C_{dev} = 5$ ,  $C_{nom} = 40$ ,  $C_{min,dur} = 40 - 5 = 35$ ,  $C_{true} = 40 + 12$ , jossa 12 mm on työteräs  
 $c = \min(52, 1,4 \cdot 35) = \min(52, 49) = 49$ , jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella  $c / C_{min,dur} = 1,4$

Esim. anturan alapinta Ro07, R1 [mm]:

$C_{min,dur} = 35$  (taulukko 4.2, viite 7),  $C_{true} = 50$  (taulukko 4.2, viite 7)  
 $c = \min(50, 1,4 \cdot 35) = \min(50, 49) = 49$ , jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella  $c / C_{min,dur} = 1,4$

Esim. maatuki tr Ro10, R1 [mm]:

$\Delta C_{dev} = 5$ ,  $C_{nom} = 45$ ,  $C_{min,dur} = 45 - 5 = 40$ ,  $C_{true} = 45$   
 $c = \min(45, 1,4 \cdot 40) = \min(45, 56) = 45$ , jolloin sallittua halkeamaleveyttä saa korottaa kertoimella  $c / C_{min,dur} = 1,125$

#### 4.4.1.3 Suunnittelussa huomioon otettava raudoitteen mittapoikkeama

Betonipeitteen sallitun mittapoikkeaman  $\Delta C_{dev}$  arvo silloille ja tunnelirakenteille on 5 mm. Paikalla valetuille peruslaatoille, paaluhatuille, paalulaatoille, tieympäristön rakenteiden peruslaatoille sekä muille niihin rinnastettaville rakenteille käytetään seuraavia arvoja

- 10 mm, muottia vasten valetut pinnat ja laatan yläpinta
- 25 mm, maata tai kalliota vasten betonoitava pinta

## 5 Rakenneanalyysi

### 5.1 Yleistä

### 5.2 Mittaepätarkkuudet

### 5.3 Rakenteen mallintaminen

Rakenteen toimintaa kuvattaessa ei käytetä plastisuusteoriaa.

Toimiva leveys saadaan kaavalla:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

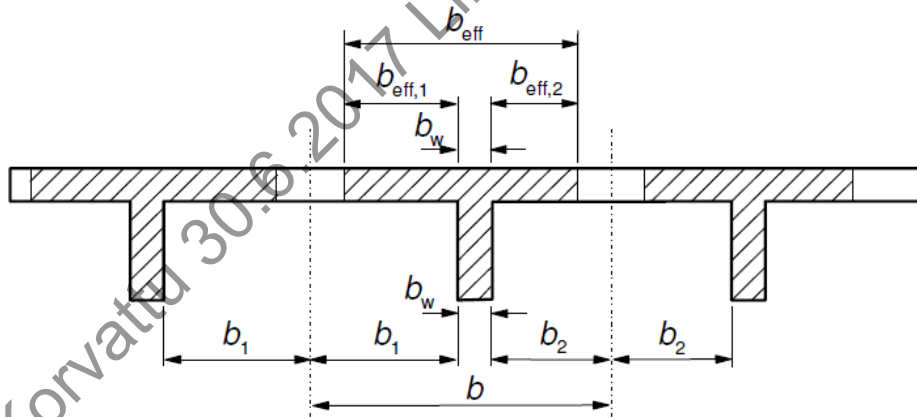
$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq b_i$$

missä

$b_w$  on palkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella

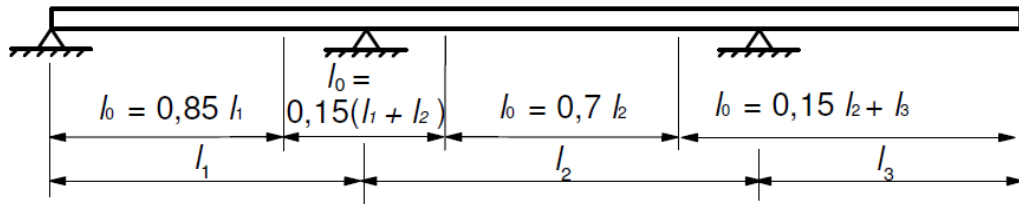
$b_i$  on laipan todellinen leveys

$b_{\text{eff},i}$  on laipan toimiva leveys



Kuva 5.1 Laipan toimivan leveyden merkinnät.

Toimiva leveys on riippuvainen momentin nollakohtien välisestä mitasta  $l_0$ , jolle voidaan käyttää kuvan 5.2 mukaisia arvioita.



Kuva 5.2 Momentin nollakohtien väli toimivan leveyden määrittämisessä

Käytettäessä kuvan 5.2 mukaisia arvoja ulokkeen pituuden  $l_3$  tulee olla korkeintaan puolet viereisen jänteen mitasta ja vierekkäisten jännemittojen suhteen on oltava välillä  $2/3 \dots 1,5$ .

Tukimomentin pyörityksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{Ft}{8} \quad (5.2)$$

missä

F on tukireaktion suuruus kyseisellä kuormitustapauksella  
t on tukipinnan leveys tarkasteltavassa suunnassa

Jos tukipinta on pyöreä, tukimomentin pyörityksen suuruus on korkeintaan

$$\Delta M = \frac{FD}{3\pi} \quad (5.3)$$

missä

D on tukipinnan halkaisija

Tukipintana käytetään rakenteen pinnassa olevaa tukialuetta (esim. laakerilevyn koko).

Tukimomentin pyöritys on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat

- Tarkasteltava rakenne on jatkuva kyseisen tuen yli
- Rakenneanalyysissä käytetään pistemäisiä tukia ja rakennemallin jännemitat ovat tuen keskeltä keskelle
- Tuki ei estä kiertymää tarkasteltavassa suunnassa (nivel)

Katso tukimomentin pyöristämisen osalta myös luku 5.11.2.

## 5.4 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi

Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa voidaan pääsystemi otaksua halkeilemattomaksi.

Pääkannattimen halkeilemattoman rakenneosan vääntöjäykkyys on

$$GI_v = \frac{0,3E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} I_v \quad (5.4)$$

Kun rakenneosa on taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,1E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.5)$$

Kun rakenneosa on vääntö- ja taivutushalkeillut, on vääntöjäykkyys

$$GI_v = \frac{0,05E_{cm}}{1 + 0,3\varphi_{ef}} I_v \quad (5.6)$$

Laattapalkkisillan arinamallin muodostamisessa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Pääkannattimen voimasuureita laskettaessa käytetään pääsystemillä halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyyden arvoja. Kansilaatan kiinnitysastetta ja voimasuureita laskettaessa otaksutaan pääkannattimien vääntöjäykkyydeksi kuitenkin vain puolet halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyydestä.
- Poikkitaisten laattakaistojen pituudeksi otaksutaan pääkannattimien keskiöväli. Laattakaistan jäykkyysarvoja laskettaessa otetaan huomioon jäykkyyden muutos koko tällä välillä.
- Jos laatta on poikkisuunnassa teräsbetonirakenne, otaksutaan se halkeilleeksi ja sen jäykkyydeksi 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. Laatan voimasuureita määritettäessä otaksutaan laatta kuitenkin halkeilemattomaksi.
- Jos laatta on poikkisuuntaan jännitetty, käytetään laskennassa halkeilemattoman poikkileikkauksen arvoja.

Taulukko 5.1 Arinamallin jäykkyydskertoimet

	Pääpalkkien voimasuureiden laskenta	Laattakaistojen voimasuureiden laskenta
Pääpalkkien taivutusjäykkyys	1	1
Pääpalkkien vääntöjäykkyys	1 <sup>(1)</sup>	0,5 <sup>(1)</sup>
Laatan taivutusjäykkyys	0,5 <sup>(2)</sup>	1

1) tarkoitetaan kaavan (5,4) mukaista jäykkyyttä

2) kerroin on 1, jos laatta on poikkitaivutuksessa jännitetty

Reunapalkit eivät ole mukana laattapalkkisillan poikkileikkaussuureissa. Kannen reuna-aulokkeen laskennassa niiden reunaa jäykistävä vaikutus voidaan kuitenkin ottaa huomioon.

## 5.5 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen

Suurin sallittu poikkeama kimmoteorian mukaisista taivutusmomenteista on

$$(0,56 - 1,25x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \quad (5.7)$$

$$(0,46 - (0,75 + 0,00175 / \varepsilon_{cu2})x/d) \cdot 100\% \leq 15\% \quad , f_{ck} > 50 \text{MPa}$$

Tämä momentin siirto on sallittua, kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- Vierekkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2
- Rakenteeseen kohdistuu ensisijaisesti taivutuskuormitus
- Silta ei ole merkittävästi kaareva, eikä vino

Käytettäessä momenttien uudelleen jakautumista tulee sen vaikutus ottaa huomioon kaikissa mitoittamiseen liittyvissä seikoissa.

Momentin siirtoa ei sallita käyttörajatilatarkasteluissa eikä väsymismitoituksessa.

Jännitetyssä rakenteessa jännevoiman aiheuttamat pakkovoimat otetaan huomioon pysyvänä kuormana kuormitusyhdistelmien mukaan. Jännitetyssä rakenteessa pakkovoimat jännevoimasta sekä muodonmuutoskuormista, kuten tukien siirtymistä ja lämpötilakuormista, otetaan huomioon myös murtorajilatarkasteluissa.

Teräsbetonilaatoissa ja -palkeissa voidaan yleensä otaksua olevan riittävästi muodonmuutoskapasiteettia ja pakkovoimat voidaan jättää huomiotta murtorajilatarkasteluissa. Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat, jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat. Pilarirakenteissa pakkovoimat otetaan huomioon murtorajilatarkasteluissa.

Betoni viruu samanaikaisesti pitkäkestoisten kuormien vaikuttaessa ja betonirakenne halkeilee, mikä alentaa rasituksia. Taulukossa 5.2 esitettyjen tapausten vaikutuksia laskettaessa voidaan betonin virumisen samanaikainen vaikutus ottaa huomioon käyttämällä betonin kimmomoduulille alennettuja arvoja. Rakenteella on kuitenkin oltava riittävästi muodonmuutoskapasiteettia eikä rakenteen sallitut halkeamaleveydet ja betonin jännitykset saa ylittyä käyttörajatilassa. Taulukon käytön edellytyksenä on, että rakennemallissa voimasuureet on laskettu halkeamattomilla ja lineaarisesti kimmoisilla poikkileikkauksilla.

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)**

Taulukko 5.2 Lineaarisen rakennemallin rasituksille käytettävät redusointikertoimet.  
Kaavoissa  $\phi$  on päällysrakenteen virumaluku

		Palkit ja laatat		Pilarit
		SLS	ULS	SLS <sup>3</sup> ja ULS
Kutistuma	JB	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$	$E_{cm} / (1+0,5\cdot\phi)$
	TB		(1)	
Tukien siirtymä	JB	$E_{cm} / (1+\phi)$	$E_{cm} / (1+\phi)$	(2)
	TB			
Lämpötilan muutos <sup>6</sup> ja pintalämpötilaero	JB	(2)	(2)	(5)
	TB		(1, 4)	
Jännevoima ml. pakkomomentti	JB	(2)		(2)

- 1) Vaikutukset voidaan vapauttaa mitoituskuormista
- 2) Vaikutukset täysimääräisinä
- 3) Ks. Kohta 9.5
- 4) Poikkeuksena ovat liikuntasaumattomat eli maata vasten liikkuvat sillat, jolloin murtorajatilassa tulee huomioida rakenteen ja maan vuorovaikutusvoimat.
- 5) Tarvittaessa pilarin tarkastelu kyseisen rajatilan jäykkyystiedoilla
- 6) Laskettuna keskilämpötilan muutoksena rakentamishetken lämpötilasta, ks. ohje alla

Paikalla valetun sillan tai paikalla valetun sillan osan keskilämpötilan muutosten tarkastelussa alkulämpötilaksi  $T_0$  voidaan otaksua 10 °C.

Alkulämpötila voidaan määrittää myös tarkastelemalla sitoutumislämpötilan jälkeistä jäähtymistä. Jäähtyminen sitoutumislämpötilasta sillan keskilämpötilan vaihteluvälin keskelle voidaan otaksua pitkäaikaiseksi.

Jäähtyminen voidaan normaalisti ottaa huomioon sillan tai sen osan kutistuman kanssa samansuuntaisesti vaikuttavana jäähtymiskutistuman arvona:

- - 30 °C kun rakennepaksuus  $\geq 1,0$  m
- - 20 °C kun rakennepaksuus = 0,5 m
- - 15 °C, kun rakennepaksuus  $\leq 0,2$  m.

Väliarvot saadaan lineaarisesti interpoloimalla.

Tarkastelussa voidaan ottaa huomioon betonin nuori ikä kuormituksen alkaessa ja siitä seurannut voimakkaampi viruminen.

Esimerkiksi otaksuilla  $T_{min} = -32$  °C,  $T_{max} = 30$  °C,  $\phi = 2,5$  ja jäähtymiskutistuman arvo -30 °C saadaan:

- Sillan lämpötilavaihteluvälin keskikohta: -1 °C
- Lämpötilan lasku sillan lämpötilavaihteluvälin keskelle: -31 °C
- Kimmoisen ja virumattoman rakennemallin tarkasteluissa,
  - Alkulämpötila  $T_0$ :  $-1$  °C +  $(31/(1+\phi)) = 8$  °C
  - Lämpötilan lasku:  $-32-8 = -40$  °C
  - Lämpötilan nousu:  $30-8 = 22$  °C

## 5.8 Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan lisäepäkeskisyydet

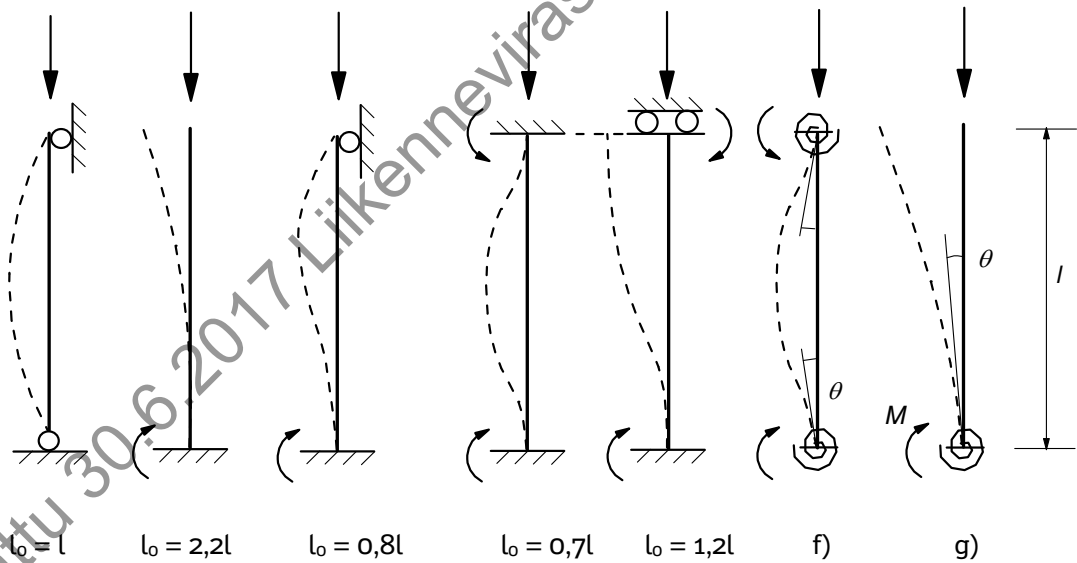
Murtorajatilassa mittaepätarkkuuksista johtuva perusepäkeskisyyden on

$$e_i = \alpha_h \frac{l_0}{400} + \frac{h}{30} \quad (5.8)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

missä

- h on poikkileikkauksen korkeus. Termille h/30 käytetään vähintään arvoa 20 mm
- l on rakenneosan pituus
- l<sub>0</sub> on rakenneosan nurjahduspituus, joka saadaan alla olevasta kuvasta 5.3



Kuva 5.3 Nurjahduspituudet

Kuvan 5.3 arvot soveltuvat yleisimpiin tapauksiin ja olosuhteisiin. Tapauksien f) ja g) nurjahduspituudet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 5.8.3.2.

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta jos

$$\lambda \leq \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}} \quad (5.9)$$

missä

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\phi_{ef}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 1,1)$$

$$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (\text{voidaan käyttää arvoa } 0,7)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}}$$

$$\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

joissa

$M_{01}, M_{02}$  ovat ensimmäisen kertaluvun päätmomentit  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$\phi(\infty, t_0)$  on virumaluvun loppuarvo

$M_{0Eqp}$  on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus)

$M_{0Ed}$  on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus)

Toisen kertaluvun vaikutusten laskentaan on olemassa useita eri menetelmiä. Yleisesti suositellaan käytettävään nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää tai momentin suurennusmenetelmää.

### 5.8.1 Momentin suurennusmenetelmä

Ensimmäisen kertaluvun momentista saadaan toisen kertaluvun momentin sisältävä kokonaismomentti mitoittavimmassa poikkileikkauksessa kaavalla

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_B} \right)} \quad (5.10)$$

missä

$N_B$  on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma (SFS-EN 1992-1-1 kohta 5.8.7.2)

$M_{0Ed}$  ensimmäisen kertaluvun momentti (ml. mittaepätarkkuuksien vaikutus)

Nimellinen jäykkyys saadaan kaavasta

$$EI = K_c E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (5.11)$$

missä

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad [f_{ck}] = \text{MPa}$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \frac{\lambda}{170} \leq 0,2$$

$I_c$  on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$I_s$  on raudoituksen jäyhyysmomentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen

### 5.8.2 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Toisen kertaluvun aiheuttama lisämomentti  $M_2$  on

$$M_2 = N_{Ed} e_2 = N_{Ed} \kappa \frac{l_0^2}{c} \quad (5.12)$$

Integrointivakion  $c$  alaraja-arvoksi voidaan otaksua 8 (vakiomomentin kuormittama rakenneosa). Vain ulkoisen normaalivoiman kuormittamassa tapauksessa otaksamalla taipumaviiva sinimuotoiseksi integrointivakio on  $\pi^2 \approx 10$ .

murtumistilanteen käyristymä  $\kappa$  saadaan

$$\kappa = K_r K_\varphi \kappa_0$$

$$\kappa_0 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

Jos mitoituksessa hyödynnettävä puristus- tai vetorauditus on sijoitettu useaan kerrokseen tai pitkin sivupintoja, määritellään  $d$  kaavasta:

$$d_s = (h/2) + i_s$$

missä  $i_s$  on hyödynnettävän raudoituksen jäyhyysäde.

$$K_r = \frac{1 + \omega - \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}{1 + \omega - n_{bal}} \leq 1$$

$n_{bal}$  on normaalivoiman arvo, jolla saavutetaan taivutuskestävyyden maksimiarvo, jaettuna termillä  $A_c f_{cd}$ . Yleensä voidaan käyttää termille oletusarvoa 0,4.

Kertoimella  $K_\varphi$  otetaan huomioon pitkän aikavälin muodonmuutokset

$$K_\varphi = 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef}$$

### 5.8.3 Vino taivutus

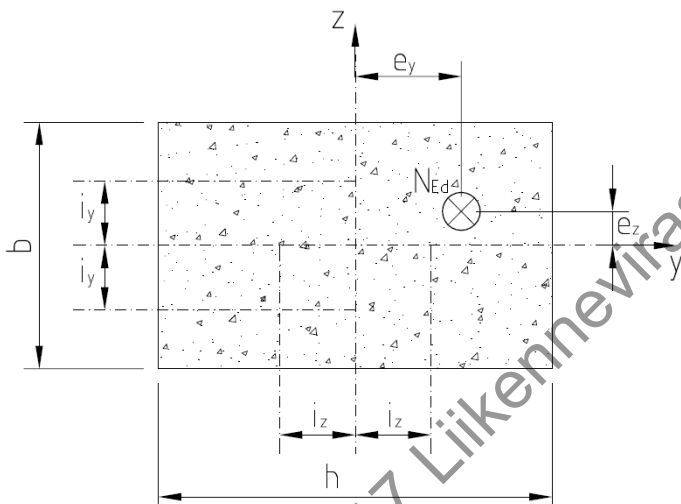
Kestävyyden tarkastus molemmissa pääsuunnissa erikseen on riittävä menettely mikäli seuraavat ehdot toteutuvat

- $\lambda_y / \lambda_z \leq 2$  ja  $\lambda_z / \lambda_y \leq 2$

$$\min \left\{ \frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}}, \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \right\} \leq 0,2 \quad (5.13)$$

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } b_{eq} = b)$$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12} \quad (\text{suorakaidepoikkileikkaukselle } h_{eq} = h)$$



Kuva 5.4 Vinton taivutuksen termien määritelmät.

Vinton taivutuksen tarkistukseen voidaan käyttää seuraavaa mitoitusehto

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.14)$$

missä

$M_{Ed}$  on toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä mitoitusmomentti

$M_{Rd}$  on taivutuskestävyys

$a$  on alla olevan taulukon mukainen eksponentti suorakaidepoikkileikkaukselle:

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

välisarvot interpoloidaan lineaarisesti.

Ympyrä- ja ellipsipoikkileikkauksissa  $a=2$

$N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo

$N_{Rd}$  on puristuskestävyys  $A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

Epätarkkuuksista johtuvat epäkeskisyydet otetaan huomioon vain epäedullisimmassa suunnassa.

## 5.9 Hoikkien palkkien kiepahdus

Kiepahdus on otettava huomioon etenkin elementtirakenteiden kuljetus- ja asennusvaiheessa. Varmuus kiepahdusta vastaan tulee olla näissä tapauksissa vähintään 2,5. Nostopisteiden korkeusaseman tulee sijaita riittävästi palkin painopisteen yläpuolella. Tarvittaessa palkit tuetaan sivusuunnassa kuljetus- ja asennusvaiheessa.

## 5.10 Jännitetyt rakenneosat ja rakenteet

Rakenneosan haurasmurtumaa tulee välttää. Haurasmurtuma vältetään täyttämällä yksi tai useampi kohdassa 6.1 esitetystä ehdoista.

Jännittämistyön aikainen hetkellinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.15)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{p\max} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.16)$$

Jännittämistyön jälkeinen jänneteräksen jännitys saa korkeintaan olla pienempi arvoista:

Jännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.17)$$

Ankkurijännebetoni

$$\sigma_{pm0} = \begin{cases} 0,70f_{pk} \\ 0,80f_{p0,1k} \end{cases} \quad (5.18)$$

Alla on esitetty vähimmäisvaatimukset jännittämistyön tekemiseksi, kaikkien kyseen tulevien ehtojen tulee täyttyä.

- Betonin lujuus on suurempi kuin  $0,8 \cdot f_{ck}(t)$  tai  $1,0 \cdot f_{ck}(28)$ , ks. kappale 8.10.

- Jälkijännitettävissä rakenteissa valutyön päättymisestä on kulunut vähintään 14 vuorokautta. Asianomaisen viranomaisen hyväksynnällä voi jännittämisajankohta voi olla lyhimmillään 7 vuorokautta valutyön päättymisestä. Mikäli jännitystyö tehdään ennen 28 vuorokauden ikää, on suunnitelmissa käytettävä jännittämisajankohdan mukaista virumalukua Liitteen 1 mukaisesti.
- Lujuus on vähintään asianomaisessa jännemenetelmän eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä määritellyn vähimmäisarvon suurin.
- Jännitetyissä elementeissä suurin sallittu puristusjännitys laukaisuhetkellä on enintään pienempi arvoista  $0,5 \cdot f_{ck}(t)$  ja  $0,5 \cdot f_{ck}(28)$  mikäli kokeiden tai kokemuksen perusteella voidaan osoittaa, että pituussuuntaista tai muutoin haitallista halkeilua ei esiinny.

Betonin jännitykset rajoitetaan jännittämistyön aikana arvoihin:

- Pienempään arvoista  $0,6 \cdot f_{ck}(t)$  ja  $0,6 \cdot f_{ck}(28)$
- Betonin vetojännitys rajoitetaan laukaisuvaiheessa pienempään arvoista  $f_{ctm}(t)$  ja  $f_{ctm}(28)$

Betonin puristusjännitys rajoitetaan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä pienempään arvoista  $0,45 \cdot f_{ck}(t)$  ja  $0,45 \cdot f_{ck}(28)$ . Betonin lopputilanteen vedetyn pinnan rajoitukset (rasitusluokasta riippuen) on esitetty kappaleessa 7.3.1.

### 5.10.5 Jännityshäviöt

Jännevoiman jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä.

Välittömiä häviöitä  $\Delta P_i(x)$  määritettäessä otetaan huomioon seuraavat vaikutukset:

- betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuva häviö  $\Delta P_{el}$
- kitkahäviö  $\Delta P_{sl}(x)$
- ankkuroinnin liukumisesta johtuvat häviöt  $\Delta P_{sl}$
- tartuntajännerakenteissa terästen relaksaatio ennen laukaisuhetkeä

#### 5.10.5.1 Betonin välittömästä muodonmuutoksesta johtuvat häviöt

Betonin muodonmuutosta vastaava jännevoiman häviö määritetään siten, että jännerästen jännittämisjärjestys tulee huomioon otetuksi. Tämä häviö  $\Delta P_{el}$  voidaan otaksua kunkin jänneräksen keskimääräiseksi häviöksi seuraavasti:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.19)$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$  on hetkellä  $t$  aiheutettu jännityksen muutos jännerästen painopisteessä

j on kerroin, jonka arvo on:

- $(n-1)/2n$ , missä n on peräkkäin jännitettyjen samanlaisten jänneterästen lukumäärä. Likimääräistyksenä kertoimelle voidaan käyttää arvoa  $1/2$
- 1 kun tarkastellaan jännittämisen jälkeen vaikuttamaan tulneiden pysyvien kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia.

Kaava (5.19) on voimassa, kun jänneteräkset jännitetään peräkkäin täyteen jännevoimaan. Mikäli jännittäminen tapahtuu portaittain siten, että viimeisen jännittämiskierroksen aiheuttama kimmainen kokoonpuristuma on vähäinen, voidaan kimmoisen kokoonpuristumisen aiheuttama häviö jättää huomiotta.

### 5.10.5.2 Kitkahäviöt

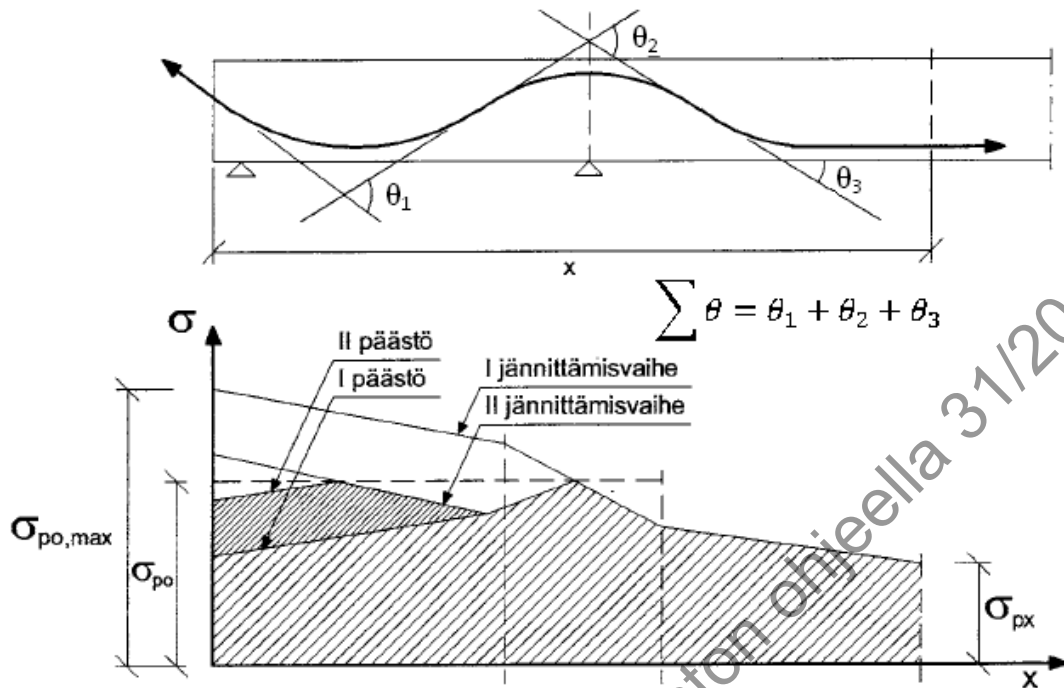
Ankkurijännteiden kitkahäviöt  $\Delta P_{\mu}(x)$  voidaan arvioida kaavasta

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \left( 1 - e^{-\mu(\theta+kx)} \right) \quad (5.20)$$

missä

- $\theta$  on ankkurijännteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x (riippumatta suunnasta tai merkistä)
- $\mu$  on jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin
- k on suojaputken tukipisteiden välille syntyviä riippuvia (nuolikorkeuksia) vastaavien suunnan muutosten aaltoisuusluku (pituusyksikköä kohti)
- x on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys kohdasta, jossa jännevoima on  $P_{\max}$  (jännteen aktiivisessa päässä vaikuttava voima jännitettäessä).

Kitkakertoimen  $\mu$  ja aaltoisuusluvun k arvot esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä. Kitkan ja kaarevuuden vaikutusta jännevoimaan on kuvattu kuvassa 5.5.



Kuva 5.5 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteellä

### 5.10.5.3 Ankkurointihäviöt

Ankkureiden kiilojen liukumisesta, jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta ja itse ankkurin muodonmuutoksesta aiheutuvat häviöt otetaan huomioon. Kiilojen liukumisen arvot sekä liukumasta aiheutuva välitön häviö  $P_{sl}$  määritellään käyttöselosteissa.

### 5.10.6 Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt

Ajasta riippuvia häviöitä aiheuttaa

- virumasta ja kutistumasta aiheutuva muodonmuutos
- relaksaation tuottama jännityksen pieneneminen

Ellei tarkempia menetelmiä haluta käyttää, voidaan ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseksi käyttää alla esitettyä kaavaa:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} - \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.21)$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa  $x$  ajankohdalla  $t$  aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)**

$\varepsilon_{CS}$	on kohdan 3.1.4 mukaisesti arvioidun kutistuman itseisarvo
$E_p$	on jänneteräksen kimmokerroin, ks. kohtaa 3.3.6
$E_{cm}$	on betonin kimmokerroin, ks. taulukko 3.1.
$\Delta\sigma_{pr}$	on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneteräksen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x ajanhetkellä t joka määritetään jännitykselle $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ (alkujännevoimasta ja pitkäaikaiskuormista aiheutuva jänneteräksen alkutilanteen jännitys)
$\varphi(t, t_0)$	on kohdan 3.1.4 mukaisesti määritetty virumaluku ajanhetkellä t, kun betonin kuormittaminen on alkanut ajanhetkellä $t_0$
$\sigma_{c,QP}$	on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys (puristusjännitys on negatiivista). Jännityksen $\sigma_{c,QP}$ arvoon voi vaikuttaa tarkasteltavasta rakentamisvaiheesta riippuen osa omaa painoa ja alkujännevoima tai täysi pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä ( $\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ )
$A_p$	on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen ala
$A_c$	on betonipoikkileikkauksen ala
$Z_{cp}$	on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys

Kaavan 5.21 antaman häviön arvo on edellä esitetyn etumerkein positiivista betonin jännityksen ollessa puristusjännitystä. Tällöin kaavan 5.21 osoittajassa olevat osatermit ovat positiivisia.

Jännevoiman mitoitusarvo

Jännevoiman mitoitusarvo voidaan määrittellä kaavalla

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}(x) \quad (5.22)$$

missä

$\gamma_P$  on jännevoiman osavarmuusluku

$P_{m,t}(x)$  on jännevoiman keskimääräinen arvo

Jännevoima on useimmissa tapauksissa tarkoitettu vaikutukseltaan edulliseksi, ja murtorajatilantarkasteluissa käytetään normaalisti vallitsevia ja tilapäisiä mitoitus-tilanteita varten osavarmuusluvun arvoa  $\gamma_{P,fav} = 0,9$ . Jännevoiman vaikutuksen ollessa epäedullinen käytetään osavarmuusluvun arvona  $\gamma_{P,unfav} = 1,1$ .

Paikallisia vaikutuksia tarkasteltaessa käytetään osavarmuuslukuna murtorajatilassa arvoa  $\gamma_{P,unfav} = 1,2$

Käyttörajatila- ja väsymismitoituksessa voidaan käyttää jännevoiman ominaisarvoa.

Jännevoiman vaikutus lasketaan välittömästi jännittämisen jälkeen hetkellä  $t = 0$  ja kaikkien häviöiden tapahduttua hetkellä  $t = \infty$ . Yleensä suunnittelussa voidaan betonin kutistuminen, viruminen ja relaksaatio ottaa huomioon loppuarvolla. Tarvittaessa tarkastellaan jännevoiman vaikutus ajanhetkellä  $t = t_1$ , jolloin rakennetta kuormittaa liikennekuorma ja vasta osa häviöistä on tapahtunut. Tällöin voidaan otaksua vähintään 50 % edellä esitetyistä häviöistä tapahtuneeksi. Kuormina kutistuminen ja viruminen ovat pysyviä kuormia.

### 5.10.7 Jännittämistöitä koskevat erikoisohjeet

Jännittämistöitä koskevia toteutusohjeita on käsitelty standardissa EN 13670. Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

- a) tartuntajänteet
  - o menetelmäkuvaus
  - o jännittämisvoimat ja venymät
  - o jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
  - o muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat
- b) ankkurijänteet
  - o menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyypit ja ominaisuudet
  - o asennuspiirustus
  - o jännittämisjärjestys
  - o jännittämisvoimat ja venymät
  - o ankkurointiliukumat ja niiden toleranssit
  - o muotin tukirakenteiden säätö ja purkaminen jännittämistyön aikana
  - o betonin lujuus jännittämistyön eri vaiheissa
  - o muut tarpeelliset tiedot

Jännevoiman suurin sallittu poikkeama jännittämissuunnitelmassa esitetystä arvosta saa yhdessä jänteessä olla korkeintaan  $\pm 5$  % ja jänteiden yhteenlasketussa voimassa  $\pm 3$  %. Jos laskettuja venymiä ei mainituilla voiman arvoilla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroituja kalustoa.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa johon merkitään seuraavat asiat:

- a) jänteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmainen venymä jännittämisaikavälillä
- b) muut tarvittavat jännittämiseen vaikuttavat asiat

Injektointityö tehdään viivyttämättä ja siten että laasti täyttää suojaputken.

Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- injektointikohteet
- vedenpoistoputket
- laastin koostumus
- rakenteen, laastin ja ilman lämpötila
- laastilla tehdyt kokeet kuten notkeus, vedenerottuminen, tilavuudenmuutos, puristuslujuus
- työaika, työpaine

- laastinmenekki injektointikohteittain
- muut tarpeelliset tiedot

Suojaputken injektoinnissa noudatetaan standardissa SFS-EN 446/447 annettuja ohjeita. Suojaputket on varustettava ilman- ja vedenpoistoputkin. Vedenpoistoputket sijoitetaan suojaputken kaikkiin alimpiin kohtiin.

## 5.11 Eräiden rakenneosien analyysi

### 5.11.1 Laattapalkkirakenteen reunaulokkeen leikkautuminen pystykuormasta

Laattapalkkirakenteen ulokelaatan leikkauskestävyyden voidaan otaksua olevan riittävä pystysuorille kuormille tieliikenteen silloilla kun laatan korkeus  $h$  on tukilinjalla (betonisen pääkannattimen reunalla tai liittorakenteisen pääkannattimen uumalinjal-la) vähintään taulukon 5.3 mukainen.

Taulukko 5.3 Leikkausraudoittamattoman ulokelaatan pienin sallittu korkeus  $h$  [mm] tukilinjalla. Taulukossa on otaksuttu, että  $d = h - 50$  [mm]

	$\rho$ %	$L \leq 2300$	$L = 3100$	$L = 4100$
C30/37-3	0.5	360	540	700
	1.0	310	470	570
C35/45-3	0.5	330	500	620
	1.0	290	440	510

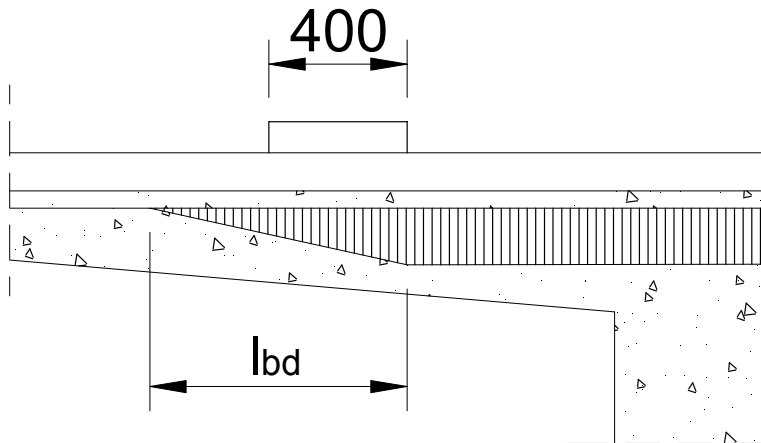
Pituus  $L$  mitataan alkaen hyödyllisen leveyden reunasta päättyen mitoituskohtaan, etäisyydelle  $d/2$  tukilinjalta. Mikäli ulokelaatan pituus  $L$  alle 2300 mm, käytetään vasemman puoleisimman sarakkeen arvoja, ellei tarkempaa mitoitusta tehdä. Jos laatan pituus  $L$  on suurempi kuin 4100 mm, on leikkauskestävyys tarkistettava erikseen. Geometrinen raudoitussuhde  $\rho$  tarkoittaa yläpinnan (vedetyn pinnan) raudoitussuhdetta  $\rho = \frac{A_s}{d \cdot b}$ . Leikkausraudoittamattomalla laattalla taulukon 5.3 minimipaksuuksia ei saa alittaa ellei tarkempia laskelmia käytetä.

Laatan lävistyminen on tarkistettava erikseen. Betonin lujuuden tulee olla vähintään C30/37 ja toteutusluokan tulee olla 3.

Taulukon arvojen laskennassa on käytetty viistettyä laattaa ja rakennekorkeutena reunapalkin juuressa on käytetty arvoa 200 mm (vrt. kohta 2.1). Taulukon arvoissa on otaksuttu kuormakaavioiden LM1 ja LM2 sovituskertoimiksi  $\alpha_{Q1} = \beta_Q = 1,0$ .

Pituuden  $L$  tai yläpinnan geometrisen raudoitussuhteen  $\rho$  ollessa taulukon 5.3 arvojen välissä voidaan tehollisen korkeuden vaadittu arvo lineaarisesti interpoloida.

Laatan yläpinnan geometrisen raudoitussuhteen tulee olla vähintään 0,5 %, mutta suurempaa vähimmäisraudoituspinta-alaa kuin 2000 mm<sup>2</sup>/m ei tarvitse kuitenkaan käyttää. Vähimmäisraudoitus on ankkuroitava täysimääräisesti lähimpänä tukea olevan pyöräkuorman taakse ja vähintään 50 % ulokelaatan vähimmäisraudoituksesta on ankkuroitava ulokkeella mahdollisesti olevan toisen pyöräkuorman taakse. Raudoituksen ankkurointia on havainnollistettu kuvassa 5.6.



Kuva 5.6 Minimiraudoituksen ankkurointi laattapalkkisillan laattaosan

Kuormituskaavioiden LM1 ja LM2 mitoittavan leikkausvoiman laskennassa voidaan käyttää seuraavassa esitettyä menetelmää (mikäli taulukon 5.3 mukaista yksinkertaistusta ei käytetä ja ulokelaatan leikkausvoimia lasketaan esim. leikkausraudoituksen mitoituksen yhteydessä).

Leikkausvoiman ääriarvo  $v_{\max}$  mitoituskohdassa, etäisyydellä  $d/2$  tukilinjalta, voidaan arvioida kaavasta:

$$v_{\max} = \frac{\sum F_1}{l_{LM} + 3d} + \sum_0^i \frac{F_i}{l_{LM} + 3d + x} \quad (5.23)$$

missä

$F_1$  lähimpänä tukilinjaa sijaitsevat pyöräkuorma(t)

$F_i$  seuraavat ulokkeella sijaitsevat pyöräkuormat

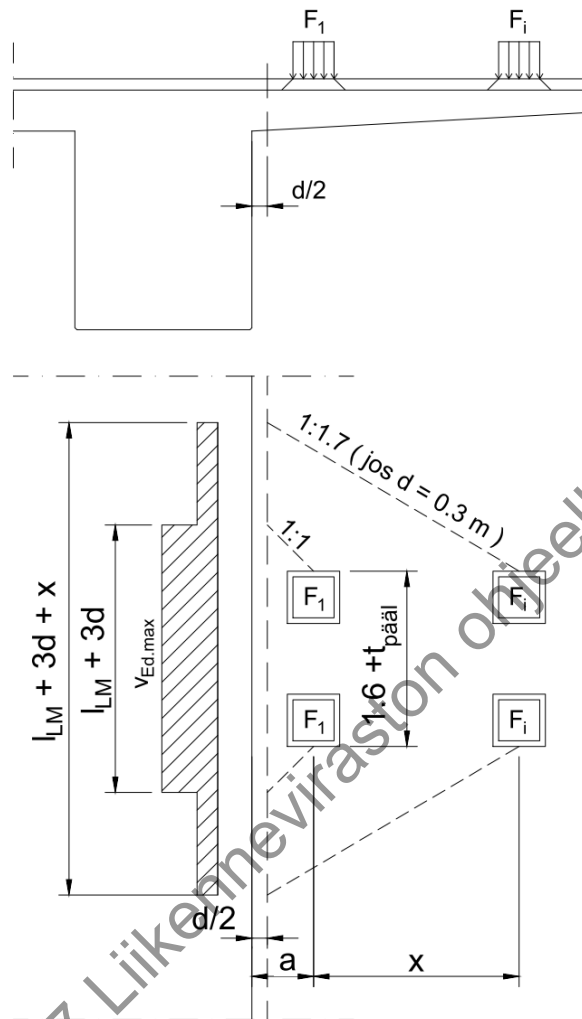
$l_{LM}$  kuormakaavion LM1 tai LM2 pituus.

$l_{LM1} = 1,6 \text{ m} + t_{\text{pää}}l$ , missä  $t_{\text{pää}}l$  on pintarakenteen paksuus

$l_{LM2} = 0,35 \text{ m} + t_{\text{pää}}l$ , missä  $t_{\text{pää}}l$  on pintarakenteen paksuus

$d$  laatan tehollinen korkeus pääkannattimen reunalla

$x$  toisen pyöräkuorman etäisyys ensimmäisestä



Kuva 5.7 Reunaulokkeen leikkausvoima  $V_{Ed,max}$  liikennekuorman pyöräkuormista

Mitoittavan leikkausvoiman aiheuttavan kuorman sijoitteluna käytetään kaavan 5.23 yhteydessä tilannetta, jossa lähimmän pyöräkuorman resultantin etäisyys  $a$  tukilinjasta on  $2d$ .

Vastaavaa leikkausvoimien jakaantumista kuormituskaavioista LM1 ja LM2 voidaan soveltaa myös välilaatan mitoituksessa.

Kaavan 5.23 menetelmää ei voida käyttää, mikäli pyöräkuorman resultantti on lähempänä kuin  $2d$  tukilinjasta. Mikäli lasketaan tätä lähempänä tukilinjaa olevien kuormien vaikutuksia, voidaan leikkausvoimaa laskettaessa lähempänä kuin  $2d$  olevaa pyöräkuorman intensiteettiä redusoida kaavan 6.5 tapaan kertoimella  $a/2d$ .

Kuormituskaistojen sijoittelussa on otettava huomioon vierekkäisten kuormakaavion LM1 kuormituskaistojen pyöräkuomien mahdollisuus sijaita  $500$  mm etäisyydellä toisistaan soveltamisohjeen Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet -NCCI 1 kohdan B.4.3.2 mukaisesti.

### 5.11.2 Laattarakenteen tukimomentin tasaus

Laattasillan pituus- ja poikkisuuntaisen kimmoteorian mukaisen tukimomentin arvo voidaan otaksua keskimääräiseksi leveydelle  $b$ , kun rakennetta analysoidaan rakennemallilla jossa laattarakenne on mallinnettu laattaelementein ja tukevat pilarit tai tuet kiinnittyvät yhteen laattaelementtien solmuun. Menetelmää voidaan käyttää myös tasavahvalle paalulaatalle. Mikäli tarkempia menetelmiä ei käytetä, leveydeksi  $b$  voidaan otaksua:

$$\text{käyttörajatilassa: } b_{sls} = D + d \cdot 1,6 \quad (5.24)$$

$$\text{murtorajatilassa: } b_{uls} = D + d \cdot 2,0 \quad (5.25)$$

missä

D Pyöreän pilarin tai laakerin halkaisija. Suorakaiteen muotoisen pilarin tapauksessa voidaan käyttää pilarin sivumittaa tarkasteltavassa suunnassa.

d kansilaatan tehollinen korkeus pituussuunnassa

Edellä esitetyt leveyden kaavat ovat voimassa kun:

- Elementtijako kansilaatassa on pilarin ympäristössä on enintään  $d/3$  ja muualla enintään  $d$
- Laattasillassa jännemitta  $j_m$  on välillä  $8 \leq j_m \leq 20$  m
- Paalulaatassa jännemitta  $j_m$  täyttää ehdon  $j_m/D \geq 6$
- Laskennassa käytettävän pilarin halkaisijan  $D$  ja laatan tarkasteltavan suunnan tehollisen korkeuden  $d$  suhde on välillä  $0,7 \leq D/d \leq 1,7$ .

Kohdan 5.3 tukimomentinpyöristystä ei käytetä edellä esitetyn kaavan kanssa samanaikaisesti.

Leveys  $b$  voi olla korkeintaan 75 % sillan poikittaisessa suunnassa olevasta pilarijaosta.

Laattarakenteiden mitoitusmomenteissa tulee huomioida vääntömomentin  $M_{xy}$  vaikutukset yleisesti hyväksytyillä menetelmillä.

Edellä esitettyä menetelmää ei voida käyttää kun pilarin sivumittojen suhde on suurempi kuin 1,5.

Edellä mainitulla kaistalla (kaistoilla) kannetaan 60–85 % kokonaismomentista.

## 6 Murtorajatila

### 6.1 Taivutus ja normaalivoima

Betonipoikkileikkauksessa tarvittavan taivutuskapasiteetin edellyttämä veto-raudoitusmäärä ei saa ylittää tasapainoraidoitettun poikkileikkauksen taivutusveto-raudoitusmäärää, eli poikkileikkauksen murtumistavan tulee olla sitkeä.

Tässä esitettyä sitkeysvaatimuksen tarkastamismenetelmää käytetään standardin EN 1992-2 kohdassa 6.1 esitettyjen menetelmien (lausekkeet 108–110) sijaan.

Teräsbetonirakenteen voidaan otaksua olevan sitkeä, kun raudoitus myötää ( $\epsilon_{yk} \geq f_{yk}/E_s$ ) ennen kuin puristetun reunan betoni saavuttaa murtopuristuman arvon  $\epsilon_{cu2}$  (3.5 ‰) tai poikkileikkauksen painopisteessä oleva betoni saavuttaa arvon  $\epsilon_{c2}$  (2.0 ‰).

Jännebetonirakenteen toiminnan voidaan otaksua olevan sitkeä, jos jokin seuraavista ehdoista täyttyy. Alla olevissa ehdoissa betonin murtopuristumalla tarkoitetaan edellä esitettyjä tapauksia.

- 1) Jänneeräs myötää ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Jänneeräksen myötäämiseksi katsotaan venymän  $\epsilon_{pd} = f_{pd}/E_p$  saavuttaminen. Voidaan käyttää esimerkiksi välituella yläpinnassa ja kentässä alapinnassa.
- 2) Vedetyn pinnan betoniraudoituksen venymä saavuttaa arvon 5 ‰ ja/tai jänneraudoitukseen muodostuu 3 ‰ lisävenymä ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Voidaan käyttää esimerkiksi tuki- ja kenttäalueen välillä olevalla alueella.
- 3) Rakennesysteemin muodonmuutokset murron kehittyessä eivät vaadi tutkittavan poikkileikkauksen myötäämistä missään kuormitus-tapauksessa. Voidaan käyttää esimerkiksi päätytuellisessa sillassa: jäykästi päällysrakenteeseen liittyvät paalut myötäävät sillan päädyssä ennen pääkannattimen myötäämistä.
- 4)  $M_{pl,Rd} \geq 1.5 \cdot M_{Ed}$  Tässä tapauksessa ei vaadita raudoituksen tai jänneerästen myötäämistä ennen betonin murtopuristuman arvon saavuttamista.

Tapauksissa 1 ja 2 poikkileikkauksen taivutuskestävyys  $M_{pl,Rd,max}$  tasapainoraidoitettussa tapauksessa (kohdan 6.3 yhteisvaikutusehtoa varten) saadaan kasvattamalla raudoituksen määrää, kunnes saavutetaan tasapainoraidoitettu tilanne, jolla ehto 1 tai 2 vielä täyttyy.

Tapauksissa 3 ja 4 poikkileikkauksen taivutuskestävyys  $M_{pl,Rd} = M_{pl,Rd,max}$  saadaan tilanteesta, jossa betoni saavuttaa enintään murtopuristuman arvon valitulla raudoituksella (kohdan 6.3 yhteisvaikutusehtoa varten).

Jänneraudoituksen myötötilanteen tarkastelussa sijainniltaan ja venymältään erilaiset jänneeräspunokset voidaan korvata niitä edustavalla resaltoivalla jänneraudoituksella.

Betonin vetolujuutta ei hyödynnetä taivutusmitoituksessa.

Puristetun rakenneosan keskimääräinen puristuma ei saa ylittää arvoa  $\epsilon_{c2}$  tai  $\epsilon_{c3}$  käytettäessä bi-lineaarista yhteyttä.

## 6.2 Leikkaus (RakMK B4 2005)

Tuen reunasta etäisyyden  $d$  päässä laskettua leikkausvoiman arvoa voidaan pitää leikkausvoiman mitoittavana arvona tapauksissa, joissa pääosa palkin kuormasta on palkin koko pituudelle jakautunutta kuormaa. Välillisen tuennan ollessa kyseessä, leikkausvoiman mitoittavana arvona pidetään välillisen tuen reunassa vaikuttavaa arvoa, ks. kappale 9.2.1. Rakenteissa, joissa lähellä tukea sijaitseva pistekuorma on vallitseva leikkausvoiman suuruuteen nähden, tarkastellaan leikkauskestävyyden yläraja  $V_{u,max}$  tukilinjalta asti.

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_1)f_{ctd}b_wd \quad (6.1)$$

missä

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d \geq 0,8 \quad , \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$f_{ctd}$  laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys on

$$V_u = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c} \quad (6.2)$$

missä

$$V_{Rd,c} = 0,50 \cdot b_w d f_{ctd}$$

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$s$  on leikkausraudoituksen jakoväli tarkasteltavassa suunnassa

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja pituusakselin välinen kaltevuuskulma, joka on pystyhaalla  $90^\circ$ . Kulman on oltava vähintään  $45^\circ$ .

Leikkauskestävyyden yläraja on

$$V_{u,max} = 0,25b_w d f_{cd} , \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3 \quad (6.3)$$

$f_{cd}$  laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Jos rakenteeseen vaikuttaa palkin pituusakselin suuntainen puristava normaalivoima  $N_d$ , saadaan termiä  $V_c$  suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (6.4)$$

missä

$M_d$  on tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä taivutusmomentti vastaavalla kuormitustapauksella.

$M_0$  on nollavenymämomentti, joka yhdessä normaalivoiman  $N_d$  kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan siinä reunassa johon kuormitus  $M_d$  aiheuttaa vetoa.

Jos rakenteeseen kohdistuu palkin pituusakselin suuntaista vetoa, otaksutaan termi  $V_c$  nollassi, ellei tarkemmilla menetelmillä toisin osoiteta.

Tuen lähellä betonin leikkauskestävyyttä  $V_c$  voidaan suurentaa kertoimella

$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d,red}} \leq 2 \quad (6.5)$$

missä

$V_{d,red}$  on leikkausvoima, jota laskettaessa enintään  $2d$  päässä tukilinjasta sijaitsevat kuormat on kerrottu luvulla  $a/2d$ , missä  $a$  on kuorman etäisyys tukilinjasta.

### 6.2.1 Lisävetovoima

Leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima pääraudoitukselle on

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.6)$$

missä

$k_a = 1,5$  leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

$k_a = 1,0$  leikkausraudoitetuissa rakenteissa.

Leikkausraudoitetuilla rakenteilla kertoimen  $k_a$  suuruus voidaan laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (6.7)$$

Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määrävissä leikkauksissa esiintyviä arvoja suuremmiksi.

Lisävetovoima voidaan huomioida myös momenttipinnan siirtoperiaatteella. Siirron  $a$  suuruus on  $k_a d$ . Lisävetovoima on ankkuroitava vetovoimapinnan ulkopuolelle.

Tuella alapinnan raudoituksella ankkuroitava lisävetovoima on vähintään

$$\Delta F_{td} = k_a V_d \quad (6.8)$$

Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen. Jännitetyissä palkeissa, joissa jänneet nostetaan päätytuella ylös, on järjestettävä vastaava raudoitus palkin alapintaan. Jänneraudoituksen se osa, joka ankkuroidaan palkin päässä palkin korkeuden neljäsosan alueelle alareunasta lukien, voidaan ottaa huomioon tässä tarkastelussa.

### 6.2.2 Laipan irtileikkaantumisen raudoitus

Kun laippa on puristettu, on laipan irtileikkaantumisen vetovoima

$$V_{df} = \frac{V_d A_{cf}}{z A_{cc}} \quad (6.9)$$

missä

$V_d$  on laattapalkin leikkausvoima

$z$  on laattapalkin sisäinen momenttivarsi murtorajatilassa

$\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$  on yhden laipan puristetun pinta-alan osuus koko puristusvyöhykkeen pinta-alasta käyttäen laskennassa laippojen toimivaa leveyttä.

Kun laippa on vedetty, korvataan termi  $\frac{A_{cf}}{A_{cc}}$  termillä  $\frac{N_{sf}}{N_s}$ , missä  $\frac{N_{sf}}{N_s}$  on yhden laipan alueella olevan raudoituksen osuus koko toimivalla leveydellä sijaitsevasta veto-raudoituksesta. Mikäli raudoite on pääosin keskitetty uumaan, on erikseen tarkistettava poikittainen halkeamaleveys käyttörajatilassa.

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoituksen kokonaismäärä pituusyksikköä kohti on

$$A_{sf} = \frac{V_{df}}{f_{yd} \cot \beta_f} \quad (6.10)$$

puristuslaipoissa  $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 2,0$

vetolaipoissa  $1,0 \leq \cot \beta_f \leq 1,25$

Vetovoima ei edellytä poikittaisraudoitusta mikäli seuraava ehto toteutuu

$$V_{df} \leq 0,4 f_{ctd} h \quad (6.11)$$

Vetovoiman edellyttämä poikittaisraudoitus jaetaan tasan molempiin laipan pintoihin.

Laipan irtileikkaantumiskestävyyden yläraja on

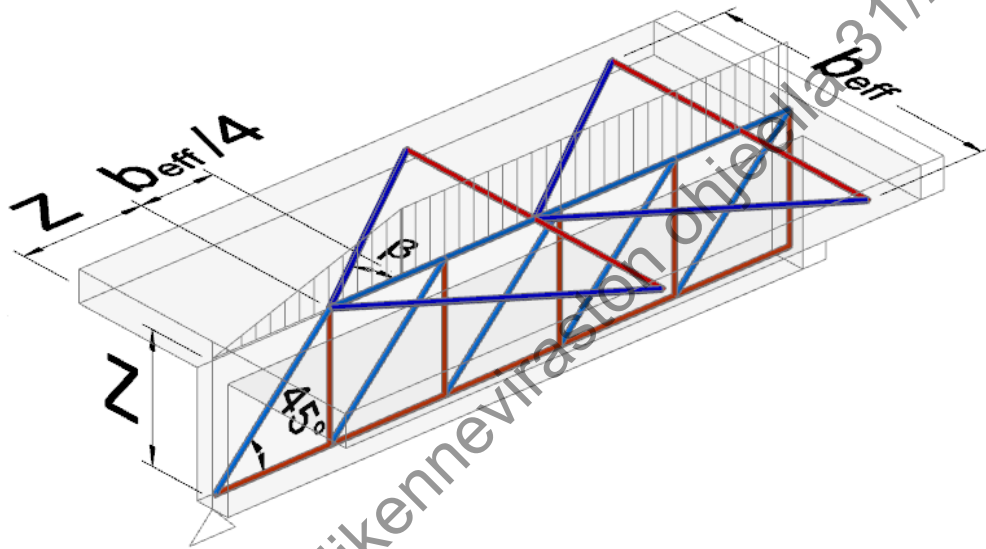
$$V_{df, \max} = h_f f_{cd} \sin \beta_f \cos \beta_f \quad (6.12)$$

missä

$h_f$  on laipan paksuus, josta on vähennetty poikittaisen taivutuksen edellyttämä puristuspinnan korkeus  $y$  murtorajatilassa ( $h_f = h - y$ ).

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Tuella (myös välituella) vetovoima on nolla ja kasvaa lineaarisesti täyteen arvoon matkalla  $z + b_{eff}/4$ , missä  $b_{eff}$  on laattapalkin toimiva leveys. Vetovoiman vaatima raudituksen kokonaismäärä voidaan jakaa tasan korkeintaan  $3 b_{eff,i}$  pituisella matkalla.



Kuva 6.1 Irtileikkaantumisvoiman kehittyminen ja ristikkoanalogia tukialueella

Laipan yhden pinnan raudituksen määrä palkin sivupintojen tasossa on suurin seuraavista:

- Puolet irtileikkaantumisraudoituksen kokonaismäärästä
- Laipan taivutuksen edellyttämä rauditus + neljäsosa irtileikkaantumisraudoituksen kokonaismäärästä
- Palkin vääntömitoituksen edellyttämä rauditus
- Vähimmäisraudoitus kohdan 9.1 mukaisesti

Kuvan 8.3 koukuin ankkuroituja hakaraudoituksia voidaan käyttää, kun vääntömitoituksen edellyttämä vetovoima voi ankkuroitua poikittaisella raudituksella palkin sivupintojen ulkopuolelle. Tämä raudite tehdään jatkamattomilla rauditetangoilla mikä sidotaan hakaraudoitukseen (sama rauditejako). Hakaraudoitukselle edellytettyjen koukkujen vaatimukset on esitetty kohdassa 8.5

### 6.2.3 Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys

Eri aikaan valettujen rakenneosien rajapinnan leikkauslujuuden mitoitusarvo on

$$v_{Rdi} = cf_{cd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v_{fd} \quad (6.13)$$

missä

- $\rho$  on rajapinnan eri puolille riittävästi ankkuroitu rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla.
- $\sigma_n$  on rajapintaan kohdistuva puristusjännitys.
- $\alpha$  on rajapinnan tason ja vaarujen välinen kulma.  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .
- $v$  on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad f_{ck} \text{ [MPa]} \quad (6.14)$$

Työsaumassa on oltava leikkausraudoitus, jonka osuus tarvittavasta leikkauslujuudesta  $v_{Ed}$  tulee olla vähintään puolet.

$$\rho_{\min} = \frac{0,5v_{Ed}}{f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (6.15)$$

Kun  $\sigma_n$  on vetoa, käytetään termille  $f_{ctd}$  arvoa 0 MPa. Dynaamisissa ja väsytystarkasteleissa  $f_{ctd} = 0$  MPa.

Rajapintojen luokittelu:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muov- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten:  $c = 0,10$  ja  $\mu = 0,5$ .
- Sileä: liukuvalettu pinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta:  $c = 0,20$  ja  $\mu = 0,6$ .
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urittamalla, ruiskuttamalla pinta pesubetoniksi tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava karheus:  $c = 0,40$  ja  $\mu = 0,7$ .
- pinta, jossa on EN 1992-1-1 kuvan 6.9 mukainen hammastus:  $c = 0,50$  ja  $\mu = 0,9$ .

## 6.3 Vääntö (RakMK B4 2005)

Vääntömitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

Betonin vääntökestävyys on

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{tr} \quad (6.16)$$

missä

- $W_{tr}$  on poikkileikkauksen kimmainen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus.

Siltojen kannatinrakenteissa, joita kuormittaa liikennekuorma (väsytytkuormitettu rakenne), betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nolllaksi.

Vääntöraudoituksen vääntökestävyys on

$$T_s = 2A_{ef} f_{yd} \sqrt{\frac{A_{st}}{s} \frac{A_{sl}}{u_{ef}}} \quad (6.17)$$

Vääntökestävyyden laskennassa mukana olevan raudituksen on täytettävä seuraava ehto

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{st}s}{A_{st}u_{ef}} \leq 3 \quad (6.18)$$

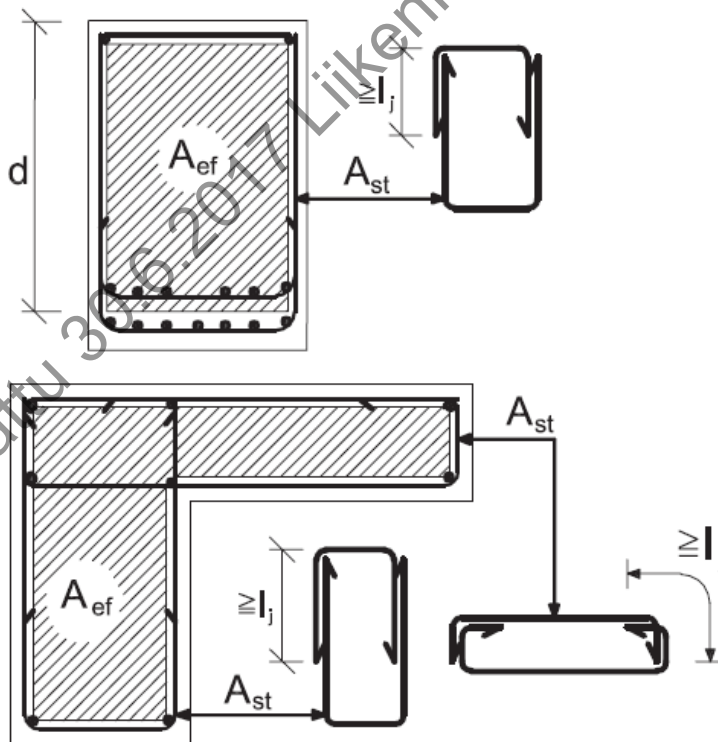
Tarvittava vääntöraudoitus voidaan esittää myös seuraavien kaavojen muodossa

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_d}{2A_{ef} f_{yd} \cot \theta} \text{ [m}^2\text{/m]} \quad (6.19)$$

$$A_{sl} = \frac{T_d u_{ef}}{2A_{ef} f_{yd}} \cot \theta \quad [\text{m}^2]$$

$$\frac{1}{3} \leq \cot \theta \leq 3$$

$A_{ef}$  ja  $u_{ef}$  ovat pitkittäistankojen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion pinta-ala ja piiri kuvan 6.2 mukaisesti.



Kuva 6.2 Vääntöraudoitukset

Betonin puristusjännityksen resultanttia ei saa hyödyntää väännön pituussuuntaista raudoitusta vähentävänä tekijänä.

Pinta-alaan  $A_{ef}$  lasketaan tavanomaisissa laattapalkeissa vain poikkileikkauksen palkkiosa ilman kansilaattaa.

Väännön edellyttämä pitkittäinen raudoitus jaetaan tasaisesti pitkin vääntökuormitetun poikkileikkauksen pintoja. Väännön edellyttämä hakaraudoitus muodostetaan lähelle poikkileikkauksen pintoja sijoitettavista pystyhaioista. Vääntöhakoina käytetään umpihakoja tai kuvan 8.3 mukaisia hakoja ko. kohdassa esitetyn vaatimuksin.

Vääntökestävyyden yläraja on:

$$T_{u\max} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (6.20)$$

Mikäli jännitetyllä ja massiivisella poikkileikkauksella ehto  $0,1f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}$  toteutuu, voidaan vääntökestävyyden ylärajana käyttää:

$$T_{u\max} = 0,30 f_{cd} W_{tr} \quad (6.21)$$

missä

$W_{tr}$  on vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus

$$2A_{ef}h_{ef}$$

$h_{ef}$  on kotelon paksuus, joksi otaksutaan 30 % pinta-alan  $A_{ef}$  sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä, kuitenkin enintään kotelopoikkileikkauksen pienin seinämäpaksuus

### 6.3.1 Yhdistetyt rasitukset

Leikkausvoiman ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_d}{T_{u\max}} + \frac{V_d}{V_{u\max}} \leq 1 \quad (6.22)$$

Leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksen tarkastelussa voidaan vääntömomentille käyttää etäisyydellä  $d$  tuelta olevaa arvoa.

Taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksen osalta on täytettävä ehto

$$\frac{T_d}{T_{u\max}} + \frac{M_d}{M_{pl,Rd,\max}} \leq 1 \quad (6.23)$$

joissa  $M_{pl,Rd,\max}$  on rakenneosan taivutuskestävyys tasapainoraudoitettuna.

## 6.4 Lävistys (RakMK B4 2005)

Lävistysmitoituksessa käytetään betonin lujuudelle korkeintaan lujuusluokkaa C50/60

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys on

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd} \quad (6.24)$$

missä

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \quad (\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$k = 0,8 \quad (\rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8\% \quad \text{teräsmäärään lasketaan taivutuksesta vedetyn puolen rauditus}$$

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

e on lävistysvoiman epäkeskisyyden leikkautuvan alueen painopisteestä

$A_u$  on tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala

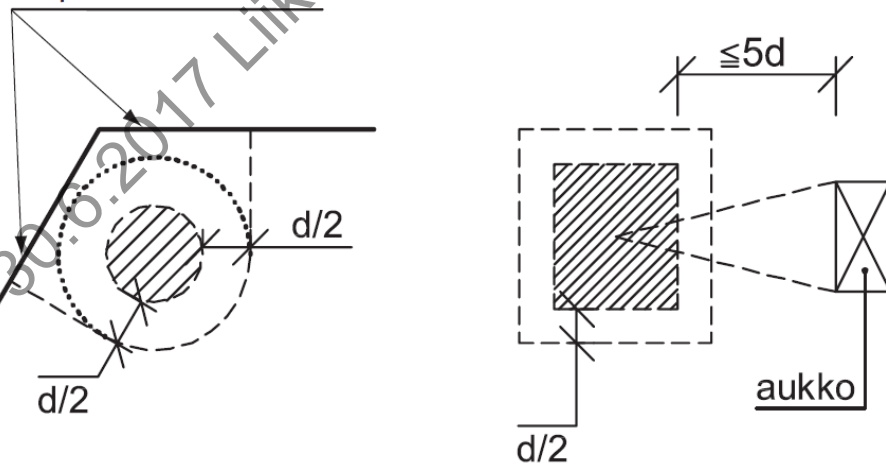
$u$  on pienempi seuraavista:

a) Tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  oleva piiri

b) Piiri, joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla (kuva 6.3).

Jos laatussa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä  $5d$ , ei piiriin  $u$  lasketa niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin (kuva 6.3).

vapaa reuna



Kuva 6.3 Laatan lävistys

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys on

$$V_u = 0,25V_c + V_S \leq 2 V_c \quad (6.25)$$

jossa hakojen vaikutus otetaan huomioon kaavalla

$$V_S = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha \quad (6.26)$$

$f_{yd}$  on korkeintaan 300 MPa

$\alpha$  on raudoituksen ja laatan tason välinen kulman, joka on oltava vähintään  $30^\circ$ .

Leikkausraudoitukseen  $A_{sv}$  saa laskea raudoituksen alueella tuen reunasta etäisyydelle  $1,5 d$  tuen reunasta.

## 6.5 Mitoitus ristikkomenetelmänä (strut and tie model)

Puristussauvan, johon ei vaikuta poikittaista vetojännitystä, puristuskestävyys on  $\sigma_{Rd,max}=f_{cd}$ .

Halkeilleen betonin puristussauvan tai puristussauvan, johon kohdistuu poikittaista vetoa, puristuskestävyys on  $\sigma_{Rd,max}=0,6(1-f_{ck}/250)f_{cd}$ .

## 6.7 Paikallinen puristus

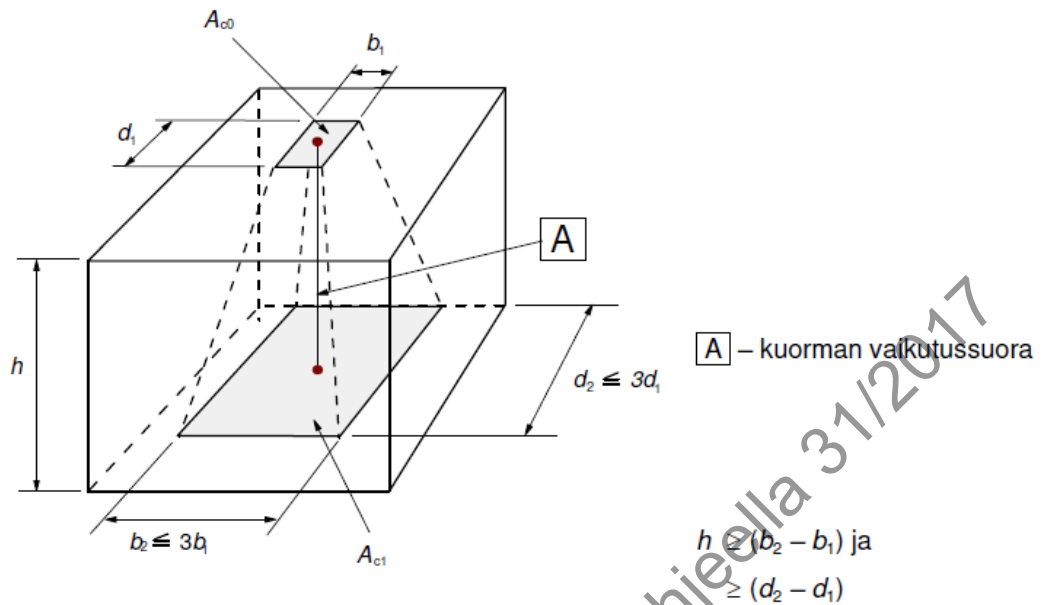
Paikallinen puristuskestävyys on

$$F_{Rdu} = A_{co} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 A_{co} f_{cd} \quad (6.27)$$

Jakautumisalueen  $A_{c1}$  on täytettävä seuraavat ehdot

- On yhdenmuotoinen kuormitusalueen  $A_{co}$  kanssa
- Jakautumisalueen  $A_{c1}$  keskipiste on kuorman resultantin vaikutussuoralla, joka kulkee kuormitusalueen  $A_{co}$  keskipisteen kautta.
- Eri jakautumisalueet eivät saa limittyä keskenään.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017



Kuva 6.4 Paikallinen puristus

Kun halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei ole, on paikallinen puristuskestävyys

$$F_{Rdu} = 0,6(1 - f_{ck}/250)f_{cd}A_{c0} \quad (6.28)$$

## 6.8 Väsyminen

Rakenneosan väsytykskestävyys on osoitettava, kun siihen kohdistuu merkittäviä säännöllisiä kuormitusjaksoja. Leikkausraudoitteen ja leikkauksessa käsiteltävän puristusdiagonaalin väsytykskestävyyttä ei tarvitse tarkastaa kun leikkausmitoitus on tehty kohdan 6.2 mukaisesti.

Väsytystarkasteluja ei vaadita seuraavissa tilanteissa ja rakenneosissa:

- Kevyen liikenteen sillat, jotka eivät ole herkkiä tuulen- tai kevyen liikenteen herätteille
- Perustukset
- Alusrakenteet, joita ei ole jäykästi kiinnitetty päällysrakenteeseen
- Tukimuurit
- Raudoitus alueilla, jotka säilyvät puristettuina tavallisella kuormitusyhdistelyllä
- Liikenteen luokissa 3 ja 4 ei tarvitse tehdä väsymismitoitusta. Liikenteen luokissa 1 ja 2 tehdään väsymismitoitus asianomaisen viranomaisen hankekohtaisesti niin määrätessä. Liikenteen luokat on esitetty standardin EN 1991-2 kansallisessa liitteessä (taulukko 4.5(FI))
- Ajoneuvoliikenteen siltojen tarkasteltavat pääkannattimen poikkileikkaukset, joissa kuormakaavion LM1 aiheuttamat voimasuureet muodostuvat merkittävästi vähintään kahdelta samanaikaiselta kuormakaistalta.

Raudoituksen väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

- 1) Taivutusraudoituksen jännitys on korkeintaan 300 MPa ominaisyhdistelyllä
- 2) Ajoneuvoliikenteen siltojen raudoituksen jännitysvaihteluväli kuormakaaviosta FLM1 on korkeintaan 180 MPa.
- 3) Väsytyksmitoitus suoritetaan ekvivalentilla jännitysvaihteluvälillä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\Delta\sigma_{s,eqv}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}\gamma_{F,fat}} \quad (6.29)$$

missä

$$\gamma_{s,fat} \geq 1,15$$

$$\gamma_{F,fat} = 1$$

$\Delta\sigma_{s,eqv}(N^*)$  on SFS-EN 1992-2 liitteen NN mukainen ekvivalentti jännitysvaihteluväli.

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  on väsytykestävyys jännitysjaksojen määrälle  $N^*$ .

Mitoituksessa käytetään SFS-EN 1992-1-1 taulukoita 6.3N ja 6.4N. Taulukon mukaisesti raudoitteelle käytetään arvoja  $k_1=5$ ,  $k_2=9$  ja  $\Delta\sigma_{Rsk} = 162.5$  MPa.

- 4) Väsytyksmitoitus suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.30)$$

missä

$n(\Delta\sigma_i)$  on jännitysvaihteluvälin  $\Delta\sigma_i$  toteutumiskertojen lukumäärä

$N(\Delta\sigma_i)$  on jännitysvaihteluväliä  $\Delta\sigma_i$  vastaava S-N käyrän jännitysvaihteluiden lukumäärä kyseisen raudoitteen standardin mukaisesti.

Palmgren-Minerin säännöllä tarkasteltaessa käytetään raudoitteen väsymisominaisuuksille SFS-EN 1992-1-1 taulukoiden 6.3N ja 6.4N arvoja kuten edellä on esitetty.

Betonin väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli jokin seuraavista ehdoista toteutuu

- 1) Toteutetaan alla olevat epäyhtälöt

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.31)$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 & , f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 & , f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.32)$$

missä

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_o) f_{cd} \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$\beta_{cc}(t_o)$  on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensi kertaa (ks. EN 1992-1-1 kohta 3.1.2 (6))

$\sigma_{c,max}$  on suurimman puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä

$\sigma_{c,min}$  on pienimmän puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä. Vedolle  $\sigma_{c,min} = 0$ .

2) Rautatiesilloilla voidaan suorittaa betonin väsytsimitoitus EN 1992-2 liitteen NN mukaisesti. Liite NN antaa mahdollisesti epävarmalla puolella olevia arvoja jatkuvien rakenteiden reunakentillä, kun reunajänteen jännemitta on pienempi kuin 12 m. Näissä tapauksissa liitettä NN ei saa käyttää.

3) Väsytsimitoitus suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä, jolloin seuraavan ehdon tulee toteutua

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.33)$$

missä

$$N_i = 10^{\left( 14 \frac{1 - \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}}{1 - \frac{\sigma_{cd,min,i}}{\sigma_{cd,max,i}}} \right)}$$

$\sigma_{c,max,i}$  on jakson puristusjännityksen ylempi arvo

$\sigma_{c,min,i}$  on jakson puristusjännityksen alempi arvo. Vedolle  $\sigma_{c,min,i} = 0$ .

Jännityksien laskettaessa kimmokertoimien suhteeksi voidaan otaksua  $E_s/E_c = 10$ . Raudoituksen jännityksiä laskettaessa voidaan käyttää myös kimmokertoimia  $E_s$  ja  $E_{cm}$ .

## 7 Käyttörajatila

### 7.1 Yleistä

Betonipoikkileikkaus voidaan otaksua halkeilemattomaksi muodonmuutoksia laskettaessa.

Siltojen betonirakenteiden vähimmäisvaatimukset ovat kohdan 4.1 mukaisia.

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt tehdään ohjeen Siltojen kuormat ja suunnittelu-  
perusteet –NCCI 1 mukaisesti.

### 7.2 Jännitysten rajoittaminen

Betonipoikkileikkauksen suurin sallittu puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmällä on enintään  $0,6 f_{ck}$ . Epälineaarinen viruma on otettava huomioon, jos betonin jännitys ylittää pitkäaikaisyhdistelmällä arvon  $0,45 f_{ck}$ .

Raudoituksen vetojännitys ei saa ominaisyhdistelmällä ylittää arvoa  $0,8 f_{yk}$ . Kun ominaisyhdistelmässä on mukana mahdolliset pakkovoimat, voidaan jännitysrajana käyttää arvoa  $1,0 f_{yk}$ .

Rajoituksia jännityksille on esitetty myös kohdissa 5.10. ja 7.3.

### 7.3 Halkeilun rajoittaminen

#### 7.3.1 Yleisiä tarkasteluja

Halkeilun rajoittamisen osalta siltojen rakenteet suunnitellaan siten, että ne täyttävät käyttötilassa taulukossa 7.1 annetut arvot.

Mitoituksessa käytetään tämän ohjeen kohdan 4.2. mukaisia rakenneosien suunnittelukäyttöiä ja rasitusluokkaryhmiä. Sallittu halkeamaleveys määritellään mitoittavimman vaikutuksen antavan rasitusluokan suhteen. Rasitusluokat XF eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen.

Taulukko 7.1 Laskennallisen halkeamaleveysrajan  $w_{max}$  suositusarvot ja vetojännityksettömän tilan vaatimukset 100 vuoden käyttöiälle ja niihin liittyvät yhdistelysäännöt

Rasitusluokka <sup>a</sup>	SARAKE 1 Raudoitettut ja tartunnattomilla jänteillä jännitetyt rakenneosat		SARAKE 2 Tartunnallisilla jänteillä <sup>b</sup> jännitetyt rakenneosat	
	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely
X0, XC1	-	0,3 <sup>c</sup>	-	0,2
XD1 <sup>d</sup> , XC2, XC3, XC4, XS1 <sup>d</sup>	0,2	0,15	0,07	Vetojännityksetön tila
XD2, XD3, XS2, XS3 <sup>d</sup>	0,15	0,1	Vetojännityksetön tila	Vetojännityksetön tila

<sup>a</sup> Rasitusluokat rakenneosittain ovat määritetty kohdassa 4.2  
<sup>b</sup> Tähän luokkaan kuuluvat suojaputkeen injektoiduilla jänteillä varustetut rakenteet.  
<sup>c</sup> Rasitusluokissa X0 ja XC1 halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja tämä raja on asetettu hyväksyttävän ulkonäön takaamiseksi.  
<sup>d</sup> Kloridirasitukset eivät aseta vaatimuksia rakenteen halkeilun suhteen, mikäli kloridirasitetut pinnat on suojattu kohdan 4.3 mukaisesti.

HUOM. Taulukon halkeamaleveysrajan saa korottaa luvulla  $c/c_{min,dur} \leq 1,4$

Vetojännityksetön tila edellyttää, että betonissa ei saa esiintyä vetojännityksiä rakenteen jänteiden puoleisessa pinnassa (yleensä kentässä alapinnassa ja tuella yläpinnassa) kun etäisyys jänteen teoreettisesta keskipisteestä betonipintaan on alle 300 mm. Lisäksi vetojännitystä ei saa ilmetä kentässä matkalla 0,2·l jänteen alimmas-  
 ta pisteestä suuntaansa ja tuella matkalla 0,2·l suuntaansa (tässä l on jännemitta).

Jännitetyn rakenteen raudoitukselle, joka on ”vetojännityksetön tila” vaatimuksen ulkopuolella, käytetään taulukon 7.1 sarakkeen 1 halkeamaleveysvaatimuksia.

Rakenne otaksutaan haljenneeksi, vaikka sen laskennallinen halkeilukestävyys ei ylityisikään.

Sillan suuntaan nähden poikittaisessa taivutuksessa laattapalkin laipassa käytetään halkeamaleveyden raja-arvoina taulukon 7.1 sarakkeessa 2 annettuja arvoja, kun jänteet sijaitsevat tarkasteltavassa laipassa. Sillan pituussuuntaisten jänteiden sijaitessa palkissa voidaan poikittaisen taivutuksen halkeamaleveyden raja-arvoina käyttää sarakkeen 1 arvoja. Laattapalkin laipassa poikittaisen taivutuksen halkeamaleveyden mitoitus voidaan tehdä käyttäen raudoituksena koko poikittaisen raudoituksen määrää.

50 vuoden käyttöikää vastaava halkeamaleveysrajan suositusarvo saadaan jakamalla taulukon 7.1 arvot luvulla 0,7. Ylimmän rivin arvot (X0, XC1) ovat samoja käyttöiästä riippumatta.

Betonipeitteen sallitut mittapoikkeamat on annettu tämän ohjeen kappaleessa 4.4.1.3.

### 7.3.3 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys  $w_k$  lasketaan kaavasta:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.1)$$

missä

$$s_{r,\max} = 3,4c + k_1 k_2 0,425 \phi_{eq} / \rho_{p,\text{eff}}$$

$$\phi_{eq} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i}$$

missä

$c$  on vetoraidoituksen betonipeite. Betonipeite on uloimman halkeitua rajoittavan raudoitekerroksen mukainen, ks. kappale 4.4.1.

$k_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon lähinnä betonipintaa olevien tangojen tartuntaominaisuudet:

= 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta (esim. A500HW)

= 1,6 sileäpintaisilla tangoilla

$k_2$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakama:

= 0,5 taivutukselle

= 1,0 pelkälle vedolle

Epäkeskisen vedon tapauksissa tai paikallisesti käytetään kertoimelle  $k_2$  väliarvoja, jotka voidaan laskea seuraavan suhteen avulla:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \geq 0,5$$

missä  $\varepsilon_1$  on tarkasteltavan poikkileikkauksen reunalla vallitseva suurempi venymä ja  $\varepsilon_2$  pienempi venymä halkeilleen poikkileikkauksen perusteella määritettynä.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,\text{eff}}} \left( 1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,\text{eff}} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  on vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen otaksutaan halkeilleen.

$f_{ctm}$  on vetojännityksen alaisen betonialueen  $A_{c,\text{eff}}$  vetolujuus

$E_{cm}$  on betonin kimmokerroin kappaleen 3.1.3 mukaisesti.

$$\rho_{p,\text{eff}} = \frac{A_s + \sqrt{\xi} \frac{\phi_{eq}}{\phi_p} A_p'}{A_{c,\text{eff}}}$$

$A_s$  on halkeilua rajoittavan jännittämättömän raudoituksen määrä

$A_p'$  on jänneraudoituksen pinta-ala  $A_{c,\text{eff}}$  sisällä

$A_{c,\text{eff}}$  on betoniteräksiä tai jänneteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala, kun alueen korkeus on  $h_{c,\text{ef}}$ , missä  $h_{c,\text{ef}} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$ , ks. EN 1992-1-1 kuva 7.1

$k_t$  on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta

= 0,6 lyhytaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

= 0,4 pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)**

Termit  $\xi$  ja  $\phi_p$  ovat esitetty EN 1992-1-1 kappaleessa 6.8.2. Termille  $\xi$  suositellaan käytettävän arvoa 0.

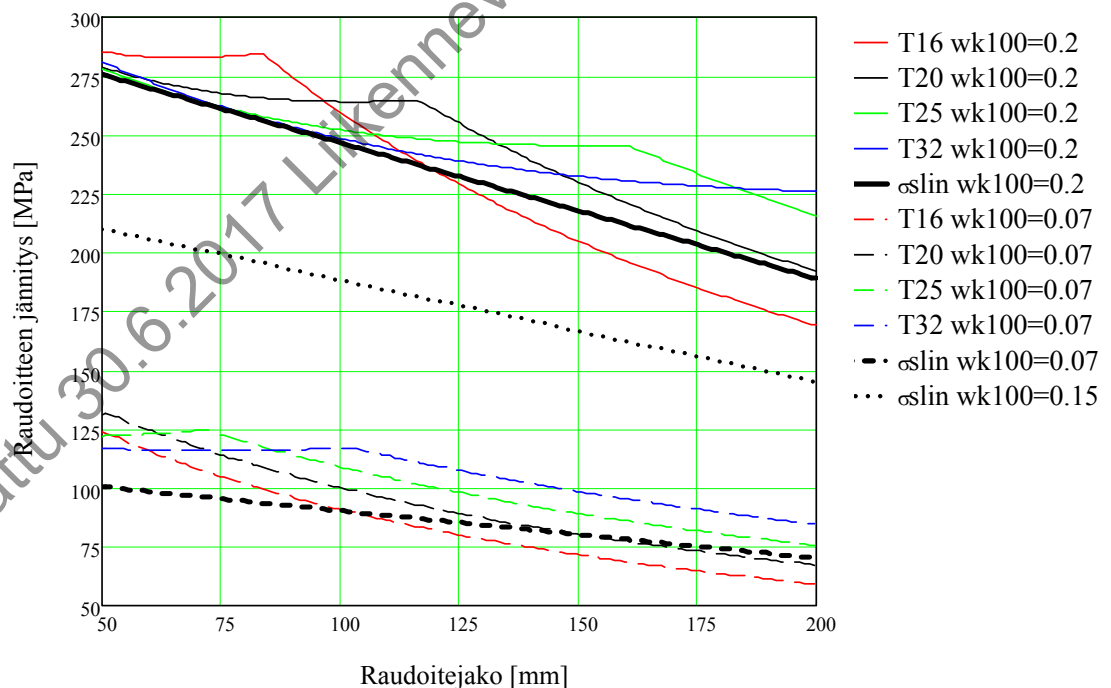
Jännitetyllä rakenteella jänneteräksiä ei suositella huomioitavaksi raudoituksena halkeamaleveyden tarkasteluissa. Jännevoima on mukana poikkileikkauksen tasapainon määrittämisessä, josta saatavalla raudoituksen  $A_s$  jännityksellä  $\sigma_s$  määritetään sitä vastaava halkeamaleveys.

Edeltävässä kaavassa kerroin  $k_t$  huomioi betonin pitkäaikaisvaikutukset. Kuitenkin poikkileikkauksen tasapainoa laskettaessa huomioidaan betonin viruman vaikutus pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä.

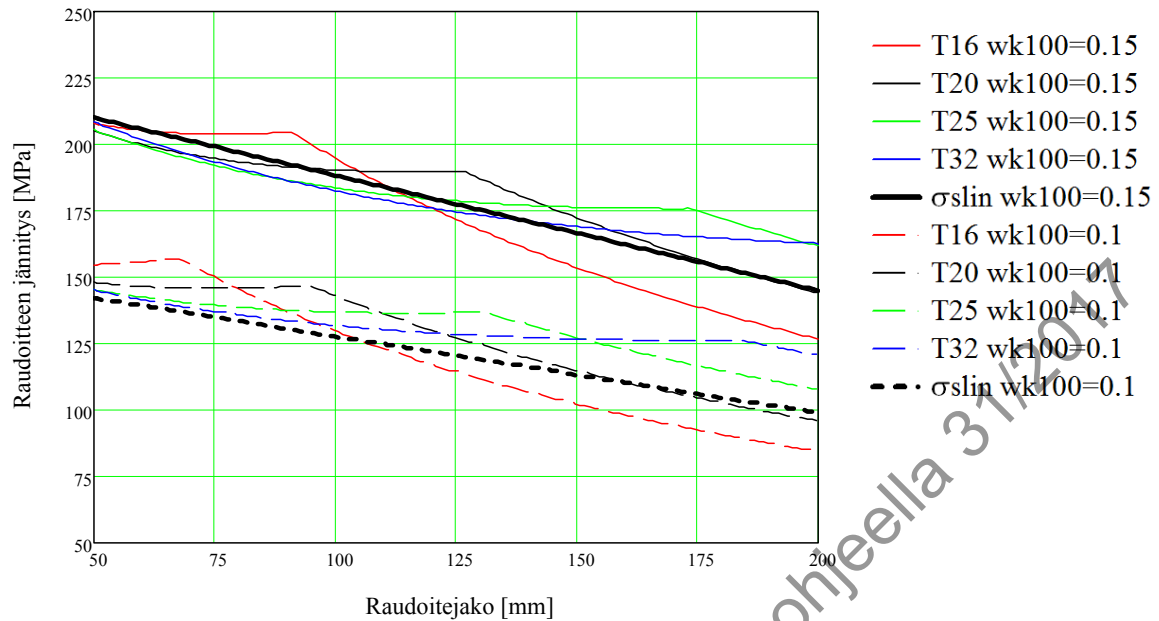
Laskelmissa on esitettävä halkeamaleveyden lisäksi kyseistä halkeamaa vastaava betoniterästen jännitys

### 7.3.4 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Taivutetun rakenteen halkeamaleveyden tarkasteluissa voidaan käyttää seuraavassa esitettyä yksinkertaistettua betoniterästen jännityksiin perustuvaa menettelyä. Kussakin kuvassa on määriteltynä ehdot, jolloin arvoja voi käyttää. Jos jokin otaksutuista arvoista poikkeaa esitetyistä, tulee halkeamaleveys tarkastella kohdan 7.3.3 mukaisesti.



**Kuva 7.1** Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys tavallisella kuormayhdistelmällä. Kuvan otaksumat:  $c_{nom} = 40$  mm,  $c_{dev} = 5$  mm,  $c_{true} \geq 52$  mm,  $c/c_{min,dur} = 1,4$ ,  $k_t = 0,6$ ,  $f_{ctm} \geq 2,9$  MPa (C30/37) ja  $E_c = E_{cm}$



Kuva 7.2 Yhdessä kerroksessa olevalle päällysrakenteen raudoitukselle sallittava jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä. Kuvan otaksumat:  $C_{nom} = 40 \text{ mm}$ ,  $C_{dev} = 5 \text{ mm}$ ,  $C_{true} \geq 52 \text{ mm}$ ,  $c/c_{min,dur} = 1,4$ ,  $k_t = 0,4$ ,  $f_{ctm} \geq 2,9 \text{ MPa}$  (C30/37) ja  $E_c = E_{cm}$

Raudoitetangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys yhdessä kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left( 220 - 10 \frac{w_{k100}}{0,15} - 65 \frac{k_{jako} - 50}{150} \right) \frac{w_{k100}}{0,15} \text{ [MPa]} \quad (7.2)$$

kun  $w_{max} = 0,1 \dots 0,3 \text{ mm}$ ,  $C_{nom} = 40 \text{ mm}$ ,  $C_{dev} = 5 \text{ mm}$ ,  $C_{true} \geq 52 \text{ mm}$ ,  $c/c_{min,dur} = 1,4$  ja  $f_{ctm} \geq 2,9 \text{ MPa}$  (C30/37)

Kaavoissa merkintä  $k_{jako}$  tarkoittaa raudoitejakoa [mm]. Kuvissa 7.1 ja 7.2 sallittu jännitys on esitetty edellä olevan kaavan mukaan. Jos betonipeite  $C_{true}$  on 52 mm sijasta 40 mm, tulee sallittu jännitys kertoa luvulla 0,9, väliarvot voidaan interpoloida. Kuvissa 7.1 ja 7.2 on esitetty myös kappaleen 7.3.3. halkeamatarkasteluilla saatavat tulokset (värilliset käyrät).

Raudoitetangon halkaisijasta riippumaton sallittu jännitys kahdessa kerroksessa olevalle raudoitteelle on:

$$\sigma_{s,lin} = \left( 230 - 10 * \frac{w_{k100}}{0,15} - 55 \frac{k_{jako} - 50}{150} \right) \frac{w_{k100}}{0,15} \text{ [MPa]} \quad (7.3)$$

kun  $w_{max} = 0,1 \dots 0,3 \text{ mm}$ ,  $C_{nom} = 40 \text{ mm}$ ,  $C_{dev} = 5 \text{ mm}$ ,  $C_{true} \geq 40 \text{ mm}$ ,  $c/c_{min,dur} = 1,4$ ,  $f_{ctm} \geq 2,9 \text{ MPa}$  (C30/37) ja raudoitekerrosten painopisteiden välinen etäisyys on 75 mm.

## 7.4 Taipuman rajoittaminen

Päällysrakenteen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykertoimella kerrottuna ( $\psi_1 = 0,75$  ja  $0,4$ ) saa olla enintään  $L/500$ ,  $L$  = Jännevälin pituus.

Ulokkeen taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 tavallisella yhdistelykertoimella kerrottuna ( $\psi_1 = 0,75$  ja  $0,4$ ) saa olla  $L/200$  mutta enintään 20 mm,  $L$  = Ulokkeen pituus.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## 8 Raudoituksen ja jänteiden yksityiskohtien suunnittelu

### 8.2 Tankojen väliset etäisyydet

Tankojen välisten etäisyyksien ja tankojen ryhmitykset tulee olla sellaiset, että betoni voidaan valaa ja tiivistää tyydyttävästi niin, että riittävä tartunta saavutetaan. Rakenne tulee suunnitella siten, että se voidaan betonoida siirtämättä raudoitusta betonoinnin aikana.

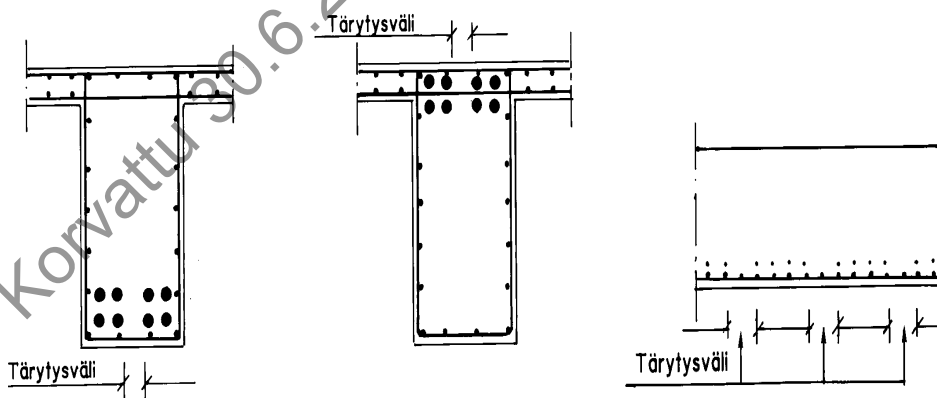
Samansuuntaisten tankojen ja jänteiden vapaan välin tulee kaikkialla, myös jatkosten kohdalla, oltava vähintään suurin arvoista

- kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm
- betoniterästangoilla ja ankkurijänteillä  $\Phi_n$
- tartuntajänteillä  $2\Phi_n$ .

Vierekkäisten limijatkosten kohdalla vierekkäisiin jatkoksiin kuuluvien tankojen vapaan väli on vähintään  $2\emptyset$ .

Sauvatärytintä varten betoniraudoitus ja jänneraudoitus on järjestettävä ryhmittäin ja ryhmien väliin jätettävä riittävät tärytysvälit (kuva 8.1). Sauvatärytintä ja betonointia varten tehtävät aukot on esitetty ohjeessa ”Betoniraudoitteiden suunnittelu, TIEL 2170014”.

Korkeissa tiheästi raudoitetuissa rakenteissa on osoitettava aukot betonointiputkea varten.



Kuva 8.1 Tärytysvälit

Vedenalaisessa betonoinnissa raudoitustankojen vapaavälin tulee olla kaikkialla vähintään 100 mm. Rakenteen yläpinnan raudoitteen suunnittelussa on otettava huomioon betonointikaluston vaatimat valuaukot.

## 8.3 Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat

Tankojen taivutustelan vähimmäishalkaisijalle  $\Phi_{m,min}$  käytetään seuraavia arvoja.

Tangon halkaisija	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
$\Phi \leq 10 \text{ mm}$	4 $\Phi$	24 $\Phi$
$10 < \Phi \leq 20 \text{ mm}$	5 $\Phi$	24 $\Phi$
$\Phi > 20 \text{ mm}$	7 $\Phi$	24 $\Phi$

Käytettäessä taulukon arvoja katsotaan, ettei taivutustelan halkaisija ole liian pieni raudoitteen tai betonin vahingoittumisen kannalta.

## 8.4 Pääraudoituksen ankkurointi

Harjatankojen ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  on

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.1)$$

missä

$$l_{b,rqd} = \left( \frac{\phi_n}{4} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{sd}}{\eta_1 \eta_2 2,25 f_{ctd}} \right)$$

$\sigma_{sd}$  on tangon mitoitusjännitys

$\eta_1 = 1,0$ , hyvät tartuntaolosuhteet  
0,7, muissa tapauksissa

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuus, jonka laskennassa käytetään korkeintaan lujuusluokkaa C50/60.

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi_n}{100} \leq 1$$

Raudoitetangolla on hyvät tartuntaolosuhteet kun jokin seuraavista ehdoista toteutuu:

- Tangon ja vaakasuunnan välinen kulma on vähintään 45-astetta
- Tanko on enintään 250 mm etäisyydellä rakenteen alapinnasta
- Tanko sijaitsee etäämpänä kuin 300 mm rakenteen yläpinnasta, kun rakenteen paksuus on vähintään 600 mm.

$\alpha$ -kertoimet on esitetty EN 1992-1-1 kohdassa 8.4.4. Kertoimelle  $\alpha_1$  suositellaan käytettävän aina arvoa 1,0. Yleensä voidaan käyttää myös muille  $\alpha$ -kertoimille arvoa 1,0.

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo  $l_{b,min}$ :

vedolle:

$$l_{b,min} = \max \left\{ 0,3l_{b,rqd} ; 10\phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.2)$$

puristukselle:

$$l_{b,\min} = \max \left\{ 0,6l_{b,rqd} ; 10\phi_n ; 100 \text{ mm} \right\} \quad (8.3)$$

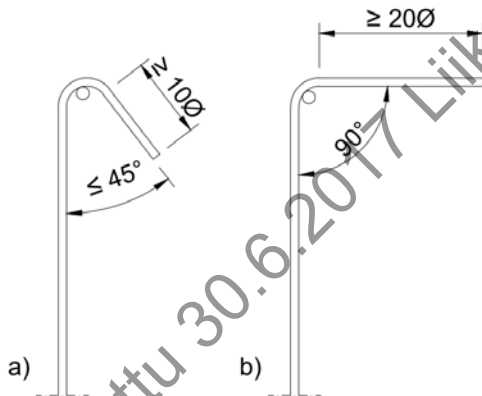
Ankkurointipituus mitataan pitkin tangon keskiviivaa. Ankkurointikestävyyden voidaan otaksua kehittyvän lineaarisesti ankkurointipituuden matkalla.

Mikäli taivutuksen jälkeinen suoran osan pituus on alle  $5\phi_n$ , ei koukun tai taivutuksen osuutta saa hyödyntää ankkuroinnissa. Taivutukset ja koukut eivät paranna puristusvoiman ankkurointia.

Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi otaksutaan 25 % leikkeissä vaikuttavien voimien yhteismäärästä.

## 8.5 Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi

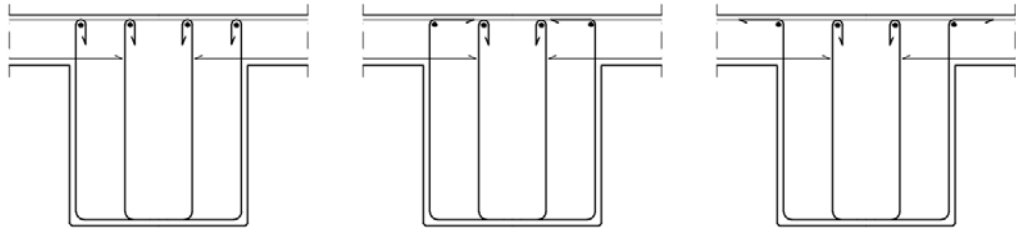
Raudoitetangoilla B500B toteutetun leikkausraudoituksen ankkuroinnin voidaan otaksua olevan riittävä, kun käytetään kuvan 8.2 mukaisia koukkuja. Koukun sisäreunassa on oltava poikittaistanko, jonka halkaisija on vähintään yhtä tankokokoa suurempi kuin ankkuroitava haka.



Kuva 8.2 Hakaraudoituksen ankkurointi

Leikkaushaka pyritään tekemään jatkamatta.

Hakaraudoituksen limijatkospituus määrätään vedetyn raudoituksen mukaan käyttäen kertoimien  $\alpha_1 \dots \alpha_6$  tulona arvoa 1,4. Limijatkokselle voidaan otaksua hyvät tartuntaolosuhteet palkin ala- ja sivupinnoissa (vrt. kaava 8.1). Limijatkettavat raudoitettangot on sidottava sidelangalla toisiinsa jatkoksen päissä.



Kuva 8.3 Laattapalkkirakenteen leikkaus- ja vääntöhaat

Esitettyjä koukkuja voidaan käyttää myös palkin vääntöraudoituksessa kuvan 8.3. mukaisilla rakenteilla, missä vetovoimat ankkuroidaan poikittaisilla tangoilla palkin sivupintojen ulkopuolelle. Muutoin vääntöraudoituksena käytetään limijatkettua umpihakaa.

## 8.7 Limijatkokset ja mekaaniset jatkokset

On vältettävä jatkosten sijoittamista kohtiin, joissa raudoituksen jännitystila on korkea.

Korkeintaan 50 % vedetyistä tangoista voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa. Vierekkäisiä tankoja ei saa jatkaa samassa poikkileikkauksessa.

Puristus- ja jakoraudotus voidaan jatkaa limijatkosin samassa poikkileikkauksessa kunhan jatkosten vapaiden välien vaatimukset täyttyvät.

Jatkospituuden mitoitusarvo  $l_0$  on

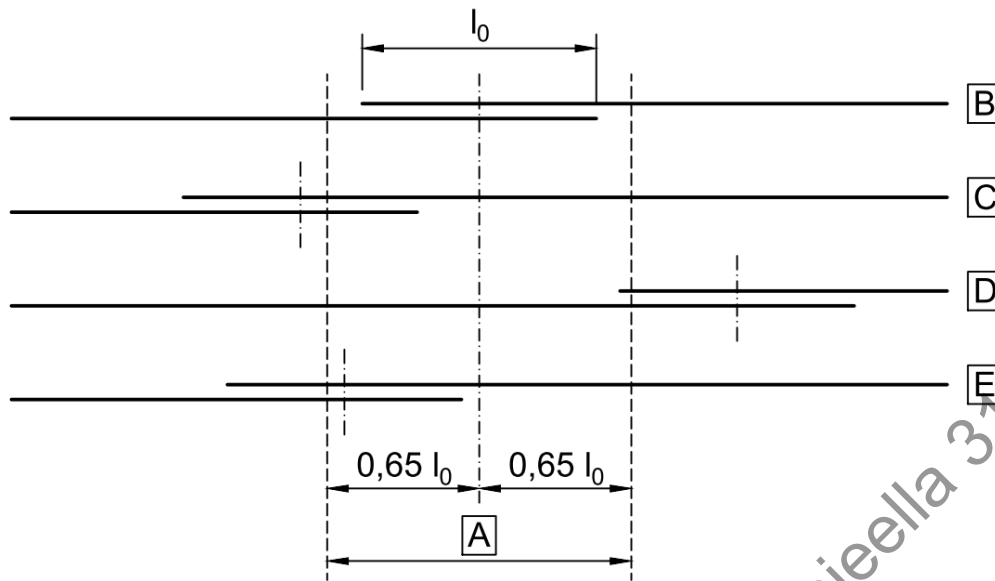
$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \quad (8.4)$$

missä

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} \geq 1$$

$$l_{0,\min} = \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15 \phi_n ; 200 \text{ mm} \}$$

$\rho_1$  on samassa leikkauksessa jatkettun raudoituksen prosenttiosuus. Kuvassa 8.2 on esitetty periaate prosenttiosuuden laskemiselle.



Kuva 8.4 Raudoitetankojen jatkokset

Kuvan 8.4 esimerkissä raudoitetankojen B ja E jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa A, joten prosenttiosuus on 50 % ja  $\alpha_6 \approx 1,41$ .

Määritettäessä samassa poikkileikkauksessa jatkettavien raudoitetankojen osuutta voidaan jatkospituudelle  $l_0$  käyttää arvoa ilman termiä  $\alpha_6$ .

Jos limijatkettavien tankojen välissä on vapaata tilaa, pitää tartuntapituutta  $l_0$  kasvat-  
taa 1,5 kertaa vapaan välin verran.

Muhvijatkosta käytettäessä teräksistä jatketaan samassa poikkileikkauksessa kor-  
keintaan 50 % ja jatkosten välillä on oltava vähintään jatkospituus  $l_0$  ilman termiä  $\alpha_6$ .

Jos pilari perustetaan yksittäisen suurpaalun varaan, käytetään pilarin ja suurpaalun  
raudoitetankojen limityspituuden määrittämisessä kertoimelle  $\alpha_6$  arvoa 2,0.

## 8.9 Tankoniput

Niputettavien tankojen edellytetään olevan ominaisuuksiltaan samanlaisia. Tankojen  
halkaisijoiden suhde saa olla enintään 1,7.

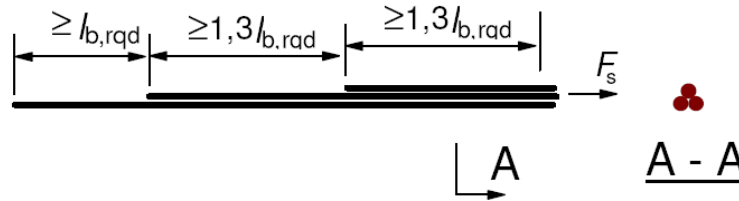
Mitotettaessa nippu korvataan nimellisellä tangolla, jolla on sama poikkileikkausala  
ja painopiste kuin nipulla. Tangon ekvivalentti halkaisija lasketaan kaavasta

$$\phi_n = \sqrt{\sum \phi_i^2} \quad (8.5)$$

Nipussa saa olla korkeintaan 3 tankoa. Limijatkoksen kohdalla sallitaan 4 tankoa.  
Päällysrakenteessa suositellaan käytettävän korkeintaan 2 tangon nippuja.

Kaikki samansuuntaiset toisiinsa koskevat tangot katsotaan nipuiksi.

Kun tankoniput ankkuroidaan kuvan 8.5 mukaisesti, voidaan ankkurointipituutta laskehtaessa käyttää yksittäisen tangon halkaisijan mitta.



Kuva 8.5 Nipussa olevien pitkälle alueelle porrastettujen tankojen ankkurointi

Vedetyt tankoniput, joiden ekvivalentti halkaisija on suurempi kuin 32 mm ja joita mitoituksellisesti hyödynnetään jo ankkurointipituuden matkalla tai heti sen jälkeen, on suositeltavaa porrastaa kuvan 8.5 mukaisesti.

## 8.10 Jänteet

Kaarevia jänteitä ei saa niputtaa päällekkäin kaarresäteen suunnassa. Kaarresäteen suunnassa jänteiden suojaputkien vapaan välin tulee olla suurempi arvoista  $d/2$  ja 50 mm.

Jänneraudoitteiden sijoittelussa noudatetaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.10.1 vaatimuksia. Jälkijännitettyjen jänteiden suojaputken keskiön tulee olla vähintään 150 mm rakenteen pinnasta ja vähintään 170 mm pinnasta, jossa on käytetty työteräksiä. Laskeissa on otettava huomioon, että jännegeometrian kaarevilla osilla jänteet sijoituvat epäkeskisesti injektointiputkeen nähden.

Jänteen betoniin kohdistama ohjausvoima ei saa ylittää betonin puristuskestävyyttä, eikä halkeilukestävyyttä. Tämän ehdon voidaan otaksua täyttyvän, jos käytetään varmennettujen käyttöselosteiden mukaisia sallittuja kaarevuussäteitä.

Jänneankkurin paikallisen puristuksen halkaisuvoimat on analysoitava sekä yksittäiselle ankkurille että ankkuriryhmälle pysty- ja vaakasuuntaan huomioon ottaen jännittämisjärjestys. Väliankkurin voima (imuvoima) on siirrettävä rakenteeseen raudoitettain.

Halkaisuraudoitusta tarvitaan, kun kuvan 8.6 suurin vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden  $f_{ctk,0,05}(t)$ . Kuvan 8.6 tapauksessa suurin esiintyvä vetojännitys saadaan seuraavasta kaavasta.

$$\sigma_{y \max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left( 1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.6)$$

missä

$h$  on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

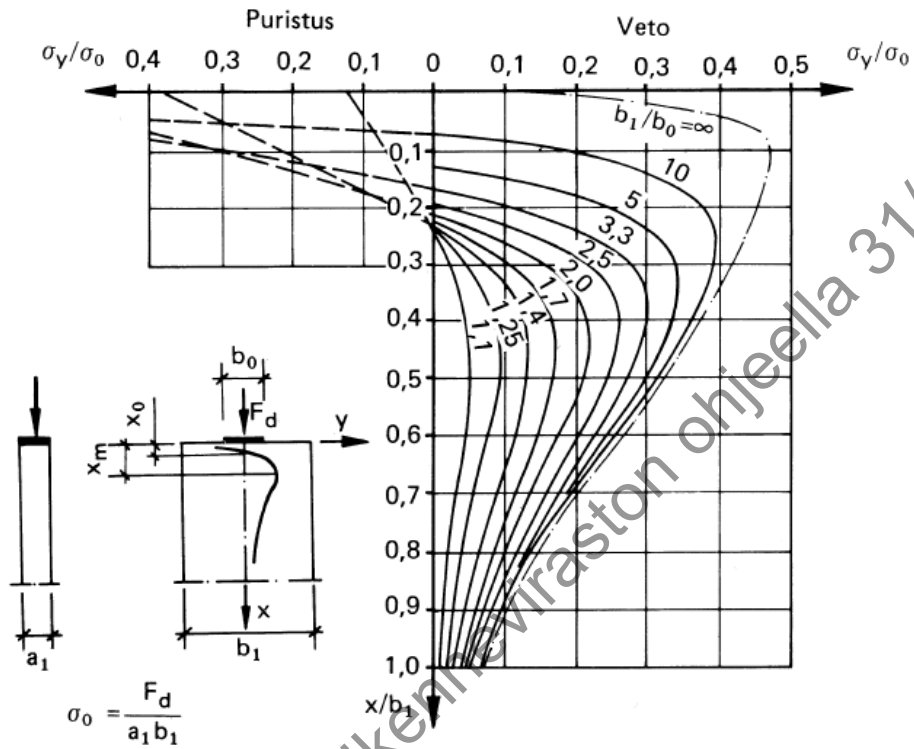
$$\sigma_0 = F_d / (D \cdot a_1)$$

$F_d$  on puristusvoiman mitoitusarvo

$D$  on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

$a_1$  ja  $b_1$  ovat rakenteen mitat ao. kuvassa

Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma saadaan seuraavasta kuvasta.



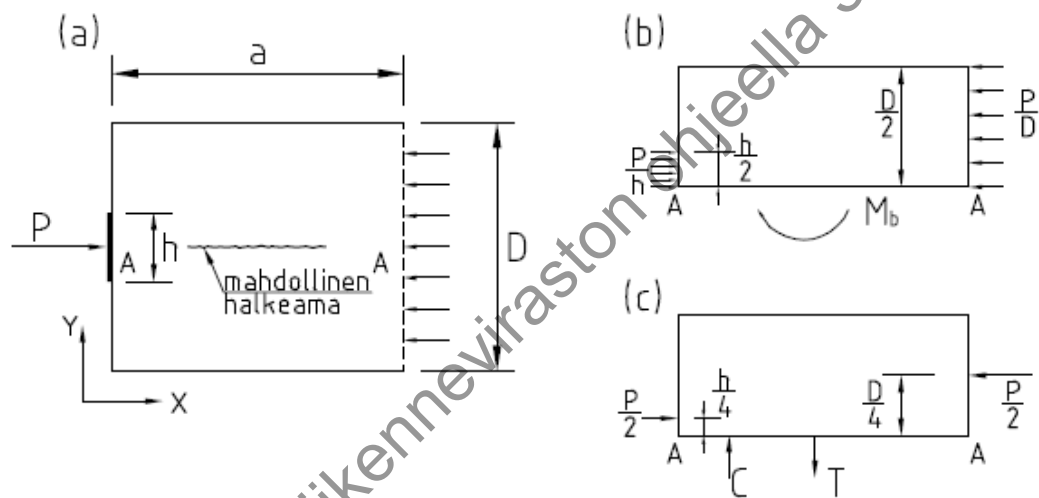
Kuva 8.6 Jännityksen puristus- ja vetojännitysten jakauma ( $b_1 = D$  ja  $b_0 = h$  edellisessä kaavassa)

Keskeinen ankkuri rakenneosan päässä

Paikallisen puristusjännityksen aiheuttama halkaisuvoima keskeisen puristusvoiman tapauksessa on:

$$T = \frac{F_d}{4} \left( 1 - \frac{h}{D} \right) \quad (8.7)$$

Edellistä kaavaa vastaava vetovoiman arvo on johdettu seuraavan kuvan tasapainotilanteesta. Huom. kuvassa 8.7  $P = F_d$ .



a) päätykappale, jossa yksi symmetrinen ankkuri

b) vapaakappalekuva

c) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa

Kuva 8.7 Voimien jakaantuminen keskeisen ankkurin tapauksessa

Jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on  $M_b$ . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan otaksua  $0,5 \cdot D$ . Tällöin vetoresultantti T voidaan laskea kaavasta:

$$T = \frac{2M_b}{D} \quad (8.8)$$

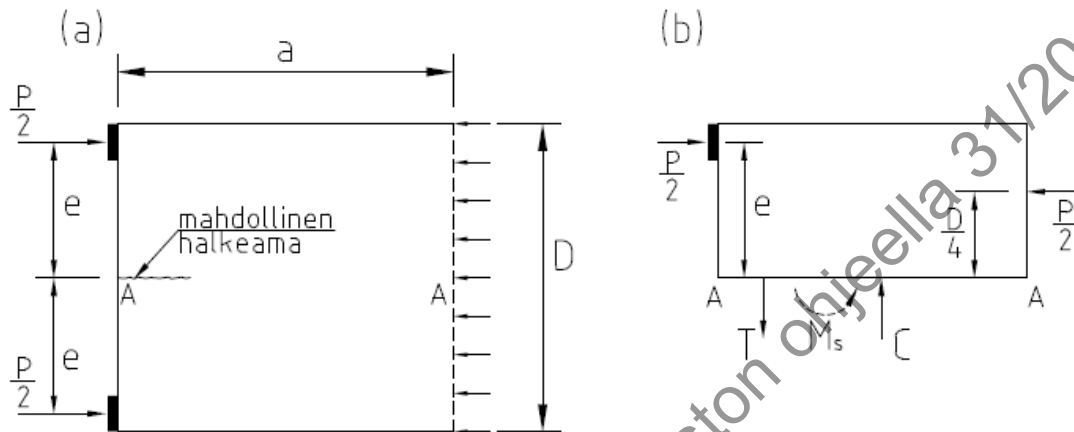
jossa

$$M_b = \frac{F_d}{8} \left( 1 - \frac{h}{D} \right)$$

Kaksi rakenneosan reunalla olevaa ankkuria

Seuraavan kuvan tapauksessa jännitysresultanttien C ja T muodostava momentti on  $M_s$ . Resultanttien sisäiseksi momenttivarreksi voidaan otaksua  $0,5 \cdot D$ . Huom. kuvassa

$$8.8 \quad \frac{P}{2} = \frac{F_d}{2}.$$



a) päätykappale, jossa kaksi symmetristä ankkuria

b) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa

Kuva 8.8 Voimien jakaantumien tapauksessa jossa on kaksi toisistaan kaukana olevaa ankkuria

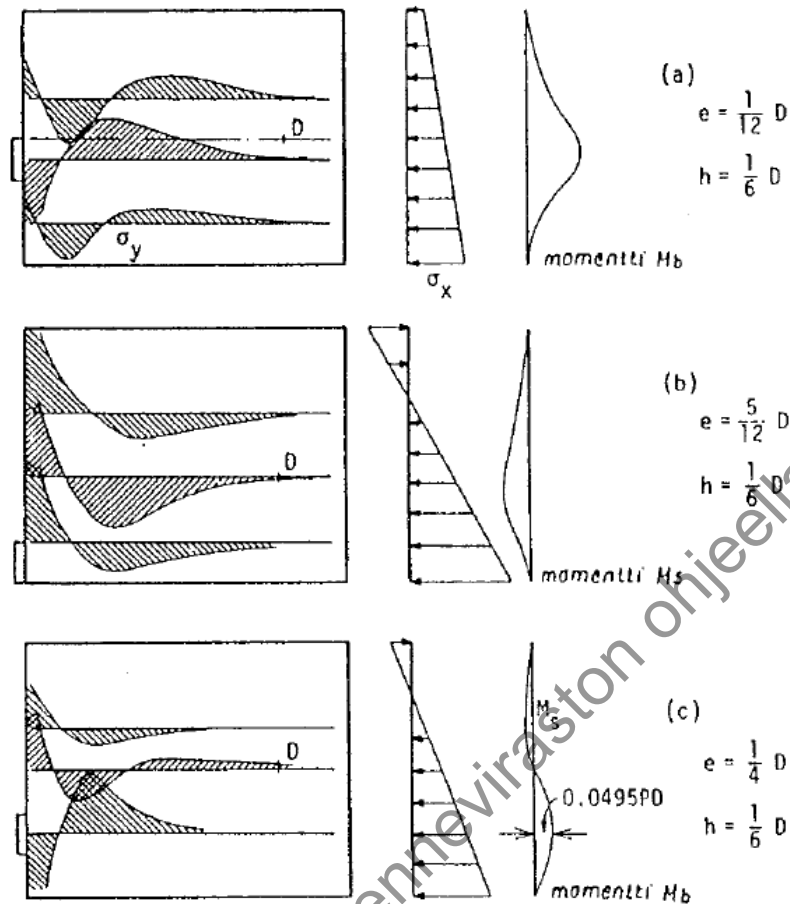
Vetoresultantti T voidaan laskea kaavasta:

$$T = \frac{2M_s}{D} \quad (8.9)$$

jossa

$$M_s = \frac{F_d}{2} \left( e - \frac{D}{4} \right)$$

Tapauksissa joissa on useita jänneankkureita useassa korkeusasemassa, voidaan käyttää ekvivalenttia palkkirakennetta, jolle edellä esitetyt momentit ratkaistaan, katso kuva 8.9.



Kuva 8.9 Ekvivalentti palkkirakenne halkaisumomenttien ratkaisussa

Laskennallisesti rauditusintensiteetti sijaitsee  $0,8 \cdot D$  matkalla. Rauditusintensiteettiä jatketaan kuitenkin  $1,2 \cdot D$  matkalle, poiketen teoreettisesta jakaantumisesta. Lisäksi rakenteeseen tulee sijoittaa jännemenetelmän vaatima rauditus (käyttöselosteen mukaisesti).

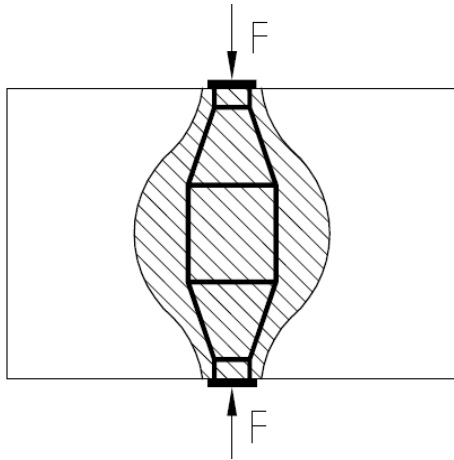
Raudituksen ominaislujuutena  $f_{yk}$  käytetään korkeintaan arvoa 500 MPa. Ankkurointialueen halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkistaa, jos käytetään edellä esitettyä mitoistapaa.

Lisäksi poikittaiset vetovoimat ankkurointitasossa (pintarauditus) voidaan ilman eri selvitystä otaksua seuraaviksi:

- $T = 0,03 \cdot F_d$  keskeisen ankkurin tapauksessa
- $T = 0,04 \cdot F_d$  epäkeskeisen ankkurin tapauksessa

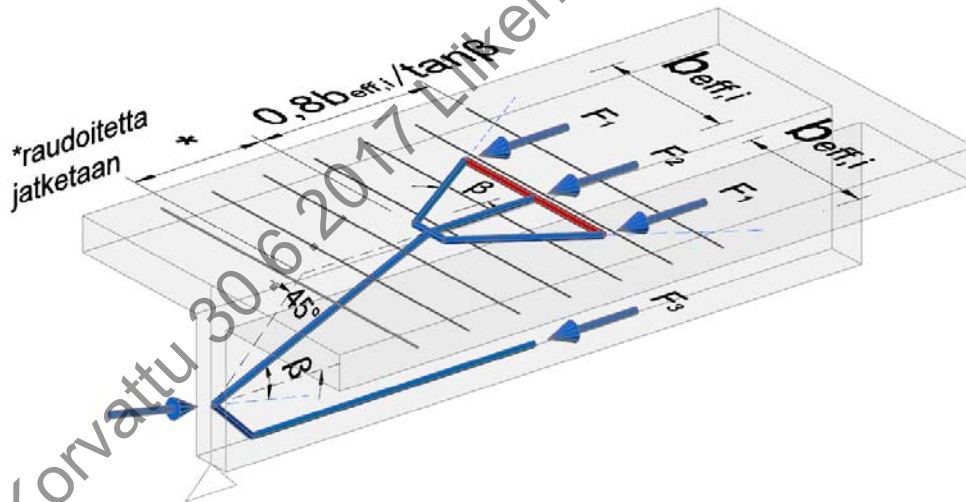
Arvioitaessa jännitetyn laattapalkin päissä ankkurista aiheutuvan jännevoiman jakaantumista sillan poikkileikkaukselle, on laipan leikkautumistarkastelujen lisäksi varmistettava, että laipan pituussuuntainen rauditus on riittävä ottamaan myös laipan nurkka-alueen ja päätypalkin mukaan rakenteen kokonaistoimintaan. Lisäksi on huomioitava, että laattapalkkirakenteen päätypalkkirakenne pyrkii taipumaan jännevoiman johdosta, milloin päätypalkin etupinta tulee vetorasitetuksi. Mikäli tarkempia analyysejä ei tehdä, voidaan tämä katsoa huomioon otetuksi jos palkin etupinnassa (eritoten palkin alaosassa) on vaakaraudituksena vähintään  $2000 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

Paikalliset halkaisuvoimat puristuskentässä, joka pääsee paikallisesti laajenemaan, voidaan huomioida EN 1992-1-1 kohdan 6.5.3 mukaan.



Kuva 8.10 Puristuskentän paikallinen laajeneminen.

Jännitetyn laattapalkin päässä alueella, jossa jännevoiman ankkurista aiheutuva normaalivoima jakaantuu koko poikkileikkaukseen, aiheutuu laattaan poikittaisia rasituksia, joita voidaan arvioida ristikkomallin pohjalta. Ellei muuta osoiteta, normaali-voiman voidaan otaksua jakautuvan  $\beta = 33,7^\circ$  kulmassa. Laskennallista vetovoimaa vastaava rauditus voidaan jakaa tasan matkalle  $0,8b_{\text{eff},i}/\tan \beta$ . Valittu rauditus-intensiteetti suositellaan aloitettavan lähempää palkin päätä kuvan 8.11 mukaisesti.



Kuva 8.11 Ristikkoanalogia jännevoiman levittäytymisestä ja poikittaisesta veto-voimasta.

Jänneryhmiä tulee olla sillan päällysrakenteessa vähintään 3 kpl/palkki ja 4 kpl/silta. Molemmista päistä jännitettävän raudoitteen enimmäispituus on 300 m. Yksittäisen jänneraudoitteen murtovoima saa olla enintään 4,0 MN kun jännittämistyönäikainen betonin puristuslujuus on vähintään  $0,8 \cdot f_{ck}(28)$ . Asianomaisen viranomaisen hyväksynnällä voidaan käyttää isompia yksittäisiä jänneraudotteita kun jännittämistyönäikainen betonin puristuslujuus vastaa täysimääräisesti suunnittelulujuutta  $f_{ck}(28)$ .

Ankkureiden tai jänteiden jatkoskappaleiden sijoittaminen taskuihin ja aukkoihin on sallittua vain asianomaisen viranomaisen tapauskohtaisella luvalla.

## 9 Rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu ja erityiset säännöt

### 9.1 Yleistä

Rakenteen sitkeyden takaamiseksi rakenteen kuormien ominaisyhdistelmällä vedetyissä pinnoissa on oltava pääraudoitus, joka pystyy vastaanottamaan betonin halkeilukestävyuden mukaisen taivutusmomentin kyseisen pinnan suhteen. Jos tarkempia menetelmiä ei käytetä, vähimmäisraudoitemäärä on

$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad ; \quad 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\} \quad (9.1)$$

,missä  $b_t$  on tarkasteltavan pinnan leveys.

Lisäksi vedetyillä ja puristetuilla rakenteilla on pääraudoituksen määrän oltava vähintään

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \frac{0,10 N_d}{f_{yd}} \quad ; \quad 0,002 A_c \right\} \quad (9.2)$$

Pääraudoituksen vähimmäishalkaisija on 16 mm. Pinnoissa, jotka ovat puristettuna tavallisella kuormitusyhdistelmällä, on pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija 12 mm. Jakoraudoituksen ja muun pintaraudoituksen vähimmäishalkaisija on 12 mm. Hakojen ja muiden raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 10 mm.

Jakoraudoitus on vähintään 20 % pääraudoituksesta. Jakoraudoituksen enimmäisjakoväli on 300 mm.

Pääraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienempi arvoista 200 mm ja  $0,75h$ . Tavallisella kuormitusyhdistelyllä puristetuissa pinnoissa enimmäisjakoväli on 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

Puristusraudoituksen enimmäismäärä on  $0,04 A_c$ .

Leikkausraudoitetun rakenteen pääraudoitusta ympäröivän hakaraudoituksen vähimmäismäärä on

$$A_{sv} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad , [A_{sv}] = \frac{m^2}{m} \quad (9.3)$$

Hakojen vähimmäismäärän vaatimus koskee palkkeja, pilareita ja rakenteita joissa hyödynnetään leikkausraudoitusta. Vinoja hakoja ei suositella käytettäväksi palkkirakenteissa. Mikäli vinohakoja käytetään, on eritoten varmistettava leikkaushalkeaman suunnasta suunniteltuun leikkausmekanismiin nähden. Lisäksi on otettava huomioon vääntörasituksen palkin kylkiin aiheuttamat vastakkaisuuntaiset puristusdiagonaalit.

Pituussuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on pienin arvoista 400 ja  $0,75d$ . Poikkisuunnassa leikkausraudoitetankojen enimmäisjakoväli on 600 mm, lisäksi lävistysalueilla on poikkisuuntaan tarkistettava ehto  $0,75d$ . Vääntöraudoitetuissa rakenteissa hakojen on oltava pystysuoria umpihakoja ja enimmäisjakoväli on pienin arvoista 200 mm tai väännetyin poikkileikkauksen lyhimmän sivun mitta.

Mitoituksessa hyödynnetty puristettu pääraudoitus sidotaan haoilla. Ne pääraudat, joiden etäisyys haan nurkasta on korkeintaan 20 kertaa haan halkaisija, katsotaan sidotuiksi. Sidontaan käytettävien hakojen enimmäisjakoväli on 250 mm. Sidontahaan vähimmäishalkaisija on suurempi arvoista 10 mm ja  $0,25$  kertaa suurin sidottava pääraudoitustangon ekvivalentti halkaisija.

Mikäli ei toisin mainita, muiden rakenneosien pinnoissa raudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

## 9.2 Palkit

Palkkeja ovat rakenneosat, joiden jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen korkeus ja palkkiosan leveys  $b_w$  on korkeintaan 4 kertaa tehollinen korkeus  $d$ . Jos  $b_w/d > 3$ , tulee rakenneosalle tehdä lävistystarkastelu.

Palkin pääraudoitteiden vähimmäishalkaisija on 16 mm ja enimmäisjakoväli on 200 mm. Palkkien kylkien pituussuunnan raudoituksen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 200 mm. Vääntökuormitettujen palkkien hakojen vähimmäishalkaisija on 12 mm ja enimmäisjakoväli 200 mm.

Jatkuvien laipallisten palkkien välituilla poikkileikkauksen vetoraudoitus jaetaan laipan toimivalle leveydelle.

Umpinainen vääntöhaka katsotaan muodostuvan myös koukkuhaoista ja poikittaisesta raudoituksesta jolloin poikittaisen raudoituksen mitoituksessa tulee ottaa huomioon myös väännöstä aiheutuva vetorasitus ks. kohta 8.5.

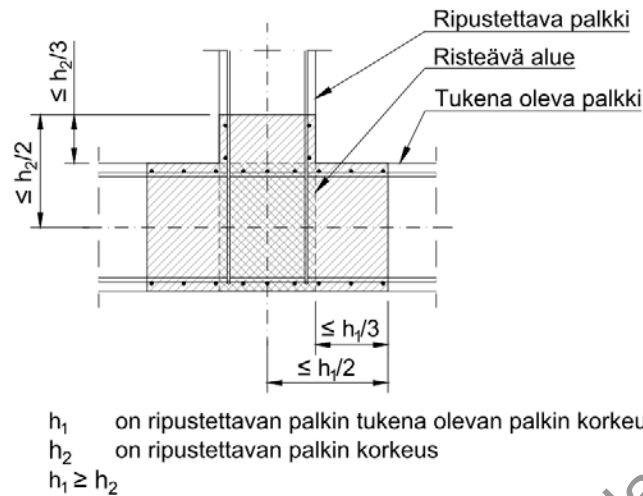
Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta viedään tuille vähintään 50 %.

Vaatimukset reunapalkille on esitetty liitteessä 4.

### 9.2.1 Ripustusraudoitus

Ripustusraudoitusta on käytettävä, kun palkki tukeutuu toisen palkin alapintaan tai kylkeen. Raudoitus mitoitetetaan ripustettavan palkin tukireaktiolle ja se voidaan jakaa palkkien risteävän alueen ulkopuolelle ao. kuvan mukaisesti. Tällä alueella vaadittava pystysuora hakaraudoitus on suurin seuraavista:

- Ripustuksen vaatima hakaraudoitus
- Leikkaus- ja vääntömitoituksen vaatima hakaraudoitus
- Vähimmäisraudoitus



Kuva 9.1 Ripustusraudoituksen sijoittaminen palkin leikkausalueelle (tasopiirros)

## 9.3 Laatat

Laattoja ovat mm. rakenteet, joiden mitat  $b$  ja  $l_{\text{eff}}$  ovat vähintään  $3h$ .

Murtorajatilassa vaadittavasta kenttäraudoituksesta viedään tuille vähintään 50 %.

Käytettäessä laatassa kevennysputkia on betonoinnin onnistumiseksi niiden etäisyyden laatan alapinnasta oltava vähintään 250 ja yläpinnassa 200 mm.

## 9.5 Pilarit

Pilareita ovat puristetut rakenteet. Suorakaiteen muotoisilla pilareilla poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta.

Pilareilla pääraudoitetankojen vähimmäishalkaisija on 20 mm. Pilarin poikkileikkauksen jokaiseen kulmaan sijoitetaan vähintään yksi raudoitetanko. Pyöreään pilariin sijoitetaan vähintään 6 raudoitetankoa. Pilarin raudoitus suositellaan sijoitettavaksi symmetrisesti poikkileikkaukseen.

Puristettu pääraudoitus sidotaan haoilla. Ne pääraudat, joiden etäisyys haan nurkasta on korkeintaan 20 kertaa haan halkaisija, katsotaan sidotuiksi. Sidontaan käytettävien hakojen enimmäisjakoväli on 250 mm. Limijatkosten kohdalla, päätankojen suunnan muutoskohdissa sekä pilarin päissä enimmäisjakoväli on 150 mm. Sidontahaan vähimmäishalkaisija on suurempi arvoista 10 mm ja 0,25 kertaa suurin sidottava pääraudoitustangon ekvivalentti halkaisija.

Pilarin kokonaisraudoituksen enimmäismäärä on  $0,06 A_c$ . Limijatkosten kohdilla  $0,12 A_c$ . Kokonaisraudoituksen määrällä tarkoitetaan kaikkien sivupintojen raudoituksen yhteenlaskettua määrää.

Pilarin kaikki pääteräkset voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa peruslaatasta tulevien tartuntojen osalta. Vastaavasti voidaan tehdä jos pilari perustetaan yksittäisen suurpaalun varaan, jolloin teräkset limitetään kappaleen 8.7 mukaisesti. Muualla voidaan teräksistä jatkaa korkeintaan 50 %.

Kierrehaka aloitetaan ja päätetään ehjään kierrokseen ilman kierteen nousua.

Pilarin minimiraudoitusehtoa sovelletaan myös kaivinpaaluille.

Pilarimaiset välituet mitoitetaan murtorajatilassa ulkoisten kuormien lisäksi myös muodonmuutoskuormista aiheutuville pakkovoimille, ks. kohta 5.5.

Laakeroidun pilarin yläpää mitoitetaan halkaisuvoimalle.

Vedenalaisena valettavan pilarin kestävyuden laskennassa toimivaa betonia otaksutaan olevan korkeintaan 50 mm raudoituksen ulkopuolella.

## 9.6 Seinät

Seinä on puristettu rakenne, jonka pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4.

Seinien molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin on tasaisesti jaettua raudoitetta oltava vähintään  $0,001 A_c$ .

Poikkileikkauksen pystysuuntaisen kokonaisraudoituksen enimmäismäärä on  $0,04 A_c$ . Limijatkosten kohdalla enimmäismäärä on  $0,08 A_c$ . Kokonaismäärällä tarkoitetaan molempien pintojen raudoituksen yhteenlaskettua määrää.

Pystyraudoituksen kokonaismäärän ylittäessä arvon  $0,02 A_c$  sidotaan rauditus haoilla kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti.

Kun puristettu pääraudoitus sijoitetaan pintaan (poikittaisraudoituksen ulkopuolelle), sidotaan pääraudoitus kohdan 9.1 periaatteiden mukaisesti.

Jos seinämäinen pitkänomainen tuki valetaan jäykästi kiinni perustukseen tai kalliioon, on kutistuminen otettava huomioon vaakaraudoitteen mitoittamisessa halkeamakoon rajoittamiseksi.

## 9.7 Seinämäiset palkit

Seinämäisiä palkkeja ovat rakenteet joiden jännemitta on pienempi kuin 3 kertaa korkeus. Seinämäisen palkin kenttäraudoitus ankkuroidaan kokonaisuudessaan tuelle.

Seinämäisten palkkien molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin on tasaisesti jaettua raudoitetta oltava vähintään  $0,001 A_c$ .

## 9.8 Perustukset

Paaluhatun pääraudoituksen ankkurointia suunniteltaessa on huomioitava mitta-poikkeamien mahdollinen toteutuminen. Paalusta tulevan tukireaktion voidaan otak-sua jakautuvan  $45^\circ$  kulmissa paalun reunasta.

EN 1992-2 kohtaa 9.8.1 (103) ei sovelleta.

Paalujen on ulottuva betonirakenteeseen vähintään 50 mm matkan.

Peruslaatan yläpinnassa noudatetaan normaalisti kaavan 9.1 vähimmäisraudoitus-määrää. Mikäli voidaan osoittaa että kuormien ominaisyhdistelmällä pinnat säilyvät kauttaaltaan puristettuna, voidaan kaavan 9.1 vähimmäisraudoitusmäärä jättää huo-miota.

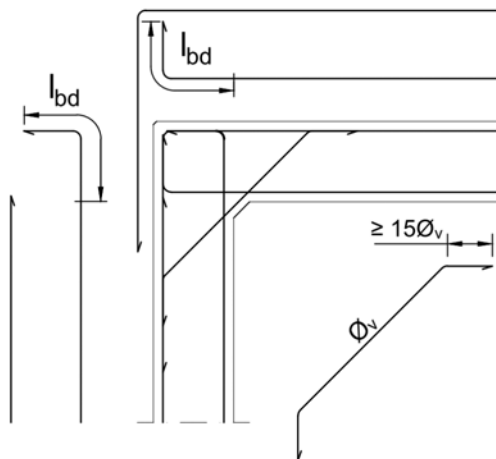
Alusrakenteiden näkymättömiin jäävissä pinnoissa, mukaan lukien sivupinnat joihin ei kohdistu suolarasituksia, käytetään raudoitetankojen enimmäisjakovälinä 300 mm (kuitenkin enintään rakenneosan paksuus).

## 9.9 Epäjatkuvuusalueet

Taivutettujen nurkkien suunnittelussa on käytettävä erityistä huolellisuutta tarvitta-van taivutuskestävyyden takaamiseksi ja liiallisen halkeilun välttämiseksi.

Ellei tarkemmin analysoida, käytetään vedetyissä sisänurkissa vinoa lisäraudoitetta, jonka vetokestävyys on vähintään 50 % sisäpinnan raudoitteessa murtorajatilassa esiintyvistä vetovoimasta. Vinoa lisäraudoitetta ei edellytetä jos murtorajatilassa vaaditun raudoituksen geometrinen raudoitusuhde on enintään 0,4 %. Rakenne-paksuuden ollessa yli 450 mm käytetään sisänurkassa lisäviistettä  $> 100\text{-}100$  mm.

Kuvassa 9.2 on esitetty vedetyn sisänurkan suositeltava raudoitusperiaate.



Kuva 9.2 Vedetyn sisänurkan vino lisäraudoite

## Eurokoodiin liitteet

Liite A:	Opastava
Liite B:	Opastava
Liite C:	Velvoittava
Liite D:	Opastava
Liite E:	Opastava
Liite F:	Opastava
Liite G:	Opastava
Liite H:	Ei käytetä silloille
Liite I:	Opastava
Liite J:	Opastava. Kohtia J.2 ja J.104.2 ei käytetä
Liite KK:	Opastava
Liite LL:	Opastava
Liite MM:	Opastava
Liite NN:	Opastava
Liite OO:	Opastava
Liite PP:	Opastava
Liite QQ:	Opastava

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Kutistuman ja viruman laskenta

### Kutistuman laskenta

Kokonaiskutistuma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (1)$$

missä

$\varepsilon_{cd}$  on kuivumiskutistuma

$\varepsilon_{ca}$  on sisäinen kutistuma, eli autogeeninen kutistuma.

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta (2).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2)$$

missä

$k_h$  on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta  $h_0$  alla olevan taulukon mukaisesti. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

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

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}}} \right] \cdot 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] \cdot 10^{-6}$$

joissa edelleen

$t$  on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina

$t_s$  on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkaessa, tavallisesti jälkihoitoajan pituus.

$h_0 = 2A_c/u$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen")

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 4 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 6 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0,12 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0,11 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

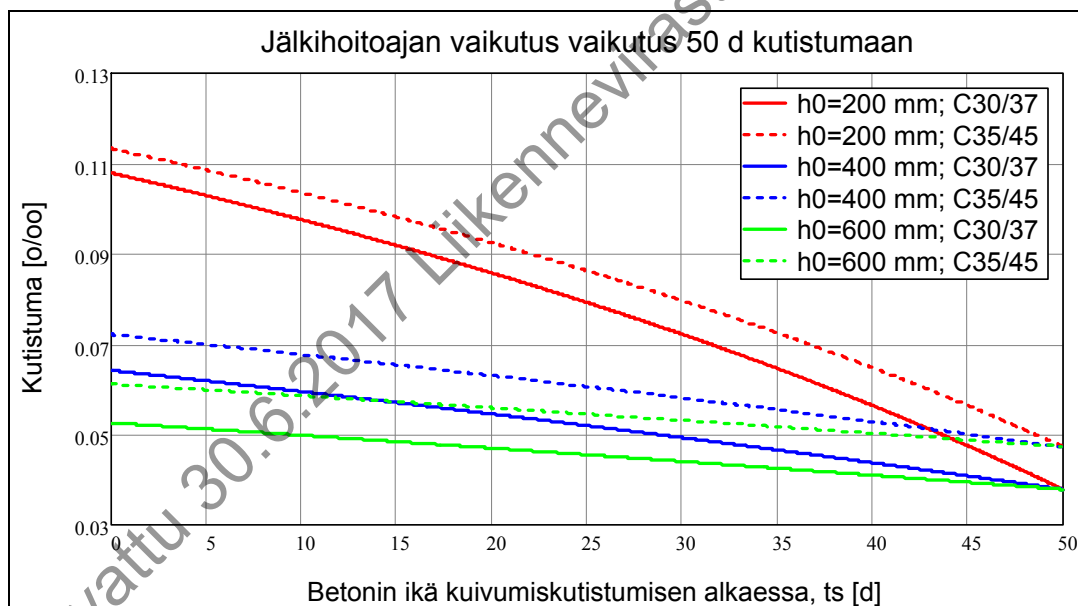
Sisäinen kutistuma lasketaan kaavalla (3).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2,5(f_{ck} - 10\text{MPa}) \cdot 10^{-6} \quad (3)$$

missä

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu jälkihoitoajan vaikutusta 50 d ikäisen betonin kutistumaan. Loppukutistuman arvoon jälkihoitoajalla ei ole vaikutusta.



Kuva 1

Jälkihoitoajan vaikutus kokonaiskutistumaan muunnetuilla paksuuksilla 200–600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45,  $t=50d$ ,  $RH=80\%$ , sementtityyppi N

### Virumaluvun laskenta

Virumaluku lasketaan kaavalla (4).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4)$$

missä

$\varphi_0$  on nimellinen virumaluku, joka lasketaan kaavalla (5).

**Eurokoodin soveltamisohje****Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 (16.9.2014)**

$\beta_c(t, t_0)$  on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen ja joka lasketaan kaavalla (6).

$t$  on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

$t_0$  on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa

Nimellinen virumaluku saadaan kaavasta:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5)$$

missä

$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$  on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon otettava kerroin

$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$  on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajankohdan vaikutus

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %.

$h_0 = 2A_c/u$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm] (ks. ohjeen kohta "Viruminen ja kutistuminen")

$$\alpha_1 = \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \text{ja} \quad \alpha_2 = \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,2}$$

Kaavassa (4) esiintyvä kerroin, joka ottaa huomioon virumisen kehittymisen ajan myötä, lasketaan kaavalla (6).

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (6)$$

missä

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5 \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

missä edelleen

$$\alpha_3 = \left( \frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Sementin tyyppin vaikutus virumalukuun voidaan ottaa huomioon käyttämällä kaavassa (5) esiintyvän kertoimen  $\beta(t_0)$  terminä  $t_0$  kaavan (7) arvoa.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (7)$$

missä

$t_{0,T}$  on betonin (tarvittaessa) lämpötilakorjattu ikä kuormitushetkellä. Lämpötilakorjaus tehdään tarvittaessa kaavalla (8).

$$\alpha = \begin{cases} -1 & , \text{ kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0 & , \text{ kun sementti on N-tyyppiä} \\ 1 & , \text{ kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases}$$

Korkean tai matalan lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80 °C voidaan ottaa huomioon käyttämällä suureen  $t$  tilalla vastaavissa yhtälöissä lämpötilakorjattua betonin ikää 8.

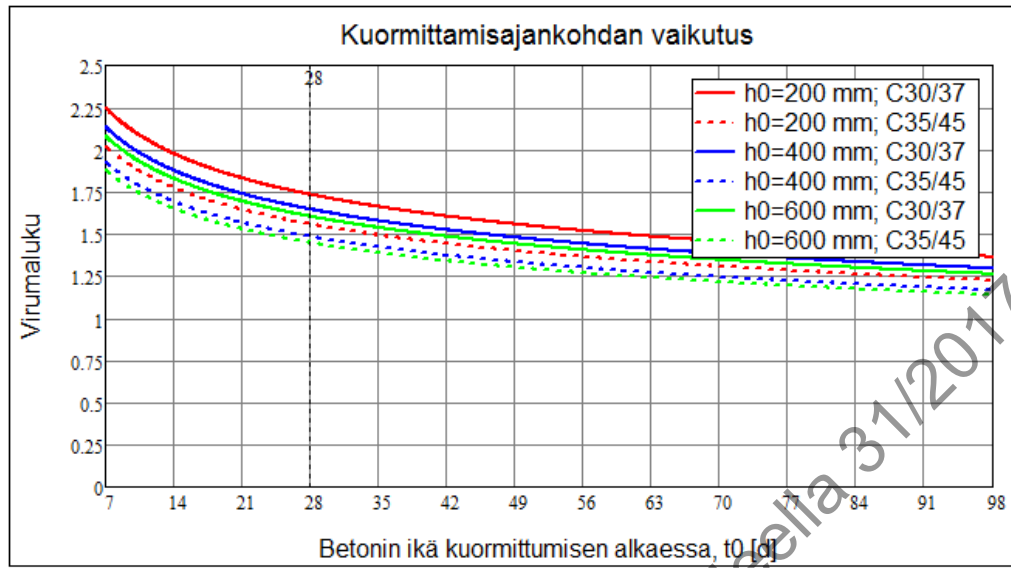
$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left( \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad (8)$$

missä

$T(\Delta t_i)$  on lämpötila [°C] aikavälillä  $\Delta t_i$

$\Delta t_i$  on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa  $T$ .

Seuraavassa kuvassa on havainnollistettu kuormittamisen alkuajankohdan vaikutusta virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 2

Kuormittamisajankohdan vaikutus virumaluvun loppuarvoon muunnetuilla paksuuksilla 200-600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45,  $t = \infty$ ,  $RH = 80\%$ , sementtityppi N

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Ankkurointi- ja limijatkospituudet

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet  $f_{yk}=500$  MPa.

Toteutusluokka 3. Hyvät tartuntolosuhteet. Betoni pitevähiintään 35 mm

Harjatankojen vapaaväli vähintään 70 mm

n	φ	Betoni n l u j u u s $f_{ck}$							
		25	30	35	40	45	50	55	60
	10	270	240	220	200	180	170	170	160
2	10	420	380	340	310	290	270	260	250
3	10	560	500	450	410	380	360	340	330
	12	330	290	260	240	220	210	200	200
2	12	550	480	440	400	370	350	330	320
3	12	710	630	570	520	480	450	440	420
	16	500	450	400	370	340	320	310	300
2	16	790	700	640	580	540	500	490	470
3	16	1020	900	810	740	690	640	620	600
	20	680	600	540	500	460	430	420	400
2	20	1040	920	830	760	710	660	640	620
3	20	1350	1200	1080	990	920	850	830	800
	25	900	800	720	660	610	570	550	530
2	25	1390	1240	1120	1020	940	880	850	820
3	25	1860	1650	1490	1360	1260	1170	1130	1100
	32	1200	1070	960	880	810	760	730	710
2	32	1990	1760	1590	1450	1340	1250	1210	1170
3	32	2750	2440	2200	2010	1860	1740	1680	1620

Vedettyjen harjatankojen ankkurointipituudet  $f_{yk}=500$  MPa.

Toteutusluokka 2. Hyvät tartuntolosuhteet. Betoni pitevähiintään 35 mm

Harjatankojen vapaaväli vähintään 70 mm

n	φ	Betoni n l u j u u s $f_{ck}$	
		25	30
	10	290	260
2	10	450	400
3	10	600	530
	12	350	310
2	12	580	510
3	12	760	670
	16	540	470
2	16	840	750
3	16	1080	960
	20	720	640
2	20	1110	980
3	20	1440	1270
	25	950	840
2	25	1480	1310
3	25	1980	1750
	32	1280	1130
2	32	2110	1870
3	32	2930	2590

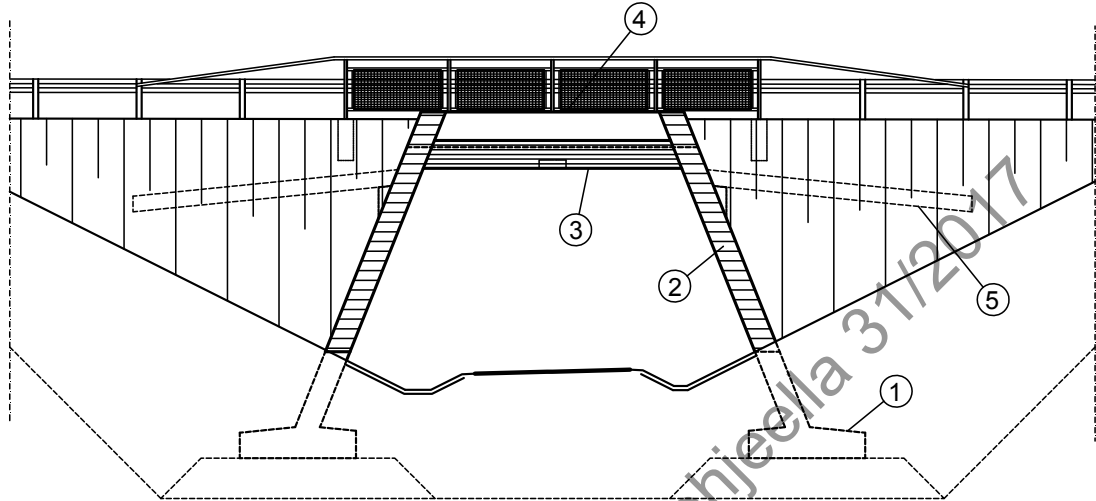
Huonoissa tartuntaolosuhteissa (mm. rakenteen yläpinta ja muut kappaleen 8.4 hyvin tartuntaolosuhteiden ulkopuolelle jäävät tapaukset) ankkurointipituudet kerrotaan luvulla 1,43 (1/0,7). Taulukoiden arvoissa on hyödynnetty  $\alpha_2$ -kerrointa. Limijatkospituus saadaan kertomalla ankkurointipituus alla olevan taulukon kertoimella  $\alpha_6$ .

<b>Limijatkettavien osuus</b>	<b><math>\alpha_6</math></b>
25 %	1.00
33.3 %	1.15
50 %	1.41
66.6 %	1.63
75 %	1.73
100 %	2.00

Limijatkoksissa harjatankojen vapaaväli mitataan jatkoksen kohdalta.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Rakennneosien rasitusluokkia



Kuva 1 Kehäsilta

### 1) Peruslaatta

- Ro07, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan
- Ro07, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
- Ro03, R4 muutoin

### 2) Kehän jalat ja siivet

- Maata vasten olevat ulkopinnat
  - Ro12, R1 / R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen ulkopuolella
  - Ro10, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan ja ollaan siirtymälaattojen suojaavan vaikutuksen alueella
  - Ro10, R4 muutoin
- Siipien sisäpinnat ja yläpinnat
  - Ro11, R1 / R2, jos ylittävää tai alittavaa väylää suolataan
  - Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
  - Ro10, R4 muutoin
- Jalkojen sisäpinnat
  - Ro11, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan
  - Ro11, R3, jos meren suolasumurasitusta
  - Ro10, R4 muutoin

### 3) Kansilaatta

- Alapinta
  - Ro21, R3, meren suolasumurasituksen alueella
  - Ro20, R4 muutoin
- Yläpinta (vedeneristeen alla)
  - Ro20, R1 / R2, jos ylittävää väylää suolataan
  - Ro20, R4 muutoin

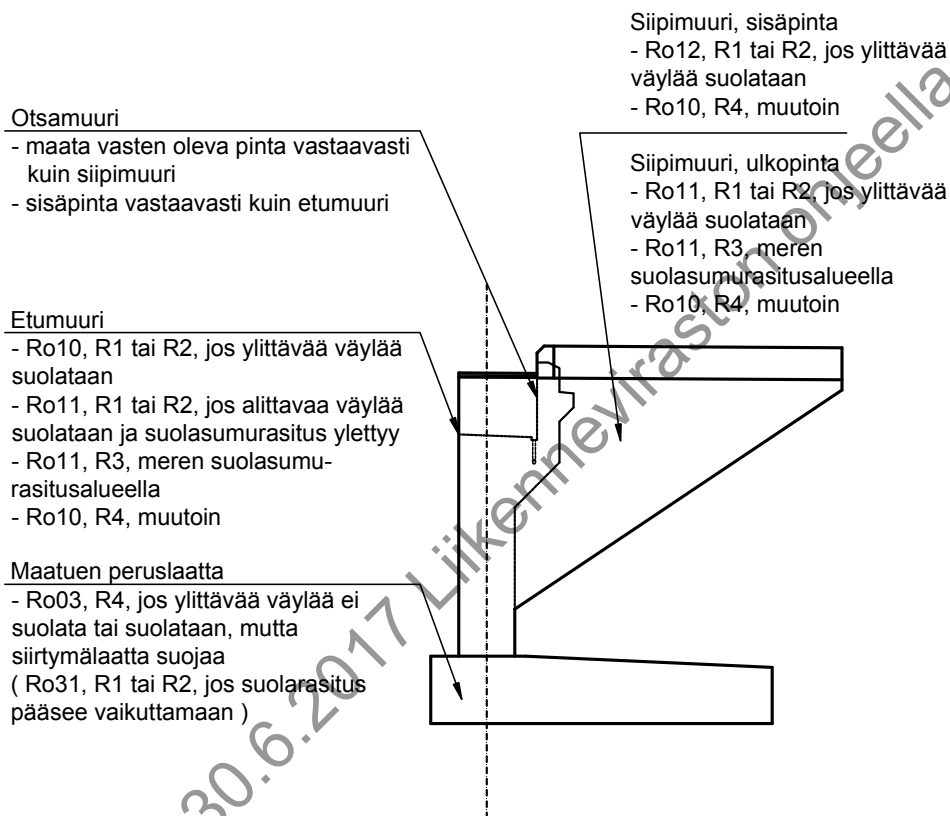
- Kylki
  - Ro21, R1 / R2, jos alittavaa väylää suolataan ja kylki pystyssä tai kaltevuus >1:3
  - muutoin kuten alapinta

#### 4) Reunapalkki

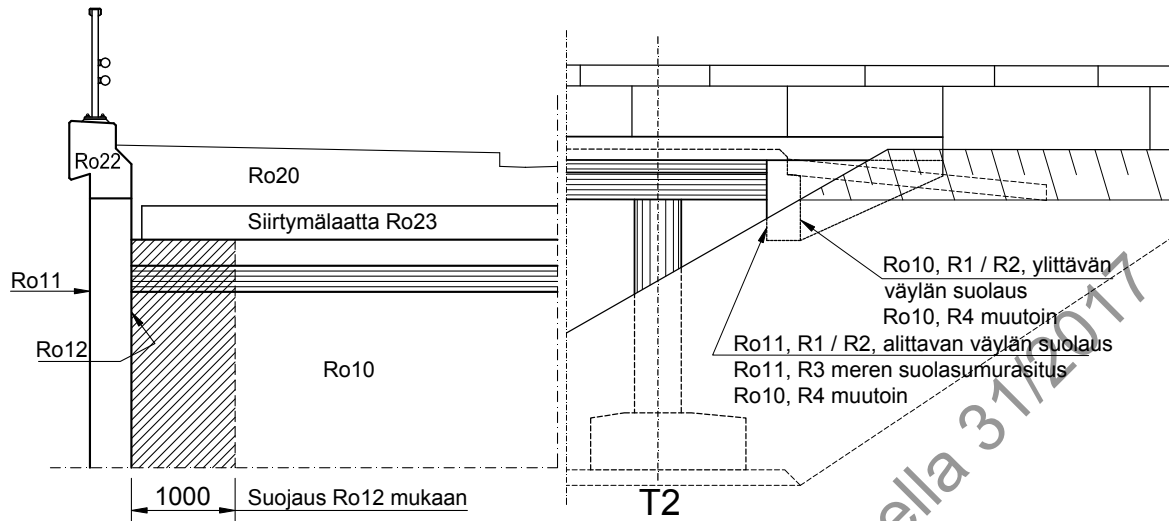
- Ro22, R1 - R4 (ulkokylkeen voi vaikuttaa myös alittavan väylän suolaus)

#### 5) Siirtymälaatta

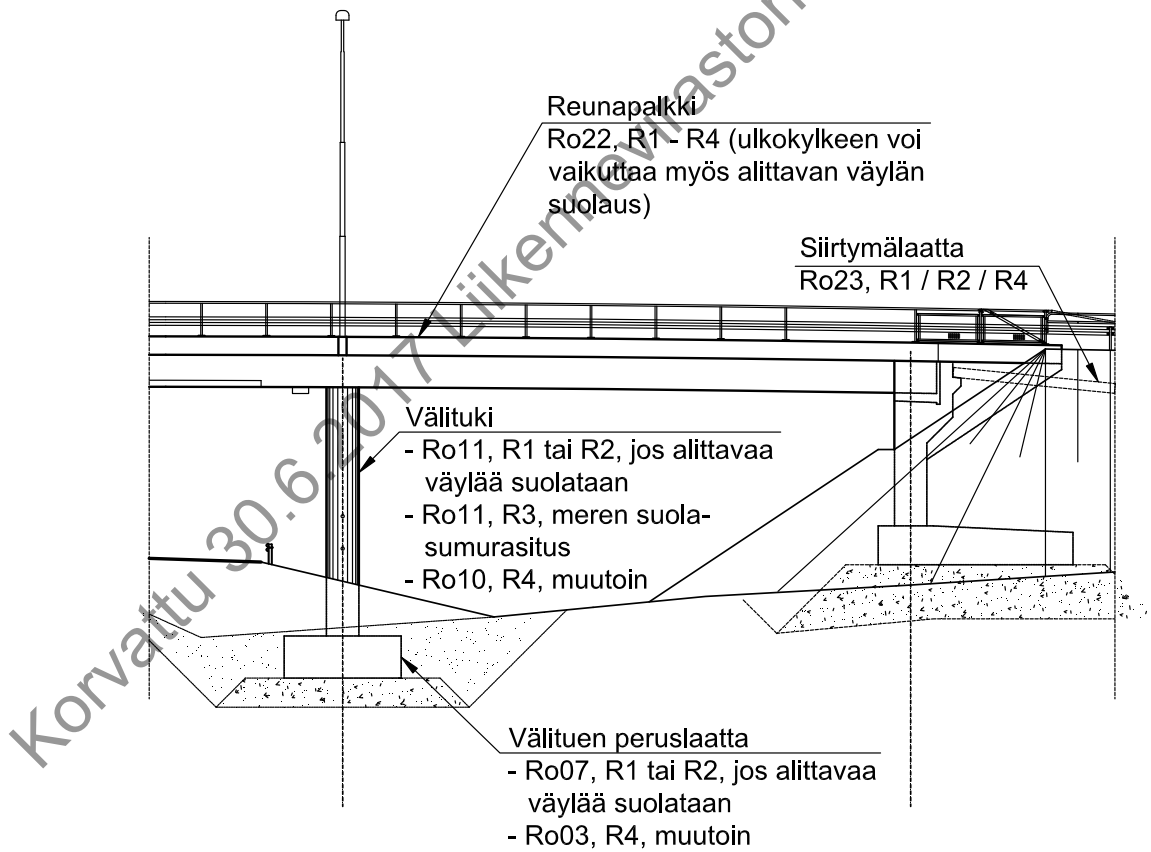
- Ro23, R1 / R2 / R4



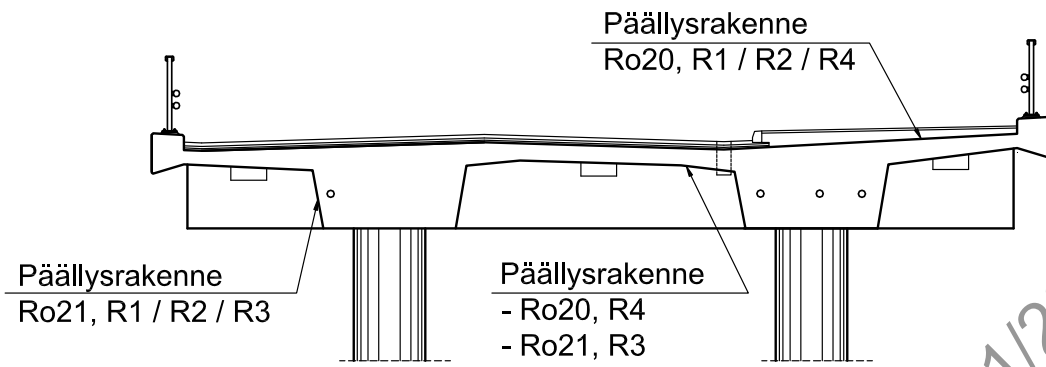
Kuva 2 Maatuki



Kuva 3 Päätypalkki tai maatuen otsamuuri



Kuva 4 Välituki, reunapalkki ja siirtymälaatta

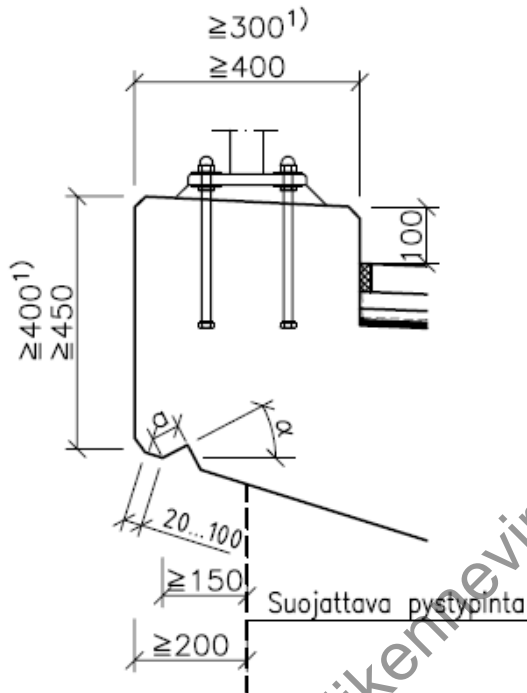


Kuva 5 Laattapalkkirakenne

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

## Reunapalkki

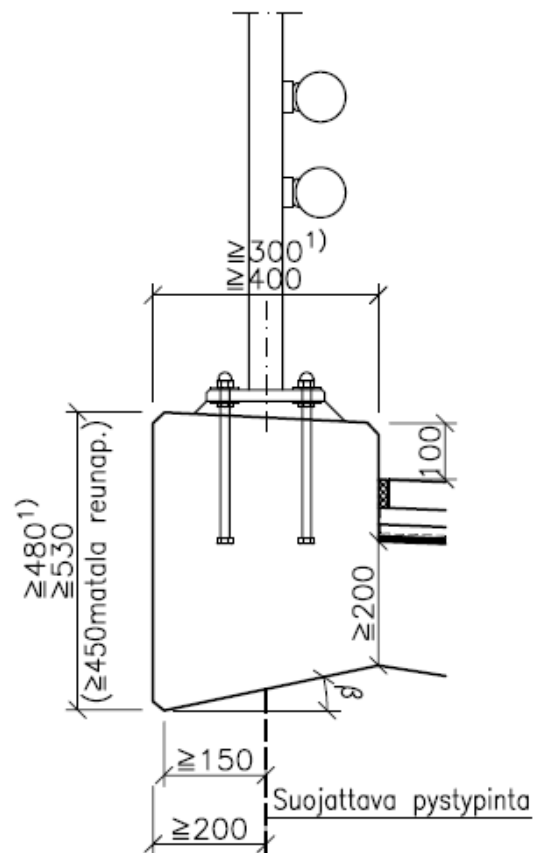
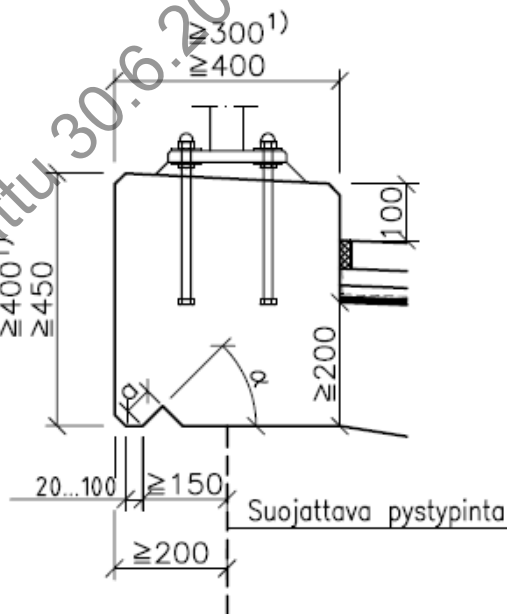
Reunapalkin vähimmäismitat ja muotoiluperiaatteet on esitetty alla. Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisäänpäin. Kaltevuus on vähintään 1:20.



### TIPPU-URAN VÄHIMMÄISKOKO

$\alpha = 18^\circ$	$a \geq 50 \text{ mm}$
$\alpha \geq 35^\circ$	$a \geq 30 \text{ mm}$
Väliarvat voidaan interpoloida	
Jos $\beta \geq 15^\circ$ , tippu-uraa ei tarvita	

Reunapalkin yläpinnan kaltevuus vähintään 1:20



1) Kevyen liikenteen sillat

Reunapalkin raudoitteen täytettävä seuraavat ehdot:

- Reunapalkissa on umpihaat, joiden halkaisija on vähintään 8 mm ja jakoväli enintään 200 mm.
- Jokaisen H2 kaidetolpan kohdalla asennetaan kaksi lisähakaa
- Raudoitteen halkaisija on vähintään 16 mm.
- Reunapalkin yläpinnassa on vähintään 4 tankoa, joiden jakoväli on enintään 150 mm. Reunapalkin leveyden ollessa alle 400 mm riittää 3 tankoa.
- Reunapalkin muissa pinnoissa raudoitetankojen jakoväli on enintään 200 mm.
- Reunapalkin hakaraudoituksen jokaisessa nurkassa on pituussuuntainen raudoitetanko.

Tukialueella suositellaan käytettäväksi reunapalkin vähimmäisteräsmäärää suurempaa teräsmäärää.

Jos reunapalkki suunnitellaan valettavaksi jälkivaluna, otetaan sen raudoituksessa huomioon kansilaatan ja reunapalkin kutistumaero.

Reunapalkin valinnassa noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Risteyssiltoihin, alikulkukäytäviin ja rautatien ylittäviin siltoihin tulee korkea reunapalkki.
- Vesistösiltojen reunapalkki voi olla tapauskohtaisesti korkea tai matala. Korkean reunapalkin tarve määritellään sillan tuotevaatimuksissa esimerkiksi ympäristösyistä.
- Reunapalkin yläpinta tehdään matalassa reunapalkissa kaltevaksi ulospäin ja korkeassa sisäänpäin. Kaltevuus on vähintään 1:20.

Reunapalkin muoto- ja käyryysvaatimuksia voidaan tiukentaa siltakohtaisesti mm. siltapaikkaluokan mukaan.

Kaidepylvään ja reunapalkin kiinnittyminen päällysrakenteeseen varmistetaan onnettomuusrajatilan törmäyskuormalle. Seuraavat eri varmistustavat katsotaan riittäviksi H2 kaiteella:

- Kaksi lisähakaa, jotka ovat enintään 50 mm päässä kaiteen pulttiryhmästä
- Pulttiryhmän kiertävä lenkkirauditus T20, joka ankkuroidaan kansilaattaan

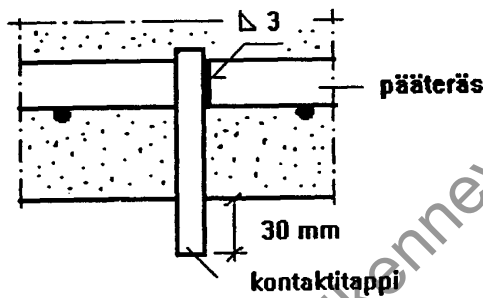
Kansilaatasta reunapalkkiin ulottuvien poikittaisen raudoituksen enimmäisetäisyys reunapalkin ulkoreunasta on 50 mm, jotta uusittava reunapalkki pystytään riittävästi ankkuroimaan.

# Kontaktitapit

## 1. Kontaktitapit

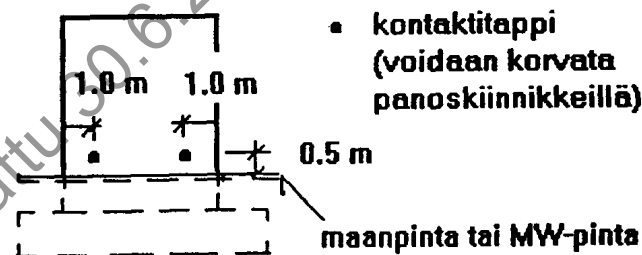
Betonirakenteisiin asennetaan raudoituksen yhteydessä kontaktitapit sähkökemiallisia mittauksia varten. Kontaktitapit esitetään suunnitelmissa, eikä viittauksia yksinomaan InfraRYL:iin hyväksyttyä. Mittapiirustuksissa esitetään kontaktitappien sijoitus joko piirrettynä tai tekstimuodossa.

Jokaiseen rakenneosaan asennetaan vähintään kaksi kontaktitappia. Tappien suurin sallittu välimatka on 30 metriä. Kontaktitappeina voidaan käyttää myös panoskiinnikkeitä, jos ne on hitsattu pääraudoitteisiin. Määräluettelossa ilmoitetaan tappien kapalemäärä. Tappeina käytetään 12 mm kuumasinkittyä hitsattavaa betonitankoa (A500HW tai B500B). Tappien ulkonema rakenteen pinnasta on 30 mm. Tapit hitsataan lähinnä pintaa oleviin pääraudoitteisiin. Sinkitys poistetaan tapista hitsausalueelta.

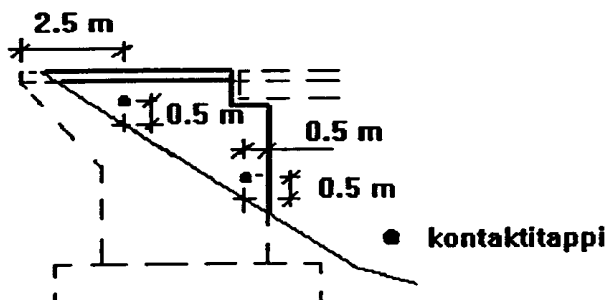


## 2. Kontaktitappien sijoitus

### 2.1 Maatuen etumuuri, kehän jalka ja seinämäinen välituki



### 2.2 Siipimuuri





# Jännitetty kaareva betonipalkkisilta

## 1. Yleistä

Tässä liitteessä käsitellään kaarevan betonisen palkkisillan erityispiirteitä ja suunnittelussa huomioon otettavia asioita. Vääntö on ilmiö, joka vaatii kaarevassa sillassa huomiota. Sillan jännittäminen aiheuttaa vielä lisää vääntöä, jota on erityisesti tarkastettava.

## 2. Vääntöä aiheuttavat tekijät kaarevassa sillassa

### 2.1 Kuormitus

- a) Sillan poikkisuunnassa epäkeskeinen kuorma
- b) Voimasuureiden vuorovaikutus: taivutusmomentti aiheuttaa vääntöä
- c) Jännevoima
  - vääntökeskiöön nähden epäkeskeinen ohjausvoima
  - pakkomomentti ( $m_t = MP/r$ )
  - ankkurivoimat

### 2.2 Rakenteelliset syyt

- a) Päällysrakenteen vaikutus

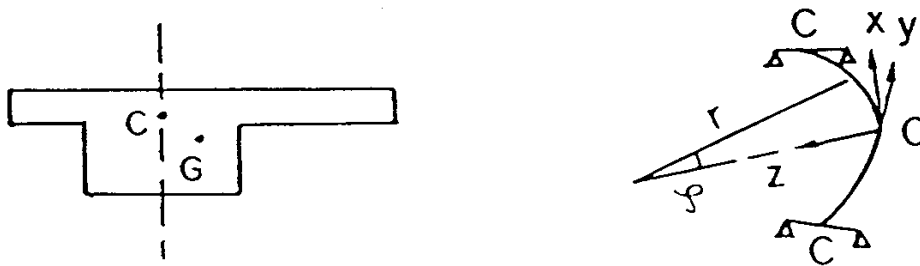
epäsymmetrinen poikkileikkaus

(painopiste ja vääntökeskiö eivät ole samassa pystytasossa)

- poikki-palkit, ramppliittymät tms.
  - leveä silta (massaa on enemmän ulko- kuin sisäreunalla)
- b) Tukien ja laakeroinnin vaikutus
    - epäkeskeinen tuenta
    - laakeriohjaimilla pakotettu liikesuunta kutistumis- ja lämpöliikkeille

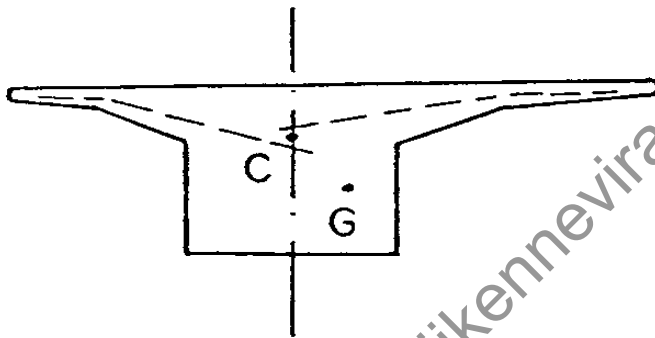
## 3. Rakenteesta aiheutuva vääntö

Tarkastelun perustana on vaakatasossa kaareva laattapalkkisilta. Palkki on laakeroitu siten, että vääntömomenttitasapaino on mahdollinen, ts. ainakin sillan päissä on vääntöjäykkä laakerointi (kuva 1).



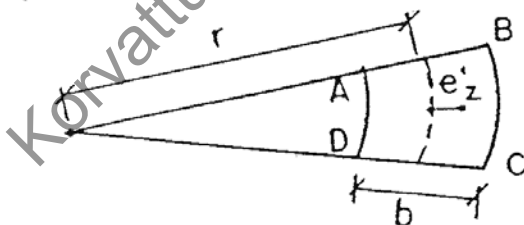
Kuva 1

Poikkileikkauksen vääntökeskiön aseman täsmällinen määrittäminen paksuseinäisessä poikkileikkauksessa on työläs tehtävä. Riittävällä tarkkuudella voidaan kuitenkin otaksua, että se sijaitsee uuman keskilinjan ja laattalokkeiden keskilinjojen jatkeiden leikkauspisteessä. Jos leikkauspisteet eivät yhdy, käytetään niiden keskiarvoa. Keskilinjoja määritettäessä otetaan laattojen viisteet huomioon (kuva 2).



Kuva 2

Jos laattalokkeet ovat eripituiset, sijaitsee poikkileikkauksen painopiste G uuman keskitasan ulkopuolella. Siitä aiheutuu rakenteelle pysyvä vääntö-kuormitus  $t_g = g_{ez}$  (kuvat 2 ja 3).



$$e'_z = \frac{b^2}{12r}$$

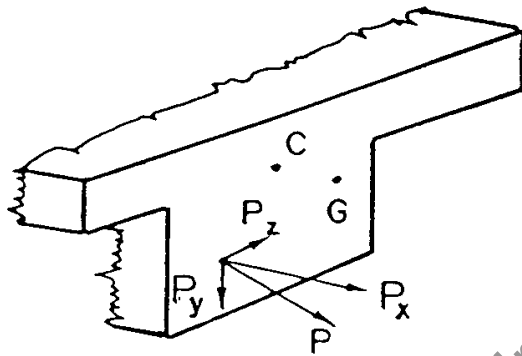
Kuva 3

Sillan kaarevuussäteen ollessa pieni, korostuu poikkileikkauksen leveyden vaikutus. Suunnikkaan ABCD painopiste sijaitsee etäisyydellä  $e'_z$  leveysmitan keskikohdasta. Tämä lisäepäkeskeisyys lasketaan erikseen kansilaatan ja uuman osalta ja lisätään  $e_z$ -arvoon (kuva 3).

Sillan poikkisuunnassa leveä tuki pysäyttää vääntömomentin siten, että jatkuvassakin sillassa väännön vaikutusta voidaan käsitellä kentittäin. Jos välituki on hoikka pilari tai jokasuuntaisen kiertymisen salliva laakeri, on palkin jatkuvuus otettava huomioon.

#### 4. Jännevoiman vaikutukset kaarevaan palkkiin.

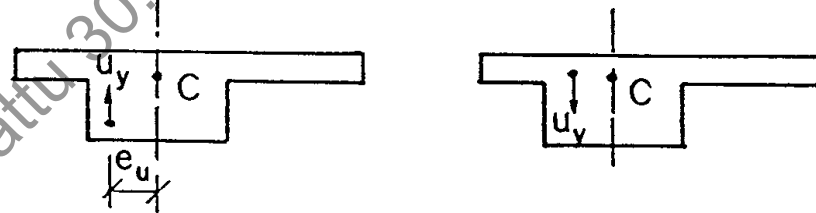
Jännevoima  $P$  on tavallisesti usean jänteen resultanttivoima ja sillä on yleisessä tapauksessa komponentti kunkin koordinaattiakselin suunnassa  $P_x$ ,  $P_y$  ja  $P_z$ . Kuten suorassa palkissa, voidaan yleensä riittävällä tarkkuudella otaksua, että  $P_x = P$ ,  $P_y = P \sin \alpha$ , jossa  $\alpha$  on vaakatason ja jänteen välinen kulma., ja  $P_z = P \sin \beta$ , jossa  $\beta$  on kulma jänteen ja siltalinjan tangentin määräämän pystytason välillä (kuva 4).



Kuva 4

Ohjausvoima vaikuttaa jänteen kaarevuuden keskipisteeseen päin.  $u_y$  ja  $u_z$  ovat ohjausvoiman komponentit sillan pysty- ja vaakasuuntaan. Jos jännegeometria pystysuunnassa on nimenomaan paraabeli, on ohjausvoima

$$u_{yi} = \frac{8P_i f_i}{l_i^2} \quad (0.1)$$

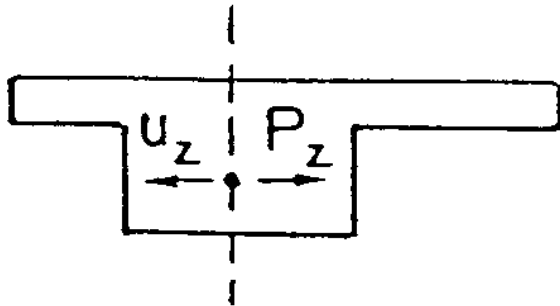


Kuva 5

Kaarevassa sillassa pystysuuntainen ohjausvoima voidaan laskea erikseen ottaen huomioon kunkin jänteen koveran osan pituus  $l_i$  ja nuolikorkeus  $f_i$ . Sisäkaarteiden puoleiset jänteet ovat lyhyempiä kuin ulkokaarteiden puolella sijaitsevat. Tästä johtuen ohjausvoimaresultantti ei yleensä vaikuta jännevoimaresultantin  $P$  kanssa samassa pystytasossa ja rakenteeseen syntyy vääntöä.

Vääntöä voi syntyä myös ankkurivoimien pystykomponentin ja mahdollisen pakko-vääntötilan kautta.

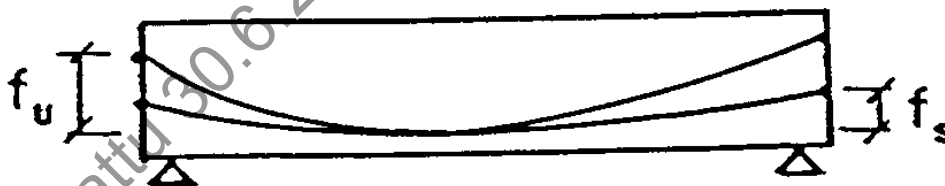
Palkin vaakakaarevuudesta johtuva jänteen vaakasuuntainen ohjausvoima  $u_z$  vaikuttaa jänteen kohdalla ja suuntautuu kohti sillan vaakakaarevuuden keskipistettä (kuva 6).



Kuva 6

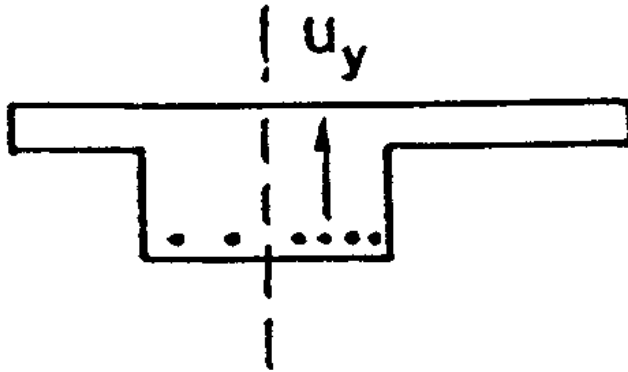
Se on yhtä suuri, mutta vastakkaisuuntainen kuin jännevoiman betonin aiheuttama puristusjännityksien vaakakomponentti  $P_z$ , joka vaikuttaa myös jänteen kohdalla. Nämä voimat kumoavat toisensa eli staattisesti määrättyssä yksiaukkoisessa palkissa ei synny vääntöä sen keskilinjalla sijaitsevasta jännevoimakuormasta. Jos kuitenkin siltaan syntyy jännevoimasta pakkovoimatila, eivät em. voimat sijaitse tarkalleen samalla kohtaa ja rakenteeseen syntyy vääntöä. Se voidaan yleensä vähäisenä jättää huomioonottamatta.

Useimmiten on mahdollista kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää sijoittamalla pystysuuntainen ohjausvoimaresultantti sopivasti poikkisuunnassa. Yksiaukkoisessa sillassa voidaan esim. järjestää ulkokaarten puoleisille jänteille suurempi nuolikorkeus kuin sisäkaarten puoleisille jänteille. Jänteiden kapasiteetista ei tällöin kuitenkaan menetetä juuri mitään, sillä keskikentässä ne sijaitsevat kaikki poikkileikkauksen alareunassa (kuva 7).



Kuva 7

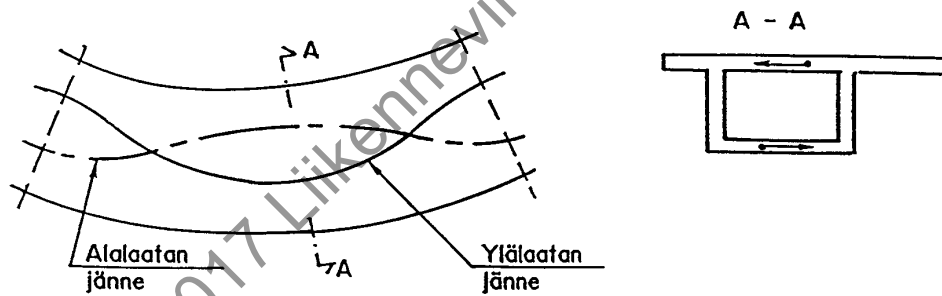
Toinen tapa kumota pysyvien kuormien aiheuttamaa kiertymää on sijoittaa ulkokaarten puolelle useampia jänteitä kuin sisäkaarten puolelle (kuva 8).



Kuva 8

Jatkuvassa palkissa erilaisten nuolikorkeuksien käyttö ei ole edullista, koska osa jän-teistä sijaitseisi välitukien kohdalla liian alhaalla.

Kotelopalkeissa jän-teitä ei voida keskikentän ja tuen välillä helposti siirtää vaaka-suunnassa. Niissä voidaan käyttää ns. laattajän-teitä, jotka sijoitetaan yl- ja alalaat-taan. Poikkeuttamalla niitä vaakasuunnassa aikaansaadaan pysyvien kuormien vään-tömomentille vastakkainen ohjausvoimapari (kuva 9).



Kuva 9

## 5. Suunnittelua koskevia suosituksia

Sillan suunnittelun yleisen käytännön lisäksi vaakatasossa kaarevan sillan suunnitte-lussa on otettava erityisesti huomioon vääntömomentin vaikutus.

Tukien muotoilulla voidaan vaikuttaa vääntörasituksen jakautumiseen rakenteessa. Yleensä ainakin maatuella on syytä suunnitella vääntöjäykkä tuenta. Välitukien jous-tavuudesta riippuu sillan päihin kertyvän vääntörasituksen suuruus.

Poikkileikkauksen muodon valinnalla vaikutetaan vääntömomentin aiheuttamien jän-nitysten suuruuteen ja palkin kiertymään. Vääntöhalkeilua on syytä välttää, koska kiertymät kasvavat tällöin merkittävästi.

Kaareva silta suunnitellaan ensisijaisesti siten, että pysyvän kuorman ja jän-nevoiman aiheuttamat kiertymät ovat vähäisiä. Jos se jossakin tapauksessa ei ole mahdollista, sillalle annetaan pysyvää kiertymää vastaava ennakkokiertymä (vrt. ennakkokokohotus) halutun muodon aikaansaamiseksi.

On huomattava, että kaarevassa sillassa jännevoiman sijaitessa sillan symmetria-akselilla jännevoimasta ei aiheudu merkittävää vääntöä. Tämän johdosta jännevoima, joka kumoaa oman painon aiheuttaman taivutusmomentin, ei kumoakaan oman painon aiheuttamaa vääntömomenttia. Tämä on otettava huomioon laskentaohjelman käytössä ja rakenne- ja kuormitusotaksumissa.

Jos rakenteen tasapainotila ei ole mahdollinen ilman- vääntökapasiteettia, murtorajatilatarkasteluissa kiinnitetään erityisesti huomiota vääntötasapainoa ylläpitävien kohtien suunnitteluun. Voimasuureet voidaan laskea kimmoteorian mukaan. Kimmotilassa on voimassa kaarevalle rakenteelle tyypillinen voimasuureiden myötävaikutus.

Halkeilu otetaan huomioon rakenteen taivutus- ja vääntöjäykkyyttä laskettaessa.

Murtokuormaa määrättäessä jännevoimaan suhtaudutaan kuten pysyvään kuormaan ja sille käytetään vastaavaa varmuuskerrointa. Jännevoiman suuruus ennen tai jälkeen pitkäaikaishäviöiden valitaan määrävän tilanteen mukaan.

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

Korvattu 30.6.2017 Liikenneviraston ohjeella 31/2017

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-484-0

[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

---