

Rakennusalan täyden palvelun tietotalo

Rakennustieto Oy edistää hyvää rakennustapaa ja tuottaa rakentamisesta luotettavaa tietoa. Puolueettoman ja asiakaslähtöisen Rakennustieto Oy:n tuotteet kattavat rakentamisen koko elinkaaren suunnittelusta ylläpitoon. Yhtiön omistaa Rakennustietosäätiö RTS.

Tutustu palveluihimme

> rakennustieto.fi/rk/palvelut

Rakentajain kalenterin artikkelit

Tämä artikkeli on julkaistu alun perin Rakentajain kalenterissa, jota ovat julkaisseet Rakennustietosäätiö RTS sr ja Rakennusmestarit ja -insinöörit AMK RKL ry.

Julkaisu oli rakennusalan ammattilaisten ja opiskelijoiden käsikirja, joka yhdisteli teoriaa ja käytäntöä sekä kannusti hyvään rakentamiseen. Artikkelin vasemmassa reunassa olevasta vesileimasta näkee ko. Rakentajain kalenterin vuosikerran.

> [Artikkeliarkisto, kokoelma vuosien 1997–2018 Rakentajain kalenterissa julkaistuista artikkeleista](#)

Betonirakenteiden suunnittelu

Eero Saarinen, diplomi-insinööri
Rakennusinsinööri-toimisto Eero Saarinen Oy

2

Tässä artikkelissa annetaan ohjeita betonirakenteiden suunnittelusta henkilöille, jotka vain tilapäisesti suorittavat rakennesuunnittelua. Sen vuoksi tarkastellaan vain tavanomaisimpia rakenteita lyhyesti. Laajemmin on betonirakenteiden suunnittelua käsitelty oppi- ja käsikirjojen lisäksi lähteessä [1].

1 Suunnitteluperusteet

1.1 Rakennesuunnittelu

Rakenteiden suunnittelu sisältää tavallisesti seuraavat toimenpiteet:

- runkojärjestelmän valinta
- materiaalien ja rakenneluokan valinta
- kuormitusten arvioiminen
- rungon päämittojen määrittäminen
- rakenneosien mitoitus
- liitosten suunnittelu
- eristysten suunnittelu
- yksityiskohtien suunnittelu
- rungon vakavuustarkastelut (jäykistyksen suunnittelu)
- asennuksen suunnittelu (elementtirakenteissa)
- työjärjestyksen suunnittelu (vaativissa paikallavalurakenteissa).

1.2 Rakenneosien mitoitus

Mitoituksen tavoite

Rakennesuunnittelussa on tavoitteena mitoittaa rakenne mahdollisimman taloudellisesti siten, että se riittävällä todennäköisyydellä säilyttää kelpoisuutensa koko suunnitellun käyttöikänsä ajan.

- Tämän tavoitteen saavuttamiseksi tulee betonirakenteiden materiaaleille asetettavat vaatimukset: raudoituksen betonipeite, rakenteiden mitat ja rauditus määrittää siten, että
- rakenteella on riittävä varmuus murtumista vastaan
 - halkeilusta ja siirtymistä ei ole haittaa rakenteelle eikä siihen tukeutuville tai liittyville muille rakenteille
 - rakenteen säilyvyys on riittävästi varmistettu koko suunnitellun käyttöikänsä ajan
 - rakenteella on vaadittu palonkestävyys
 - suunnitelma soveltuu valittuun toteutustapaan ja on taloudellinen.

Mitoituksen suoritus

Betonirakenteiden mitoitus voidaan suorittaa seuraavilla vaihtoehtoisilla tavoilla:

- betoninormien [2] mukaisella rajatilamitoituksella osavarmuuskertoimia käyttäen
- Eurocode 2:n [3] mukaisella rajatilamitoituksella
- betoninormikorteissa esitetyillä menetelmillä
- rakenteiden todelliseen toimintaan perustuvilla tarkemmilla menetelmillä
- tyyppihyväksyntäpäätöksen ohjeiden mukaisesti.

Tässä kirjoituksessa rajoitutaan ensimmäiseksi mainittuun menetelmään.

Perusoletukset

Rajatilamitoitus osavarmuuskertoimia käyttäen perustuu seuraaviin oletuksiin:

- Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina muodonmuutosten tapahtuessa.
- Jännitysten ja muodonmuutosten välinen riippuvuus otaksutaan betonilla kuvan 1a ja betoniteräksillä kuvan 1b mukaiseksi.
- Betonin murtopuristuma ϵ_{cu} lasketaan kaavastata

$$\epsilon_{cu} = \left(11 + \frac{p_c}{1000} \right) \% \begin{cases} \geq 2,0 \\ \leq 3,5 \end{cases} \quad (1)$$

jossa p_c on betonin tiheys kg/m^3 (normaalibetonilla $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$).

- Betonin puristuma poikkileikkauksen reunalla ei saa ylittää arvoa ϵ_{cu} eikä puristuma poikkileikkauksen painopisteessä arvoa

$$\epsilon_c = \left(0,50 + \frac{p_c}{1000} \right) \% \leq 2 \% \quad (2)$$

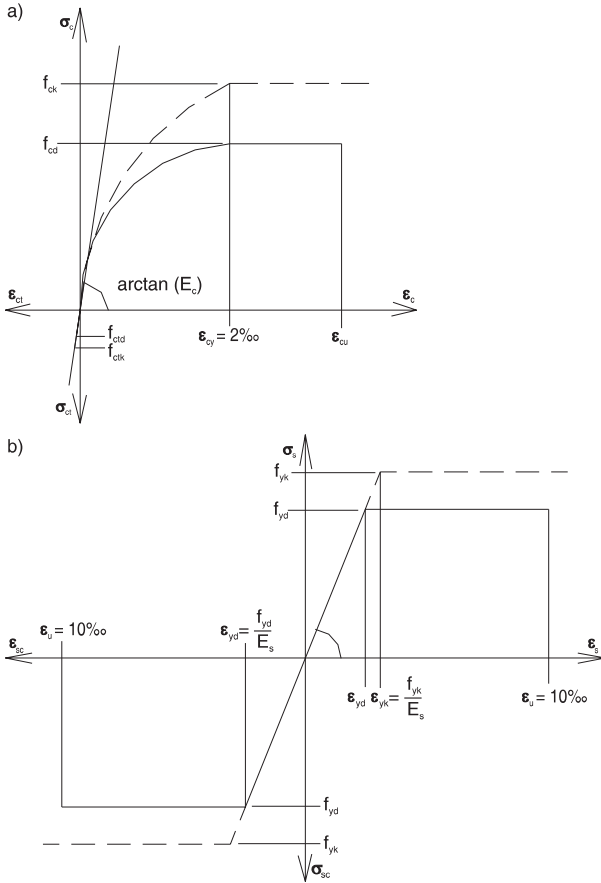
- Raudoituksen venymä, laskettuna poikkileikkauksen vedetyn reunan jännityksettömästä tilasta, saa olla enintään 10 %.
- Betoniterästen kimmomoduuliksi otaksutaan $E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.
- Betonin kimmomoduulin arvo lasketaan kaavastavasta

$$E_c = 5000k\sqrt{K} \quad (3)$$

jossa

$$[E_c] = [K] = \text{MN/m}^2$$

$$k = \frac{p_c}{2400} \leq 1,0$$



Kuva 1. Materiaalien jännitys-muodonmuutospiirroksat: a) betoni, b) betoniteräs.

Betonin jännitys-muodonmuutuskuvion käyräviivaiset osat korvataan yleensä suorilla. Tarkemmissa laskelmissa voidaan käyrän yhtälönä käyttää

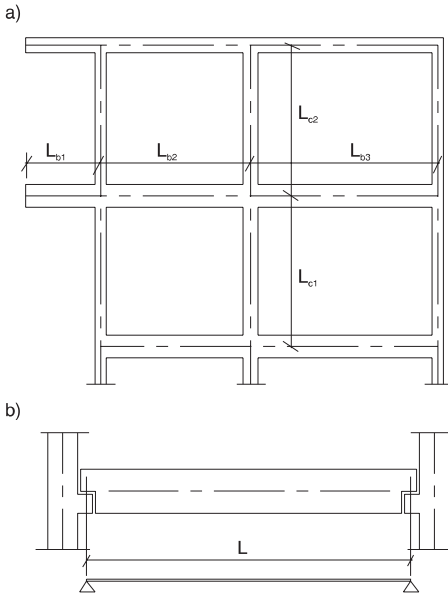
$$\sigma_c = f_{cd} \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cy}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cy}} \right)^2 \right] \quad (4)$$

Rakennemallin muodostaminen

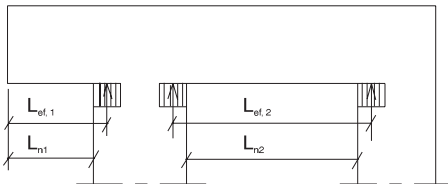
Laskelmien helpottamiseksi tehdään yleensä yksinkertaistavia oletuksia rakennemallia muodostettaessa. Tällöin on kuitenkin varmistaudut-

tava siitä, että valittu malli silti riittävän tarkasti kuvaa todellisen rakenteen toimintaa.

Sauvarakenteissa (rakenteissa, joiden rakenneosat ovat 1-ulotteisia) valitaan mallin sauvoja kuvaaviksi viivoiksi yleensä todellisen rakenteen rakenneosien painopisteakselit ja jännemitoiksi tukien keskiöiden väliset etäisyydet tai ulokkeissa etäisyys tuen keskeltä ulokkeen päähän (kuva 2). Leveiden tukien ollessa kyseessä käytetään tehollista jännemittaa L_{ef} (kuva 3). Betoninormien mukaan 1-ulotteisina lasketaan rakenneosat, joilla $L/d \geq 3$ (ulokkeissa $L/d \geq 1,5$) ja $b_0 \leq 5d$. Rakenteiden toiminnan kannalta oikeampana on pidettävä EC 2:n [3] rajoja $L_0/h > 2$ ja $b_0 < 4h$ (vrt. kuva 4).



Kuva 2. Sauvarakenteiden rakennemalleja.


 L_{ef} = tehollinen jännemitta

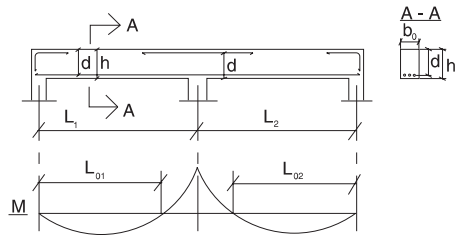
 L_n = vapaa jännemitta

Kuva 3. Tehollinen jännemitta.

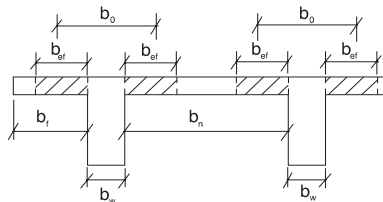
Taivutusmomentin 0-kohtien väliseksi etäisyydeksi voidaan otaksua

- molemmista päistään vapaasti tuetussa kentässä $L_0 = L_{ef}$
- jatkuvan palkin reunakentässä $L_0 = 0,85 L_{ef}$
- jatkuvan palkin keskikentässä $L_0 = 0,7 L_{ef}$
- ulokkeissa $L_0 = 2 L_{ef}$.

2-ulotteisina lasketaan betoninormien mukaan laatat, joilla $L/d \geq 3$ (laattalokkeissa $L/d \geq 1,5$) ja $b_0 > 5d$. EC 2:n mukaan laattarakenteina pidetään rakenneosia, joilla $L_0/h \geq 4$ ja $b_0 \geq 4h$. 2-ulotteisina lasketaan myös korkeat palkit, joilla $L/d < 3$ ($L_0/h \leq 2$ [3]). Jännemitat valitaan kuitenkin sauvarakenteissa.



Kuva 4. 1-ulotteisen rakenneosan määrittely.



Kuva 5. Puristuslaipan toimiva leveys: a) jatkuvalla laipalla, b) yksipuolisella sivusuunnassa tukemattomalla laipalla.

Mittoina käytetään aina nimellismittoja, sillä sallittujen mittapoikkeamien vaikutus sisältyy varmuuskertoimiin. Työsaumojen sisältävät poikkileikkaukset voidaan käsitellä yhtenäisinä, jos saumojen leikkauskestävyys on riittävä.

Laattapalkin puristuslaipan toimivaksi leveydeksi (kuva 5) yhdellä puolella uumaa otaksutaan

$$b_{ef} = kL_0 \quad (5)$$

jossa

$k = 0,10$, kun kuormitus muodostuu pääasiassa pistekuormista

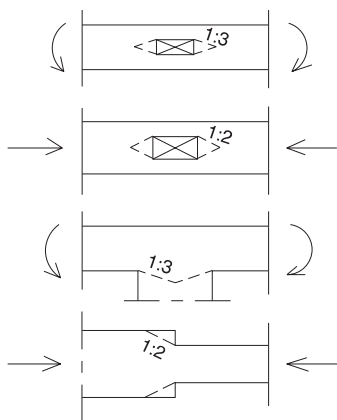
$k = 0,15$, kun kuormitus muodostuu pääasiassa jakautuneista kuormista.

Jos laippa on yksipuolinen ja rakenne sivusuunnassa tukematon, otetaan toimivaksi leveydeksi $0,75b_{ef}$. Rakenteen mitoituksessa käytettävää leveyttä b_0 ei murtorajatarkasteluissa tarvitse valita suuremmaksi kuin kestävyysvuoksi on tarpeen.

$$b_0 \leq 2b_{ef} + b_w \text{ (molemmipuoliset laipat)}$$

$$b_0 \leq 0,75b_{ef} + b_w \text{ (yksipuolinen sivusuunnassa tukematon laippa).}$$

Kestävyyskiä laskettaessa saa tehollisen poikkileikkauksen olettaa muuttuvan enintään 1:3 pääasiassa taivutetuissa rakenteissa ja 1:2 pääasiassa puristetuissa rakenteissa (kuva 6).



Kuva 6. Poikkileikkauksen muutoksen huomioon ottaminen laskelmissa.

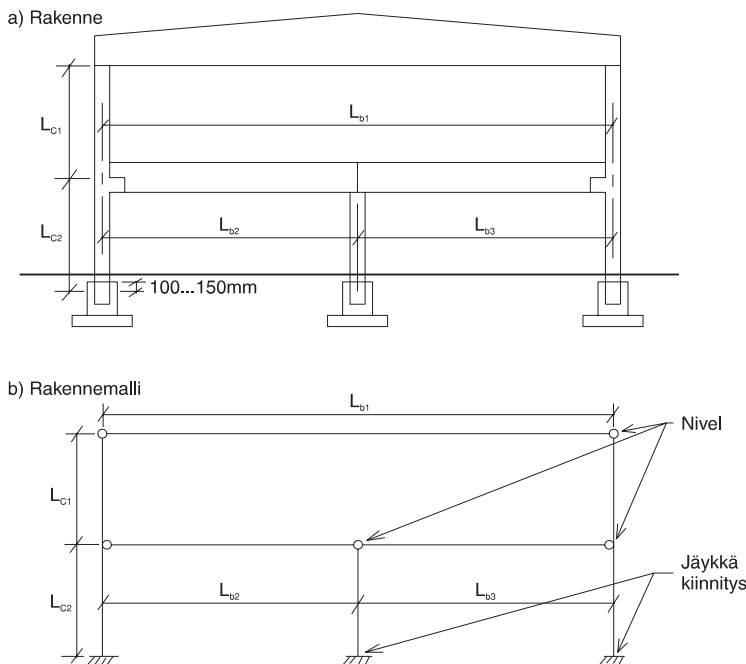
Elementtirakenteissa rakenneosat liittyvät toisiinsa tavallisesti sellaisten liitosten tai saumojen välityksellä, joita rakennelaskelmissa voidaan pitää nivelinä tai täysin jäykkänä kiinnityksenä (kuva 7). Tarkempia menetelmiä käytettäessä on usein mahdollista määrittää todellinen kiinnitysaste, jolloin rakenneosat voidaan mitoittaa taloudellisemmin.

Paikallavalurakenteissa rakenneosat liittyvät toisiinsa yleensä saumattomasti (ts. ei muita saumoja kuin työsaumat, joiden leikkauskestävyys on riittävä) muodostaen staattisesti määrittömiä rakenteita. Pilarilaattarakenteissa, joissa runko on vaakavoimia vastaan jäykistetty sydänmastojen (esimerkiksi porras- tai hissikuilujen) tai vastaavien avulla, voidaan pilarit kuitenkin otaksua nivelellisesti kiinnitettyiksi laat- taan.

Laskelmien tarkkuus

Rakennelaskelmien tarkkuus riippuu ratkaisevasti seuraavista seikoista:

- kuinka luotettavasti kuormitukset ja muut vaikutukset pystytään arvioimaan
- valitun rakennemallin tarkkuudesta
- käytetyn laskentamenetelmän tarkkuudesta
- numerolaskujen tarkkuudesta.



Ellei karkeitä laskuvirheitä tehdä, on numero-laskujen tarkkuus käsinlaskennassakin aina pal-jon suurempi kuin mihin muiden edellä mainit-tujen tekijöiden kohdalla käytännön suunnitte-lussa päästään. Kolmen merkitsevän numeron tarkkuus numerolaskuissa on siten täysin riittävä.

1.3 Materiaalien valinta

Betonin kelpoisuusvaatimukset

Runkorakenteiden valmistukseen käytettävälle betonille voidaan asettaa mm. seuraavia vaati-muksia:

- Rakenteelliset vaatimukset
 - rakenne- ja lujuusluokka
 - tiheys
 - betonin kutistuminen
- Säilyvyyteen liittyvät vaatimukset
 - pakkaskestävyys
 - kemiallinen kestävyys
 - kulutuskestävyys
 - kloridipitoisuus
- Työn suoritukseen liittyvät vaatimukset
 - runkoaineen suurin raekoko
 - betonimassan notkeus
 - pumpattavuus
 - kovettumismnopeus
- Palotekniset ominaisuudet
 - kevyt runkoaine.

Betonille asetettavat kelpoisuusvaatimukset määräytyvät ensisijaisesti ympäristöolosuhteiden perusteella, mutta valittu rakenneratkaisu ja toteutustapa tulee ottaa huomioon. Tavanomai-sissa rakenteissa ja helpoissa olosuhteissa, eli ympäristöluokassa Y3 [2] (E1 [4]), riittää yleen-sä kun rakennesuunnittelija ilmoittaa rakenne-luokan ja vaaditun puristuslujuuden. Tiheästi raudoitetuissa rakenteissa voi lisäksi olla tar-peen mainita runkoaineen suurin sallittu raeko-ko ja/tai betonimassan notkeusvaatimus.

Tavallisissa olosuhteissa, eli ympäristöluo-kassa Y2 (E2a, E2b tai E2c), vaaditaan betonilta useimmiten myös vedenpitävyyttä ja/tai pakka-senkestävyyttä (mainittava ilmamäärä tai suoja-huokossuhde). Normeissa [2], [3] lujuusluokal-le asetetut vaatimukset, varsinkin ympäristöluo-kassa Y3, ovat niin alhaisia, että taloudellisista

syistä kannattaa yleensä valita lujuempi betoni rakenteille, joissa puristus tai lävistys on mitoi-tuksessa määräävänä.

Betoniterästen valinta

Harjateräs A500HW on saavuttanut valta-ase-man yleisteräksenä, joka ominaisuuksiensa puo-lesta soveltuu useimpiin kohteisiin. Harjaterästä A700HW voidaan käyttää paikoissa, joissa on tärkeätä vähentää terästen lukumäärää. Se ei kuitenkaan sovellu rakenteisiin, joissa teräksel-tä vaaditaan hyvää sitkeyttä.

Laatta- ja seinärakenteissa on useimmiten edullista käyttää kaistarauδοitteita tai betonite-räsverkkoja. Näiden materiaaleiksi voidaan vali-ta A500HW, B500K tai B700K.

Ruostumattomia harjatankoja B600KX ja B 600KA käytetään kohteissa, joissa teräkseltä vaaditaan korroosionkestävyyttä. Sileiden pyö-rötankojen S235JRG2 käyttö on rajoittunut lä-hinnä nostokoukkuihin.

1.4 Laskentalujuudet

Rakenteen toimivan betonin puristuslujuuden ominaisarvo (ks. taulukko 1) lasketaan kaavasta

$$f_{ck} = 0,7K \quad (6)$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo (taulukko 2) taas lasketaan kaavasta

$$f_{ctk} = \alpha K^{2/3} \quad (7)$$

jossa

$$[f_{ctk}] = [K] = \text{MN/m}^2$$

$$\alpha = 58\epsilon_{cu} \leq 0,2$$

$$\epsilon_{cu} \text{ saadaan kaavasta 1.}$$

Betoniterästen myötörajan ominaisarvona käy-tetään standardien mukaista alemmaa myötöra-javaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä (taulukko 3).

Rakeneosien kestävyyskiä laskettaessa käy-tettävät laskentalujuudet eri betoniluokille ja te-räsladuille kussakin rakenneluokassa on annettu taulukoissa 1, 2 ja 3. Ne on saatu jakamalla ominaislujuudet betoninormien [2] taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla.

Taulukko 1. Betonin puristuslujuudet (MN/m²).

Nimellislujuus K	20	25	30	35	40	45	50
Ominaislujuus f_{ck}	14,0	17,5	21,0	24,5	28,0	31,5	35,0
Rakenne-luokka							
Raudoitettu rakenne f_{cd}	1	10,4	13,0	15,6	18,1	20,7	23,3
	2	9,33	11,7	14,0	16,3	18,7	–
	3	7,37	–	–	–	–	–
Raudoittamaton rakenne f_{cd}	1	7,00	8,75	10,5	12,3	14,0	15,8
	2	6,09	7,61	9,13	10,7	12,2	–
	3	5,19	–	–	–	–	–

Taulukko 2. Betonin vetolujuudet (MN/m²).

Nimellislujuus K		20	25	30	35	40	45	50
Ominaislujuus f_{ctk}		1,47	1,71	1,93	2,14	2,34	2,53	2,71
Normaali runkoaine	Rakenne- luokka							
Raudoitettu rakenne f_{ctd}	1	1,09	1,27	1,43	1,59	1,73	1,87	2,01
	2	0,983	1,14	1,29	1,43	1,56	–	–
	3	0,776	–	–	–	–	–	–
Raudoittamaton rakenne f_{ctd}	1	0,737	0,855	0,965	1,07	1,17	1,27	1,36
	2	0,641	0,743	0,840	0,930	1,02	–	–
	3	0,546	–	–	–	–	–	–

Taulukko 3. Betoniterästen lujuudet (MN/m²).

Teräs	S235JRG2	A500HW B500K	B600KX B600KA2	A700HW B700K
Ominaislujuus f_{yk}	225...235	500	600 (550)*	700
Laskentalujujuus f_{yd}	Rakenne- luokka			
	1	205...214	455	545 (500)
	2	188...196	417	500 (458)
	3	167...174	370	444 (407)

* Alemmat arvot teräkselle B600KA2, kun halkaisija $d \geq 10$ mm

1.5 Raudoituksen ankkurointi ja jatkaminen

Ankkurointimenetelmät

Raudoituksen on oltava luotettavasti ankkuroitu, jotta se voidaan ottaa huomioon kestävyyslaskentaessa. Ankkurointi voidaan suorittaa seuraavilla tavoilla tai niiden yhdistelmillä:

- tartunnan välityksellä
- koukkujen tai lenkkien avulla
- hitsattujen poikittaistankojen avulla (ristiliitokset)
- ankkurikappaleiden välityksellä.

Betonirauditus pyritään yleensä ankkuroimaan tartunnan välityksellä, mikäli riittävä ankkurointipituus vain on käytettävissä. Jos näin ei ole, käytetään lisäksi apuna koukkuja tai lenkkejä. Betoniteräsvierokojen, kaistaraudoitteiden ja erilaisten nauharaudoitteiden ankkuroinnissa otetaan hitsatut poikittaistangot huomioon ankkurointikapasiteettia tutkittaessa.

Vetorausoituksen ankkurointi

Suoran tangon ankkurointikapasiteetti laskeaan kaavasta

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \quad (8)$$

jossa

k_b = teräksen pinnan laadusta ja tangon sijainnista riippuva tartuntakerroin (taulukko 4)

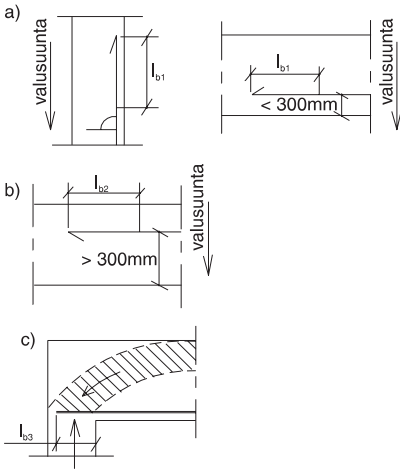
$u_s = \pi \phi$ = tangon ympärysmitta

l_b = ankkurointipituus.

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olennaista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakertoimia korottaa 50 %. Olennaisen poikittaisen puristuksen on oltava suurempi kuin tangon ankkuroinnin aiheuttama halkaisuvoima ($F_t \approx 0,25N_s$). Tilanne on tällainen esimerkiksi taivutetun rakenteen tuille ankkuroitaessa, kun $L_0/h \geq 8$. Koska tämä betoninormin kohta on hieman tulkinnanvarainen, on viisainta soveltaa Eurocode 2:a [3]. Sen mukaisesti tartuntakerroin voidaan kertoa luvulla $1/(1 - 0,05 p) \leq 1,5$, missä p on keskimääräinen poikittainen puristus [MN/m²].

Taulukko 4. Tartuntakerroin k_b .

Tartuntatila	A500HW A600H A700HW	B500K B700K B600KX	Pyörötanko S235JRG2
I Tangon ja vaakatason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta ≤ 300 mm.	2,4	2,4	1,0
II Raudoituksen etäisyys alapinnasta > 300 mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua.	1,7	1,7	0,7



Kuva 8. Tavanomaisimmat ankkurointitapaukset: a) tartuntatila I (lb1), b) tartuntatila II (lb2), c) poikittainen puristus tartuntatilassa I (lb3).

Ankkurointipituuden perusarvo l_{b0} lasketaan kaavasta

$$l_{b0} = 0,25 \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \phi \quad (9)$$

jossa ϕ on tangon halkaisija.

Kuvassa 8 esitetään tavallisimmat ankkurointitapaukset. Niitä vastaavat ankkurointipituuden perusarvot rakenneluokassa 2 harjateräksille A500HW ja B500K voidaan määrittää taulukon 5 avulla. Rakenneluokan 3 arvot saadaan kertomalla luvulla 1,13 ja rakenneluokan 1 arvot kertomalla luvulla 0,98.

Ankkuroinnin mitoitusehto:

$$F_{bu} \geq \sigma_s A_s \quad (10)$$

jossa

σ_s = tangon teräsjännitys murtotilassa

$$A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} = \text{tangon poikkipinta - ala.}$$

Taulukko 5. Ankkurointipituuden perusarvo (l_{b0}/ϕ). A500HW tai B500K.

Betoni	lb1	lb2	lb3
K20	44,2	62,4	29,5
K25	38,1	53,8	25,4
K30	33,7	47,6	22,5
K35	30,4	42,9	20,3
K40	27,8	39,3	18,6

Jos käytettävissä oleva ankkurointipituus $l_b < l_{b0}$, ei tankoa voida ankkuroida täyttää kestävyystä vastaavalle vetovoimalle pelkän tartunnan välityksellä. Tällöin on joko pienennettävä teräsjännitystä raudoituksen pinta-alaa lisäämällä tai tehostettava ankkurointia koukkujen, lenkkien tai hitsattujen poikittaistankojen (ristiliitosten) avulla.

Tarvittava ankkurointipituus $l_{b, \text{net}}$ voidaan laskea kaavasta

$$l_{b, \text{net}} = \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}} \cdot l_{b0} \geq 10\phi \quad (11)$$

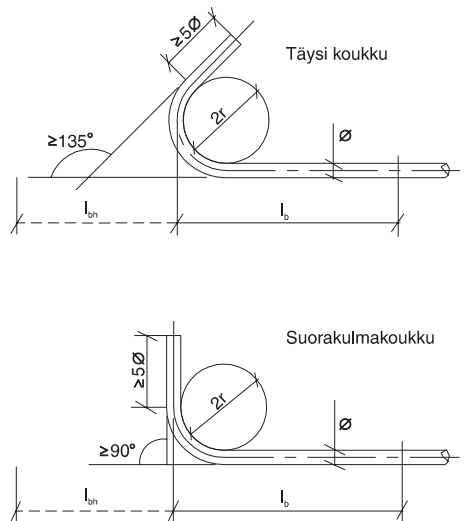
jossa

$A_{s, \text{req}}$ = vaadittu vetoraudoituksen pinta-ala ankkuroinnin alkamiskohdassa

$A_{s, \text{prov}}$ = ko. kohdassa käytetty todellinen raudoituksen pinta-ala.

Koukun ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavasta 8 käyttäen ankkurointipituudelle arvoa (ks. kuva 9)

$$l_{bh} = 10\phi \quad (12)$$



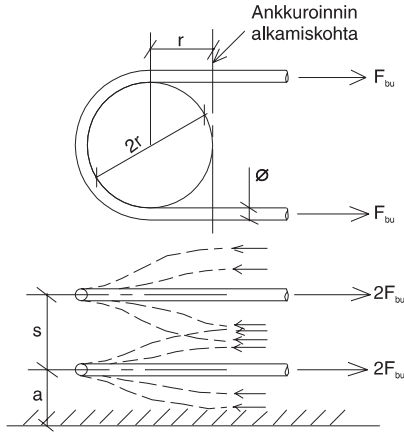
Kuva 9. Tangon ankkurointi lyhyttä koukkua käyttäen.

Lenkin ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = r\phi f_{cd} \sqrt{\frac{s}{\phi}} \leq 3r\phi f_{cd} \quad (13)$$

jossa

r = lenkin sisäpuolinen taivutussäde
 s = rinnakkaisten lenkkien taivutustasojen välinen etäisyys, kuitenkin enintään taivutustason etäisyys betonipinnasta kaksinkertaisena lenkin tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa mitattuna (kuva10).



Kuva 10. Lenkin ankkurointikapasiteetti.

Ankkuroinnin alkamiskohdan ja koukun (tai lenkin) taivutuksen alkamiskohdan välisen suoran tangon osan pituuden tulee olla vähintään taivutussäteen r suuruinen. Kaavan 13 käytön edellytyksenä on, että kummassakin leikkeessä vaikuttaa suunnilleen yhtä suuri voima. Muussa tapauksessa on käytettävä koukun kaavoja.

Ankkuroitaessa tanko koukkuja tai lenkkiä käytetään voidaan tarvittava ankkurointipituus $l_{b,red}$ laskea kaavasta (vrt. kuva 11)

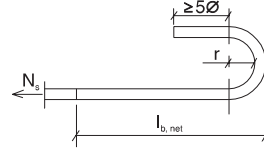
$$l_{b,red} = l_{b,net} - \Delta l_b \geq 2r + \phi \quad (14)$$

jossa

$$\Delta l_b = l_{b1} \text{ koukuille}$$

$$\Delta l_b = l_{b1} \text{ lenkeille}$$

$$l_{b1} = \frac{3,5K^{1/3}}{\pi \cdot k_b} \sqrt{\frac{s}{\phi}} \quad (15)$$



Kuva 11. Tarvittava ankkurointipituus $l_{b,red}$ koukkuja käytettäessä.

Tankoihin voimaliitoksilla hitsattujen poikittaistankojen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipuituksia laskettaessa. Ankkuroituvan tangon voimasta voidaan matkalla l_b vähentää hitsatun poikittaistangon ottama osuus. Jos ankkuroitavan tangon halkaisija $\phi_1 \leq 12$ mm, se voidaan laskea kaavasta

$$F_{bd} = 18FL \cdot A_s f_{yd} / 125 \leq 16A_s f_{cd} \phi_T / \phi_1 \quad (16)$$

jossa

FL = standardin SFS1251-1997 mukainen liitosluokkaa vastaava lujuus (esim. F20 vastaa arvoa 0,2)

ϕ_T = poikittaistangon halkaisija

ϕ_1 = ankkuroitavan tangon halkaisija.

Jos ankkuroitavan tangon halkaisija $\phi_1 > 12$ mm, tangon voimasta voidaan vähentää hitsatun poikittaistangon ottama osuus

$$F_{bd} = 18FL \cdot A_s f_{yd} / 125 \leq L_T \phi_T \sigma_{cc} \quad (17)$$

jossa

$$L_T = 1,16\phi_T \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{cc}}} \leq s \quad (18)$$

$$\sigma_{cc} = 10(f_{ctd} - \sigma_T)(c_T / \phi_T)^{0,5} \leq 3f_{cd} \quad (19)$$

c_T = ankkuroitavan tangon betonipeite

σ_T = ulkoisen kuormituksen aiheuttama normaalijännitys ristiliitoksen muodostamassa tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa, sen edessä matkalla $0 \dots 3 \phi_T$. Puristusjännitys on negatiivinen (–) ja veto positiivinen (+).

s = ankkuroitavien tankojen väli keskeltä keskelle.

Jos ristiliitoksessa on kaksi poikittaistankoa peräkkäin samalla puolella ankkuroitavaa tankoa vähintään etäisyydellä $3\phi_T$ ja enintään etäisyydellä $10\phi_T$ toisistaan, on niiden yhdistetty kapasiteetti 1,4 kertaa yhden liitoksen kapasiteetti. Jos poikittaistangot ovat ankkuroitavan tangon vastakkaisilla puolilla, voidaan niiden kapasiteetit laskea yhteen.

Puristusraudoituksen ankkurointi

Puristetun suoran tangon ankkurointikapasiteetti perustuu tartuntaan sekä tangon pään ja betonin väliseen paikalliseen puristukseen. Sen ansiosta voidaan kaavan 8 perusteella lasketta ankkurointikapasiteettia korottaa määrällä $3A_s f_{cd}$ edellyttäen, että tangon pään etäisyys betonipinnasta tangon suunnassa on vähintään $5\varnothing$. Betonin lohkeamisvaaran vuoksi on suositeltavaa käyttää poikittaisraudoitusta (esim. pilarissa hakoja) puristetun tangon pään läheisyydessä.

Puristusraudoituksen tarvittava ankkurointipituus l_b voidaan laskea kaavasta

$$l_b = \frac{(f_{yd} - 3f_{cd})}{4k_b f_{ctd}} \varnothing \quad (20)$$

Se voidaan harjateräkselle A500HW määrittää myös taulukon 6 avulla.

Taulukko 6. Puristusraudoituksen ankkurointipituuden suhde tangon halkaisijaan teräksellä A500HW.

Betoni	Rakenne- luokka 1	Rakenne- luokka 2	Rakenne- luokka 3
K25	34,2	34,9	39,7
K30	29,7	30,3	34,6
K35	26,3	26,8	–
K40	23,6	24,1	–

Raudoituksen jatkaminen

Betonirauditus voidaan jatkaa

- limijatkoksilla
- hitsaamalla
- erikoisliitoksilla, kuten muhveilla.

Suorien vedettyjen tankojen limijatkoksen jatkospituus lasketaan kaavasta

$$l_j = k_j l_{b0} \quad (21)$$

jossa

k_j = samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippuva kerroin, joka valitaan taulukosta 7

l_{b0} = ankkurointipituuden perusarvo, joka lasketaan kaavasta 9 tai määritetään taulukon 5 avulla.

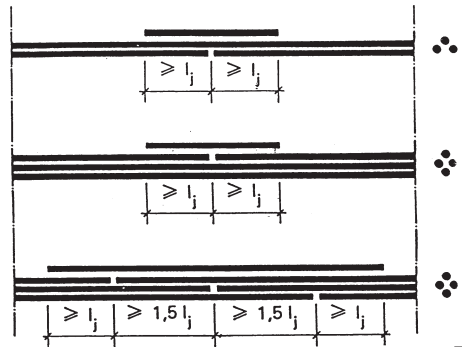
Jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos niiden keskikohtien väli on pienempi kuin $l_j + 20\varnothing$. Tankojen vetovoimien otaksutaan kasvavan suoraviivaisesti jatkospituuden matkalla.

Suorien puristettujen tankojen jatkospituutena käytetään ankkurointipituutta, joka lasketaan kaavasta 20 tai määritetään taulukon 6 avulla. Tankoniput jatketaan jatkamalla nipun yksittäiset tangot kuvan 12 mukaisesti lisätankoa käyttämällä.

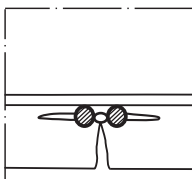
On suositeltavaa [3] käyttää jatkospituuden matkalla poikittaisraudoitusta, jos

- jatkettavan tangon $\varnothing \geq 16$ mm
- samassa poikkileikkauksessa jatketaan enemmän kuin 20 % raudoituksen kokonaismäärästä.

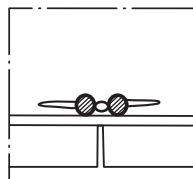
Poikittaisraudoituksen tulee sijaita sillä puolella jatkosta, minne pitkittäishalkeama pyrkii muodostumaan (vrt. kuva 13).



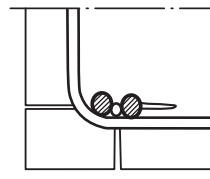
Kuva 12. Tankonipun jatkaminen.



tehoton



hyvä



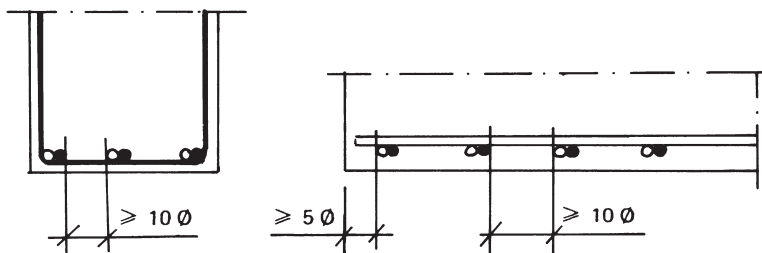
paras

Kuva 13. Poikittaisraudoituksen sijainnin vaikutus.

Taulukko 7. Jatkoskerroin k_j . A-sarakkeen arvoja saadaan käyttää, jos jatkosten vapaa väli koh-tisuorassa tankoja vastaan on vähintään $10\varnothing$ tai jos jatkoskohdan betonipeite sivusuunnassa on vä-hintään $5\varnothing$ tai jatkos sijaitsee haan nurkassa (kuva).

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus raudoituksen kokonaismäärästä

	A	k_j	B
$\leq 1/5$	1,0		1,2
$1/3$	1,2		1,6
$1/2$	1,3		1,8
$> 1/2$	1,5		2,0



1.6 Palomitoitus

Rakenteiden palonaikaiset kuormitukset ja varmuuskertoimet

Hyötykuormina käytetään rakenteiden suunnit-telua varten määriteltäviä ominaiskuormia. Oles-kelu- ja kokoontumiskuormana saa kuitenkin käyttää arvoa $0,75 \text{ kN/m}^2$, tungoskuorman arvo-na $2,0 \text{ kN/m}^2$ sekä lumikuorman arvona 50 % ja tuulikuorman arvona 30 % ominaiskuormasta. Mitoituksessa voidaan myös otaksua, että lumi-ja tuulikuorma eivät esiinny samanaikaisesti.

Sekä kuormien että materiaalien osavar-muuskertoimina paloteknisessä mitoituksessa käytetään arvoa 1,0.

Mitoituksen suoritus

Palotekninen mitoitus voidaan suorittaa joko tarkemmin laskennallisena mitoituksena (ks. [5]) tai ns. taulukkomitoituksena. Taulukkomitoitusta voidaan soveltaa kaikkiin betoninormi-en [2] mukaisesti käyttölämpötilassa mitoitet-tuihin rakenteisiin, lukuun ottamatta jännitettöjä ontelolaattoja.

Betonirakenteissa teräksen kriittisellä lämpö-tilalla T_{cr} tarkoitetaan sitä teräksen lämpötilaa, jossa betoniteräksen myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus on lämpötilan kohoamisen vai-kutuksesta laskenut rakenteessa palotilan kuor-mituksen aiheuttaman teräsjännityksen suurui-seksi. Taulukkomitoituksessa betoniteräksen kriittisenä lämpötilana voidaan käyttää arvoa $T_{cr} = 500^\circ\text{C}$, jos pysyvän kuorman osuus kokonais-kuormasta on enintään 80 %.

Poikkileikkauksen vähimmäismitat

Eri palonkestoajoja vastaavat poikkileikkaus-ten vähimmäismitat on esitetty betoninormien [2] taulukoissa 8.2, 8.6, 8.9 ja 8.10. Yhteenveto-na niistä voidaan todeta, että

- umpilaatan paksuuden ollessa $\geq 120 \text{ mm}$ on palonkestävyys $\geq R120$
- ontelolaattojen palonkestävyys on yleensä R60, mutta erityisiä palolaattoja käyttämällä päästään palonkestävyyteen R90 – R240
- palkin uuman paksuuden ollessa $\geq 180 \text{ mm}$ on palonkestävyys $\geq R120$
- palkin leuan korkeuden ollessa $\geq 150 \text{ mm}$ voi-daan päästä palonkestävyyteen $\geq R120$
- jos pilarin pienempi sivumitta on $\geq 280 \text{ mm}$, on palonkestävyys $\geq R120$
- seinän paksuuden ollessa $\geq 120 \text{ mm}$ on palon-kestävyys $\geq R120$
- kevytsorabetonia käyttämällä päästään noin 15 – 20 % pienemmillä mitoilla samaan palon-kestävyyteen kuin normaalibetonilla.

Pääraudoituksen betonipeite

Pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuu-den vähimmäisarvot on esitetty betoninormien taulukoissa 8.3, 8.4, 8.5, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Yhteenveto-na niistä voidaan todeta, että

- laattarakenteissa betonipeite on tarkistettava taulukkomitoituksella, jos ympäristöluokas-sa Y3 vaadittu palonkestävyys $> R60$ tai ympäristöluokassa Y2 vaadittu palonkestävyys $> R90$
- palkin pääraudoituksen betonipeite on tarkis-tettava taulukkomitoituksella, jos uuman pak-suudella $\geq 380 \text{ mm}$ vaadittu palonkestävyys $> R90$ tai jos uuman paksuudella $180 \text{ mm} \leq b_w < 380 \text{ mm}$ vaadittu palonkestävyys $> R60$

- jos leikkausvoimia otetaan palkin haoilla (mikä on suositeltavaa), on niiden betonipeite tarkistettava ympäristöluokassa Y3 vaaditun palonkestävyyden ollessa $> R60$ ja ympäristöluokassa Y2 vaaditun palonkestävyyden ollessa $> R90$
- pilarin, jonka sivumitta ≥ 280 mm, pääraudoituksen betonipeite on tarkistettava vaaditun palonkestävyyden ollessa $\geq R120$
- seinän pääraudoituksen betonipeite on tarkistettava, jos ympäristöluokassa Y3 vaadittu palonkestävyys $\geq R90$ tai ympäristöluokassa Y2 vaadittu palonkestävyys $\geq R120$.

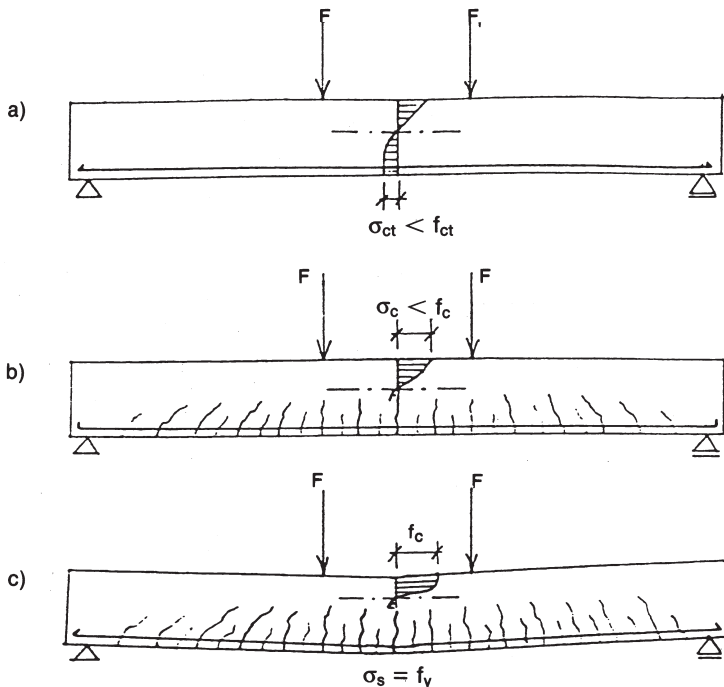
- oleelliset rakentamistoleranssit tulee merkitä mitta- ja kaaviopiirustuksiin yksiselitteisesti lukuarvoina tarkoituksenmukaisiin kohtiin
- rakentamistoleranssit määritetään ja merkitään ensisijaisesti paikkoihin, jotka ovat rakenteen toimivuuden, ulkonäön, valmisosa-asennuksen ja liittyvien rakennusosien kannalta tärkeitä (ikkuna- ja oviaukot, pilarivälit jne.)
- poikkeamien seuranta varten määritetään jokaiseen tasoon tarkepisteet
- tarvittaessa tulee rakennukseen suunnitella kohtia, joissa mittapoikkeamien kertymät hoidetaan hallitusti.

Rauditus suunnitellaan siten, että se annettujen toleranssien puitteissa mahtuu rakenteeseen ja ettei sen betonipeite alitu enempää kuin 5 mm. Lisäksi on otettava huomioon toleranssien vaikutus teholliseen korkeuteen taivutetuissa rakenteissa ja harjatankojen vaatima tila sekä palkkeissa haan taivutuksesta aiheutuva päätankojen nousu. Myös risteävien tankojen keskinäinen asema on otettava huomioon rakenneosien liitoksissa. Tarkemmat ohjeet on annettu lähteissä [6] ja [7]. EC 2:n [3] mukaan tehollisesta korkeudesta vähennetään kapasiteettia laskettaessa 2-luokassa 10 mm ja 1-luokassa 5 mm.

1.7 Toleranssit

Rakennelaskelmissa käytetään jänneväleille ja poikkileikkaussuureille nimellismittoja, sillä salliittujen mittapoikkeamien vaikutus sisältyy varmuuskertoimiin. Suunnittelijan tulee kuitenkin ottaa toleranssit huomioon seuraavasti (ks. [6], [7] ja [8]):

- rakennusosiin, jotka liittyvät toisiinsa, tulee määrätä yhteismitallinen rakentamistoleranssi ja suunnitella liitokset tämän toleranssin mukaisesti



Kuva 14. Taivutetun teräsbetonirakenteen toimintatapa: a) halkeamaton tila, b) käyttötila, c) murtotila.

2 Mitoitus murtotilassa

2.1 Mitoitus taivutukselle

Mitoitusperusteet

Taivutetun teräsbetonirakenteen murtumisen luonne riippuu vetorausoituksen määrästä. Jos poikkileikkaus on aliraudoitettu, murtuminen tapahtuu hauraasti heti ensimmäisen halkeaman ilmestyessä. Tämän estämiseksi on syytä noudattaa normien vähimmäisraudoitusvaatimuksia. Myös ylitraudoitettu poikkileikkaus murtuu hauraasti, kun puristuspuolen betoni murskaantuu ennen kuin vetorausoitus ehtii saavuttaa myötörajaansa. Normaaliiraudoitettu poikkileikkaus sen sijaan murtuu sitkeästi vetorausoituksen myötäessä, ja murtumista edeltää voimakas halkeilu ja suuret muodonmuutokset (kuva 14). Tasapainoraudoitettussa poikkileikkauksessa vetorausoitus saavuttaa myötörajan samanlaisesti kun puristuspuoli murtuu.

Kohdassa 1.2 esitettyjen perusoletusten lisäksi mitoitus perustuu seuraaviin otaksumiin:

- Betonin oletetaan olevan vetopuolella haljennut 0-viivaan asti. Betonin vetojännityksiä ei raudoitetuissa rakenteissa oteta huomioon.
- Betonin ja terästen välillä oletetaan täydellinen tartunta.
- Betonin puristusjännitysten jakautumiskuvion saa korvata suorakaiteella, jonka korkeus $y = kx$. Kerroin k lasketaan kaavasta

$$k = \frac{\epsilon_{cu} - 0,7 \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{cu}} \leq 0,8$$

Taulukko 8.

Teräs	x_b/d	β_b	μ_b
S235JRG2	0,770	0,616	0,426
A500HW, B500K	0,583	0,467	0,358
B600KX	0,538	0,431	0,338
A700HW, B700K	0,500	0,400	0,320

Betoninormien [2] mukaan teräsbetonirakenteissa poikkileikkaukseen ei saa sijoittaa enemmän vetorausoitusta kuin tasapainoraudoitus pelkässä taivutuksessa, kun raudoituksen venymälle käytetään arvoa ϵ_{yk} . Tätä vastaava tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β_b lasketaan kaavasta

$$\beta_b = 0,8 \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yk}} \quad (22)$$

Taulukossa 8 on annettu β_b ja vastaava suhteellinen momentti μ_b sekä 0-viivan suhteellinen etäisyys x_b/d käytössä oleville betoniteräksille. Riittävän sitkeyden varmistamiseksi on suositeltavaa valita $\beta \leq 0,9\beta_b$ betonin lujuuden ollessa enintään K60. Jos rakenteen myötäämiskykyä käytetään hyväksi mitoituksessa, on riittävän muodonmuutoskyvyn varmistamiseksi tehollisen puristuspinnan korkeutta tarvittaessa rajoitettava vieläkin enemmän.

Suorakaidepoikkileikkaus

Poikkileikkauksen sisäiset voimat (kuva 15):

$$N_c = b y f_{cd}, \quad N_s = A_s f_{yd} \quad (23)$$

Tasapainoehtoista seuraa, että

$$\omega = \beta \quad (24)$$

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

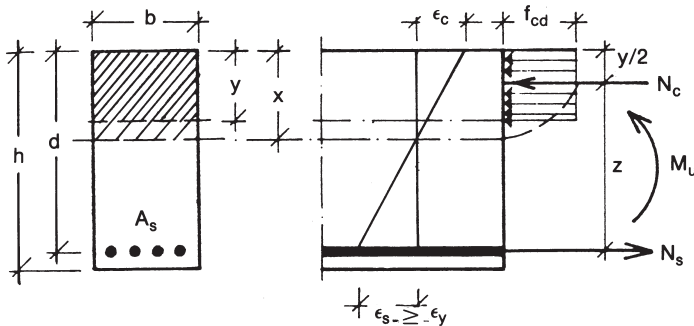
joissa

$$\omega = \frac{\rho \cdot f_{yd}}{f_{cd}}, \quad \rho = \frac{A_s}{b d} \quad (25)$$

$$\beta = \frac{y}{d}$$

$$y = 0,8x$$

$$\mu = \frac{M}{f_{cd} b d^2}$$



Kuva 15. Suorakaidepoikkileikkaus ilman puristusraudoitusta.

 Taivutuskestävyys M_u voidaan laskea kaavasta

$$M_u = \mu b d^2 f_{cd} \quad (26)$$

tai kaavasta $M_u = A_s f_{yd} z$ (27)

jossa

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (28)$$

Poikkileikkauksessa tarvittava vetorausdoitus määritetään seuraavasti:

1. Arvioidaan tehollinen korkeus d
2. Lasketaan suhteellinen taivutusmomentti

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2} \quad \text{tai} \quad \mu = \frac{m_d}{f_{cd} d^2}$$

3. Lasketaan tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

4. Tarvittava vetorausdoituksen pinta-ala saadaan kaavasta

$$A_s = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b d$$

 jossa $\omega = \beta$

tai kaavasta $A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}}$

 jossa z saadaan kaavasta 28.

 Kun suhteellinen taivutusmomentti μ tunnetaan, tarvittava vetorausdoituksen pinta-ala voidaan myös laskea kaavasta

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} \quad (29)$$

 jossa teräskerroin k_s saadaan taulukosta 9. $[A_s] = \text{mm}^2$, $[M_d] = \text{kNm}$ ja $[d] = \text{m}$.

Esimerkki 1

 Määritettävä elementtipalkin 680×380 pääraudoitus, kun betoni on K40-2, teräs A500HW, palonkestävyys R60, ympäristöluokka Y3, toleranssiluokka 1, haat $\varnothing 8$, kiviaineksen max rae-koko 16 mm ja $M_d = 820 \text{ kNm}$.

 Arvioidaan $d \approx 620 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{0,820}{18,7 \cdot 0,38 \cdot 0,62^2} = 0,300$$

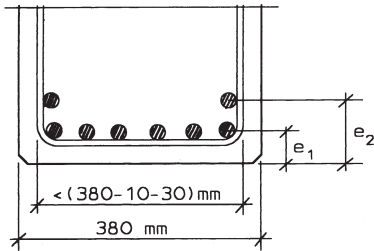
$$\Rightarrow \beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,300} = 0,368$$

$$A_s = 0,368 \cdot \frac{18,7}{417} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 620 \text{ mm}$$

$$= 3886 \text{ mm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T } 25 (3928 \text{ mm}^2)$$

 Taulukko 9. Teräskerroin k_s ja kerroin $k_z = z/d$.

A500HW B500K	μ	0,06	0,10	0,14	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,28	0,305
Rakenneluokka	k_z	0,956	0,938	0,919	0,901	0,892	0,879	0,861	0,847	0,829	0,806
1	k_s	2,30	2,35	2,39	2,44	2,47	2,50	2,55	2,60	2,65	2,73
2	k_s	2,51	2,56	2,61	2,66	2,69	2,73	2,79	2,83	2,90	2,98
3	k_s	2,82	2,88	2,93	2,99	3,03	3,07	3,13	3,19	3,25	3,35



Kuva 16. Esimerkki 1, raudoituksen sijoitus.

Koska tangot eivät mahdu yhteen riviin, sijoitetaan 6 alimpaan riviin ja 2 toiseen riviin. Rivien etäisyydet palkin alareunasta ovat (vrt. kuva 16)

$$e_1 = (0,4 \cdot 25 + 0,3 \cdot 3 \cdot 8 + 25 + 5) \text{ mm} = 47,2 \text{ mm (huom! } 15 + 8 < 25)$$

$$e_2 = e_1 + (25 + 25) \text{ mm} = 47,2 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 97,2 \text{ mm}$$

Tarkistetuksi teholliseksi korkeudeksi saadaan tällöin

$$d = 680 \text{ mm} - \frac{6 \cdot 47,2 + 2 \cdot 97,2}{8} \text{ mm} = 620 \text{ mm}$$

⇒ valittu raudointi riittää.

Puristusraudoituksella voidaan lisätä taiputuskestävyyttä ja parantaa sitkeyttä. Puristusraudoitetun poikkileikkauksen kaavat ja tarvittavan raudoituksen määrittäminen on esitetty lähteessä [1].

Erikoispoikkileikkaukset ja vino taiputus

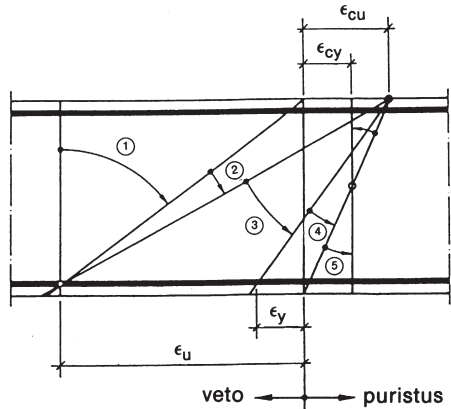
Erikoispoikkileikkauksia ja vinoa taiputusta on käsitelty lähteessä [1].

2.2 Mitoitus normaalivoimalle

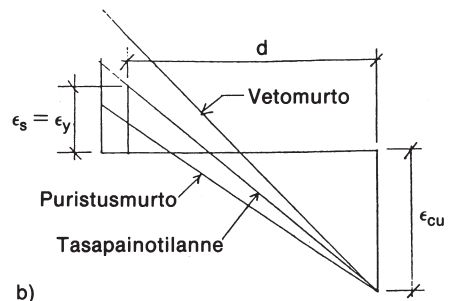
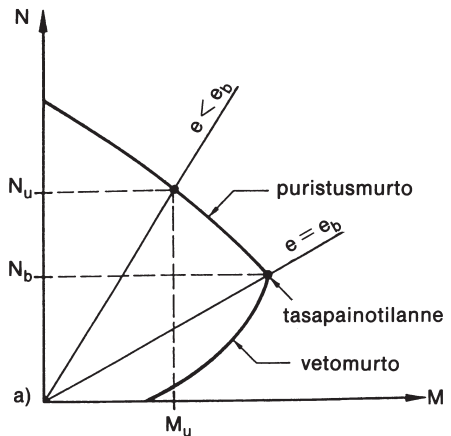
Mitoitustapaukset ja murtumisen luonne

Normaalivoiman luonteesta (puristusta tai vetoa) ja epäkeskisyydestä riippuen erotetaan seuraavat mitoitustapaukset (kuva 17):

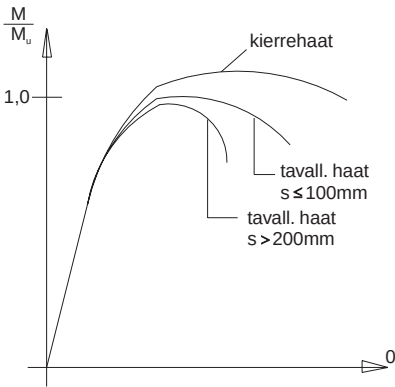
1. Pienen epäkeskisyyden omaava vetävä normaalivoima. Poikkileikkauksesta toimii vain raudointi.
2. Vetävä tai puristava normaalivoima, suuri epäkeskisyys. Puristuspuoli vain osittain rasitettu.
3. Vetävä tai puristava normaalivoima, suuri epäkeskisyys. Sekä veto- että puristuspuoli täysin rasitettu.
4. Puristava normaalivoima, pieni epäkeskisyys. Poikkileikkaukseen syntyy vetoa, mutta vetoraudoitus ei ole täysin rasitettu.
5. Poikkileikkaus kauttaaltaan puristettu, pieni epäkeskisyys.



Kuva 17. Poikkileikkauksen mitoitustapaukset.



Kuva 18. Murtumisen luonne epäkeskisessä puristuksessa: a) kestävyyskäyrä ja epäkeskisyydet b) muodonmuutokset.



Kuva 19. Sitkeyden riippuvuus haoista.

Epäkeskisen vedon rasittama poikkileikkaus saavuttaa murtotilan raudoituksen myötäessä, joten murtuminen on luonteeltaan sitkeä.

Epäkeskisessä puristuksessa murtumisen luonne riippuu epäkeskisyydestä. Pääinvastoin kuin pelkässä taivutuksessa vetoraidoituksen myötämistä (ja siten sitkeyttä) ei voida varmistaa teräsmäärää rajoittamalla. Tasapainotilanteessa ($e = e_b$ ja $N = N_b$) tapahtuu murtuminen siten, että betonipuristuma puristetulla reunalla saavuttaa kriittisen arvon ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) samanaikaisesti kun vetoraidoitus alkaa myötää ($\epsilon_s = \epsilon_{yd}$). Jos $e > e_b$ ($N < N_b$), tapahtuu murtuminen sitkeästi vetoraidoituksen myötäessä. Jos taas $e < e_b$ ($N > N_b$), on aina kyseessä puristusrutto (kuva 18). Epäkeskisyyden ollessa pieni ($e < e_b$) riippuu sitkeys hakojen muodosta (tavalliset vai kierrehaat) sekä hakavälistä (kuva 19).

Epäkeskinen puristus

Puristetun rakenteen hoikkuus λ lasketaan kaavasta

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (30)$$

jossa

$L_0 = k_0 L$ on nurjahduspituus

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ on betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde tarkasteltavassa suunnassa

k_0 on rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin, joka voidaan valita taulukosta 10 tai 11. Se voidaan määrittää myös tarkemmin kuvien 20 ja 21 avulla.

Betoninormien mukaisten sallittujen mittapoikkeamien huomioon ottamiseksi mitoituksessa käytetään ns. perusepäkeskisyyttä e_a . Jäykän ra-

 Taulukko 10. 1-ulotteisen rakenteen (pilarin) k_0 -arvot.

Tuenta	Sivusiirtävyys	k_0	
		teoreettinen	suositeltava
	Estetty	1,0	1,0
	Estetty	0,5	$\geq 0,7$
	Estetty	0,7	$\geq 0,8$
	Vapaa	2,0	$\geq 2,2$
	Vapaa	1,0	$\geq 1,2$

Raudoittamattomia rakenneosia mitoittaessa käytetään kertoimelle k_0 arvoa 1,0 edellyttäen, että sivusiirtymät on estetty.

kenneosan ($\lambda \leq 25$) perusepäkeskisyydeksi otaksutaan $h/20 \leq 50$ mm, jossa h on poikkileikkauksen sivumitta tarkasteltavassa suunnassa. Hoikan rakenneosan ($\lambda > 25$) perusepäkeskisyyttä lasketaan kaavasta

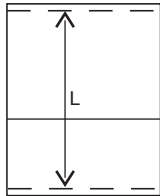
$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500} \quad (31)$$

jossa $h/20 \leq 50$ mm

Taulukko 11. 2-ulotteisen rakenteen (seinän) k_0 -arvot.

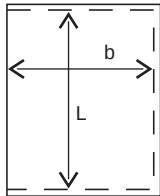
Tuenta

Kahdelta reunalta tuettu



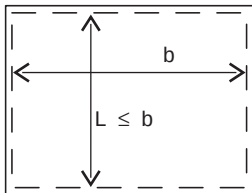
Kuten teräsbetoni-pilareissa

Kolmelta reunalta tuettu

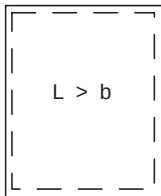


$$\frac{1}{1 + (L / 3b)} \geq 0,3$$

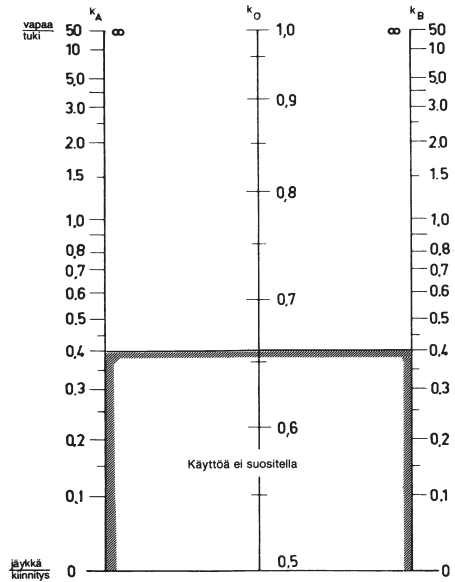
Neljältä reunalta tuettu



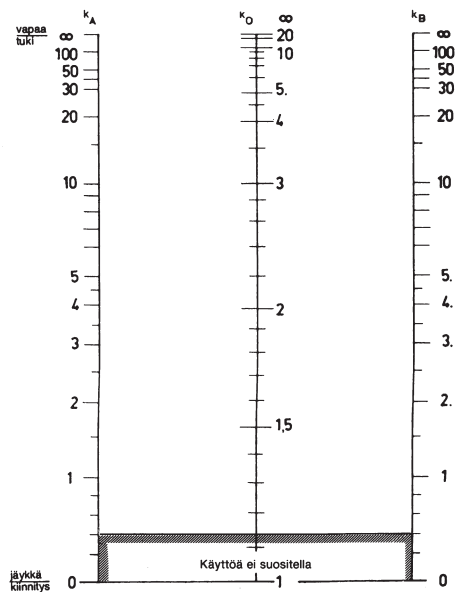
$$\frac{1}{1 + (L / b)^2}$$



$$\frac{1}{2 (L / b)}$$



Kuva 20. Sivusiirtymättömän pilarin k_0 -arvon määrittäminen.



Kuva 21. Sivusiirtyvän pilarin k_0 -arvon määrittäminen.

Taipumasta aiheutuva lisäepäkeskisyyys e_2 voidaan betoninormien mukaan laskea kaavasta

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 h \quad (32)$$

Kaavan käytön edellytyksenä on, että
 – $\lambda \leq 140$ raudoitetuilla rakenneosilla
 – $\lambda \leq 90$ ja $e_0 \leq h/3$ raudoittamattomilla rakenneosilla.

Jos $N_d > 0,5 A_c f_{cd}$, saa raudoitetuissa rakenneosissa lisäepäkeskisyyden e_2 kertoa luvulla

$$\frac{0,5A_c f_{cd}}{N_d}$$

Epäkeskisyyden laskenta-arvo e_d

Jäykissä rakenneosissa $e_d = e_0 + e_a$

Hoikissa siirtymättömissä rakenneosissa epäkeskisyyden laskenta-arvoksi valitaan suurin seuraavista:

$$e_d = \begin{cases} e_a + e_{01} \\ e_a + e_2 + 0,6e_{01} + 0,4e_{02} \\ e_a + e_2 + 0,4e_{01} \end{cases} \quad (33)$$

joissa e_{01} on itseisarvoltaan suurempi ja e_{02} pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkupe-
 räisistä epäkeskisyyksistä. Jos e_{01} on esimerkki-
 nen kuin e_{02} , valitaan e_{02} negatiiviseksi.

Hoikissa siirtyvissä rakenneosissa

$$e_d = e_{01} + e_a + e_2 \quad (34)$$

Suorakaidepoikkileikkauksen kestävyys

Epäkeskisyyden ollessa niin suuri, että poikki-
 leikkaukseen syntyy vetoa (mitoitustapaukset
 2,3 ja 4), saadaan tasapainoehdoista kestävyys-
 sille N_u ja M_u seuraavat lausekkeet (kuva 22):

$$N_u = b y f_{cd} + A_s' \sigma_{sc} - A_s \sigma_s \quad (35)$$

$$M_u = N_u e_s = f_{cd} b y \left(d - \frac{y}{2} \right) + A_s' \sigma_{sc} (d - d') \quad (36)$$

joissa $e_s = e_d + a_s$

Tavallisesti otaksutaan aluksi, että puristusrau-
 doitus myötää, jolloin $\sigma_{sc} = f_{yd}$. Jotta tämä pitäisi
 paikkansa, on seuraavan ehdon oltava voimas-
 sa:

$$\epsilon_{sc} = \frac{x - d'}{x} \epsilon_c \geq \epsilon_{yd}$$

Vetomurroissa ($e_d \geq e_b$) on vetorausdoituksen jän-
 nitys murtoilassa $\sigma_s = f_{yd}$.

Puristumurroissa $\sigma_s = \epsilon_s E_s$.

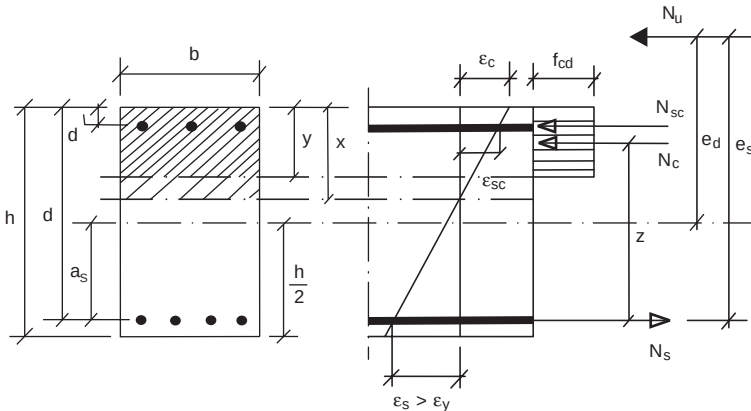
Mitoitusehdot

$$\begin{cases} N_d \leq N_u \\ M_{sd} = N_d e_s \leq M_{su} = N_u e_s = M_{uc} + M_{usc} \end{cases} \quad (37)$$

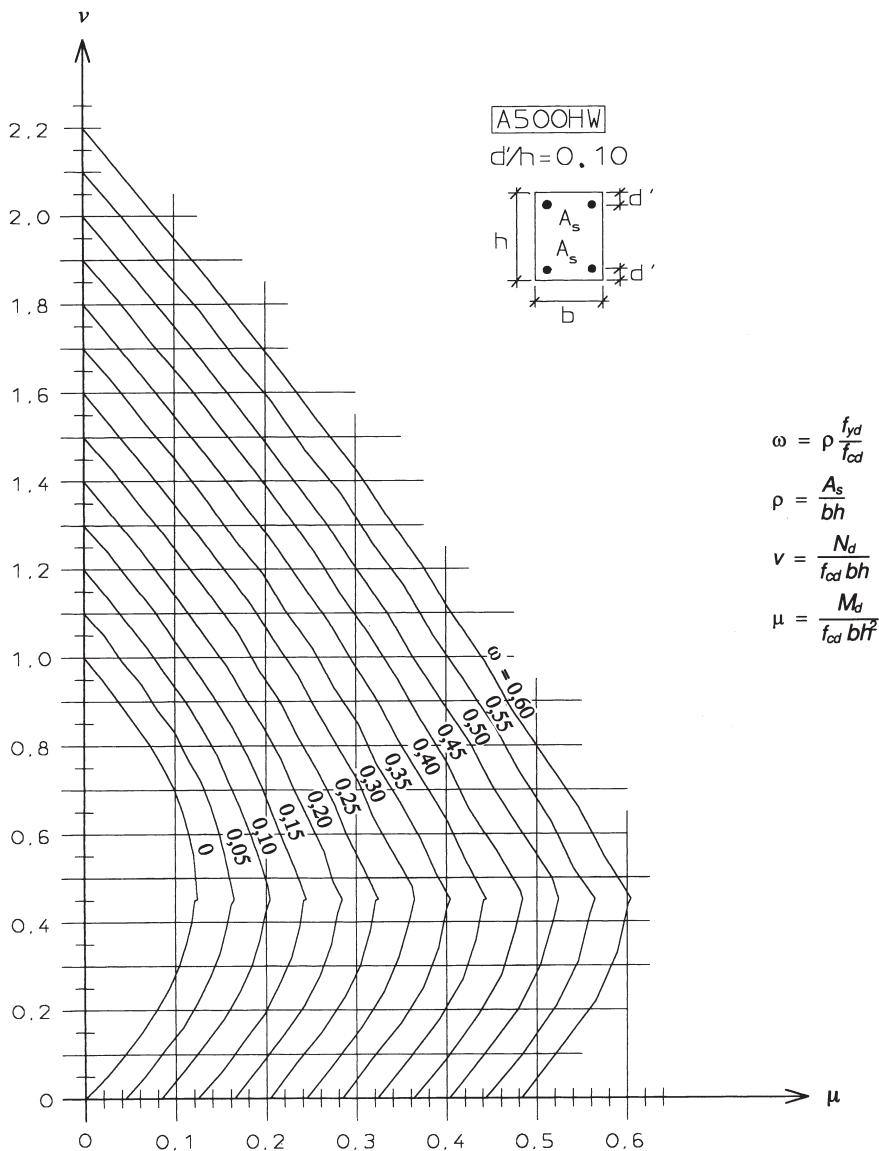
$$M_{uc} = \mu_c b d^2 f_{cd}$$

$$M_{usc} = A_s' f_{yd} (d - d') \quad (38)$$

Kaavoissa 37 ja 38 on otaksuttu, että $\sigma_s = \sigma_{sc} = f_{yd}$. Lisäehdoksi tehtävän ratkaisussa voidaan
 valita jokin seuraavista:



Kuva 22. Suorakaidepoikkileikkauksen epäkeskinen puristus, vetomurto.


 Kuva 23. Symmetrisesti raudoitettu suorakaidepoikkileikkaus. Kapasiteettikäyrästä, $d'/h = 0,10$.

- symmetrinen rauditus $A_s = A'_s$ (ehto on tavallisin pilareissa ja seinissä)
- puristusrauditus A'_s tunnettu
- $A_s + A'_s = \text{minimi}$ (ehto toteutuu, jos $y = \frac{d+d'}{2}$)
- $\beta \leq \beta_{adm}$

Yhteisvaikutusdiagrammien eli kapasiteettikäyrästöjen käyttö

1. Valitaan poikkileikkausmitat h ja b .
2. Lasketaan normaalivoiman ja taivutusmomentin suhteelliset arvot

$$v = \frac{N_d}{f_{cd}bh} \quad (39)$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd}bh^2} = v \cdot \frac{e_d}{h} \quad (40)$$

3. Valitaan tapaukseen soveltuva käyrästö, jossa d'/h :lla on sopiva arvo (suurta virhettä tekemättä voidaan useimmiten käyttää d'/h :n arvoa 0,10).
4. Luetaan kapasiteettikäyrästä vaaditun mekaanisen raudoitussuhteen ω arvo.
5. Tarvittava raudoituksen pinta-ala suorakaidepoikkileikkauksen yhdellä reunalla saadaan kaavasta

$$A_s = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bh \quad (41)$$

ja kokonaisteräsmäärä $A_{s,tot} = 2 A_s$.

Kuvassa 23 on esitetty kapasiteettikäyrästö symmetriselle raudoitukselle ($A_{s1} = A_{s2} = A_s$) d'/h :n arvolla 0,10.

Esimerkki 2

Määritä kuvan 24 kytketyn kehän pilarissa tarvittava rauditus, kun betoni on K40-1 ja teräs A500HW sekä pilari 380 x 380. Ympäristöluokka Y3, palonkestävyys R60 ja toleranssiluokka 1. $F_{wk} = 4,8 \text{ kN}$, $g_{3k} = 31,7 \text{ kN/m}$, $q_{1k} = 2,8 \text{ kN/m}$, $q_{2k} = 2,0 \text{ kN/m}$ ja $q_{3k} = 13,0 \text{ kN/m}$.

$$N_{gk} = (25 \cdot 6,5 \cdot 0,38^2 + 12,0 \cdot 31,7) \text{ kN} = 404 \text{ kN}$$

$$N_{gk} = 12,0 \text{ m} \cdot 13,0 \text{ kN/m} = 156 \text{ kN}$$

$$F_{hk} = \frac{3}{8} \cdot (2,8 + 2,0) \text{ kN/m} \cdot 6,5 \text{ m} + 4,8 \text{ kN} = 16,5 \text{ kN}$$

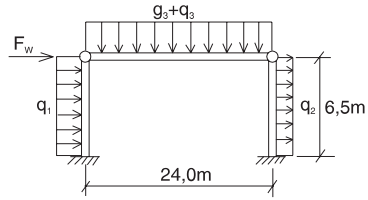
$$M_{gk} = \frac{1}{8} \cdot 2,8 \text{ kN/m} \cdot 6,5^2 \text{ m}^2 + \frac{16,5}{2} \text{ kN} \cdot 6,5 \text{ m} = 68,4 \text{ kNm}$$

$$L_0 = 2,2 \cdot 6,5 \text{ m} = 14,3 \text{ m}$$

$$e_a = \left(\frac{380}{20} + \frac{14300}{500} \right) \text{ mm} = 47,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{14300 \cdot \sqrt{12}}{380} = 130$$

$$\Rightarrow e_2 = \left(\frac{130}{145} \right)^2 \cdot 380 \text{ mm} = 305 \text{ mm}$$



Kuva 24. Esimerkin 2 rakennemalli.

Kuormitustapaus a) tuuli kesällä:

$$N_d = 0,9 \cdot 404 \text{ kN} = 363 \text{ kN}$$

$$M_{1d} = 1,6 \cdot 68,4 \text{ kNm} = 109 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow e_{01} = \frac{109 \text{ kNm}}{363 \text{ kN}} = 0,300 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_d = (0,300 + 0,0476 + 0,305) \text{ m} = 0,653 \text{ m}$$

$$v = \frac{0,363}{20,7 \cdot 0,38^2} = 0,121$$

$$\mu = 0,121 \cdot \frac{0,653}{0,380} = 0,208$$

Kuvan 23 käyrästästä saadaan $\omega = 0,20$

Kuormitustapaus b) tuuli + samanaikainen lumi:

$$N_d = (12 \cdot 404 + 0,8 \cdot 156) \text{ kN} = 610 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow e_{01} = \frac{109}{610} \text{ m} = 0,179 \text{ m} \quad \Rightarrow e_d = 0,532 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v = 0,204 \\ \mu = 0,286 \end{cases} \quad \Rightarrow \varpi = 0,26$$

Kuormitustapaus c) lumi + samanaikainen, tuuli:

$$N_d = (12 \cdot 404 + 1,6 \cdot 156) \text{ kN} = 734 \text{ kN}$$

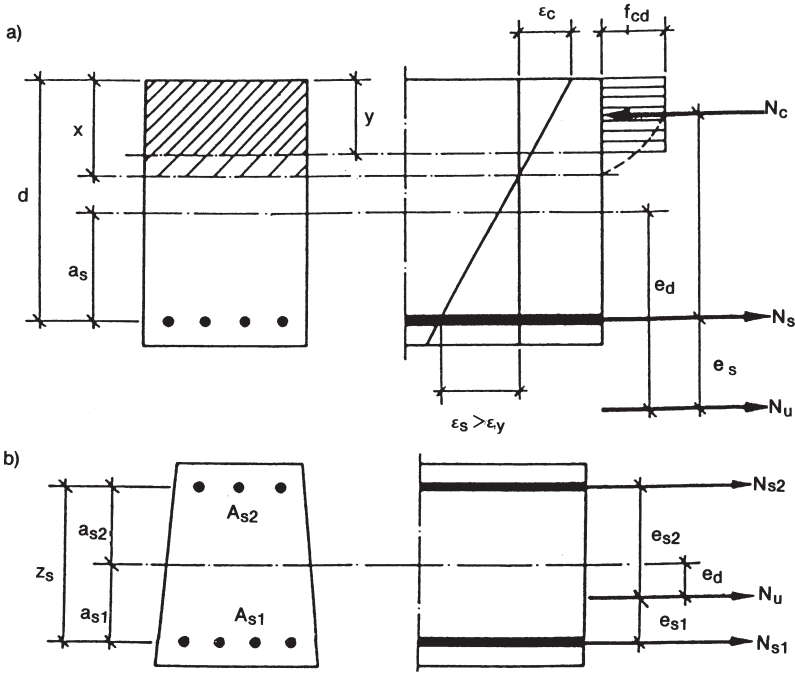
$$M_{1d} = 0,8 \cdot 68,4 \text{ kNm} = 54,7 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow e_{01} = 0,0745 \text{ m} \quad \Rightarrow e_d = 0,427 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v = 0,246 \\ \mu = 0,276 \end{cases} \quad \Rightarrow \varpi = 0,23$$

$$A_s = 0,26 \cdot \frac{20,7}{455} \cdot 380^2 \text{ mm}^2 = 1708 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow 4 \text{ T25 mp (4 } \varnothing 25 \text{ mp)} \Rightarrow \text{kokonaisraudoitus pilarissa 8 T25. Haat T8 k 300.}$



Kuva 25. Epäkeskinen veto: a) suuri epäkeskisyyys, b) pieni epäkeskisyyys.

Muut poikkileikkaukset

Ympyräpoikkileikkausta on käsitelty mm. län-
teessä [1].

Epäsymmetrinen puristus (puristuksen ja vi- non taivutuksen yhteisvaikutus)

Epäsymmetristä puristusta on käsitelty mm. län-
teessä [1].

Epäkeskinen veto

Suurella epäkeskisyydellä ($e_d > a_{s1}$) suorakaide-
poikkileikkauksen vetorausoitusta määritetään
seuraavasti (kuva 25a):

1. Arvioidaan d ja a_s
2. Määritetään taivutusmomentti vetorausoi-
tuksen painopisteen suhteen kaavasta

$$M_{sd} = M_d - N_d a_s = N_d (e_d - a_s) \quad (42)$$

3. Lasketaan suhteellinen taivutusmomentti

$$\mu = \frac{M_{sd}}{f_{cd} b d^2}$$

4. Lasketaan sisäinen momenttivarsi z kaavasta

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad \text{jossa } \beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

5. Tarvittava vetorausoituksen pinta-ala saa-
daan kaavasta

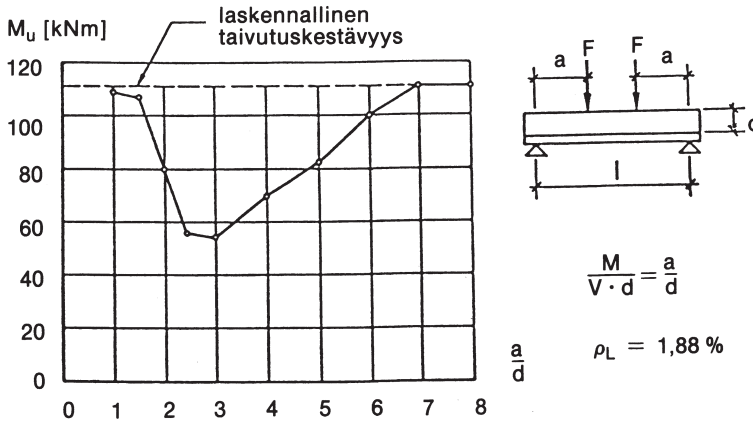
$$A_s = \frac{M_{sd}}{z f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} \quad (43)$$

Kaavoihin 42 ja 43 voimasuureet sijoitetaan it-
seisarvoina.

Epäkeskisyyden ollessa pieni ($e_d < a_{s1}$) poikki-
leikkauksesta toimii vain rauditus. Vetovoima
jakautuu tällöin teräksille vipuvarsisäännön pe-
rusteella, joten saadaan (kuva 25b)

$$A_{s1} = \frac{N_d}{f_{yd}} \frac{e_{s2}}{z_s} \quad (44)$$

$$A_{s2} = \frac{N_d}{f_{yd}} \frac{e_{s1}}{z_s}$$



Kuva 26. Kuorman sijainnin (leikkausjanteen) vaikutus leikkausraudoittamattoman rakenneosan leikkauskestävyyteen.

2.3 Mitoitus leikkaukselle

Mitoitusperusteet

Rakenneosan leikkauskestävyys riippuu

- tehollisesta korkeudesta d
- poikkileikkauksen uuman leveydestä b_w
- ns. suhteellisesta leikkausjanteesta (kuva 26)

$$\frac{a}{d} = \frac{M}{Vd}, \text{ (M/V tarkoittaa suurimman kenttämomentin suhdetta suurimpaan leikkausvoimaan tuella)}$$

- pääraudoituksen suhteellisesta teräspinta-alasta
- kuormituksen laadusta (tasaisesti jakautunut vai keskitetty)
- leikkausraudoituksen muodosta ja määrästä
- rakenneosaa rasittavan normaalivoiman laadusta (puristusta vai vetoa) ja suuruudesta
- betonin vetolujuudesta.

Leikkausmurren taivutuskestävyyttä pienentävä vaikutus (kuva 26 suhteellisen leikkausjanteen arvoilla $1 < a/d < 7$) heikkenee pääraudoituksen teräspinta-alan vähentyessä. Kun $\rho < 0,6 \%$, ei leikkausmurtovaaraa esiinny, jos rakenteen kokonaiskorkeus h ei ylitä 400 mm:ä. Sen vuoksi laatoissa ei yleensä tarvita leikkausraudoitusta muuten kuin suurten keskitettyjen kuormien aiheuttaman lävistyksen takia.

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys muodostuu eri osatekijöistä seuraavasti (kuva 27):

- Ennen leikkaushalkeamien avautumista betonin puristusvyöhyke, taivutushalkeamissa esiintyvä sisäinen kitka ja raudituksen vaarnavaikutus kantavat koko leikkausvoiman, ts. $V_u = V_c$.

- Leikkaushalkeamien avauduttua leikkauskestävyys muodostuu eri osatekijöistä seuraavasti:

$$V_u = V_c + V_s \quad (45)$$

jossa

$$V_c = V_{cc} + V_{cf} + V_{cb}$$

V_c = ns. betonin leikkauskestävyys

V_{cc} = puristusvyöhykkeen osuus kapasiteetista

V_{cf} = halkeamien epätasaisuudesta johtuvan sisäisen kitkan osuus

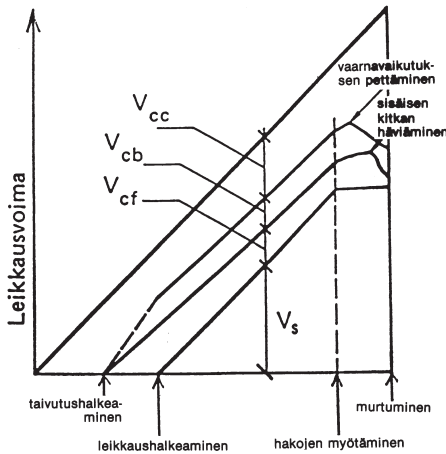
V_{cb} = pääraudoituksen vaarnavaikutuksen osuus

V_s = leikkausraudoituksen kestävyys.

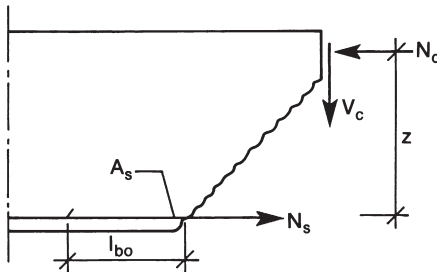
Mitoituksessa leikkausvoiman suurimmaksi arvoksi otetaan arvo, joka esiintyy määräävässä poikkileikkauksessa. Määräävä poikkileikkaus sijaitsee yleensä tehollisen korkeuden d päässä tuen reunasta. Seuraavissa tapauksissa sen otaksutaan kuitenkin olevan tuen reunassa:

- kun on kyseessä välillinen tuenta
- kun määritetään leikkauskestävyyden ylärajaa leikkausraudoitetulle rakenteelle.

Leikkausraudoitetuissa rakenteissa sijoitetaan tuen reunan ja määräävän poikkileikkauksen väliselle alueelle sama leikkausraudoitus, joka tarvitaan määräävässä poikkileikkauksessa.



Kuva 27. Leikkauskestävyyden muodostuminen eri osatekijöistä.



Kuva 28. Vetorausdoitus, joka voidaan ottaa huomioon leikkauskestävyyden perusarvoa V_{c0} laskettaessa.

Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkauskestävyyden perusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho)b_w d f_{ctd} \quad (46)$$

jossa

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$$

A_s = vetorausdoitus, joka on tarkasteltavassa kohdassa riittävän hyvin ankkuroitu (kuva 28).

Jos rakenneosassa vaikuttaa sen akselin suuntainen puristava normaalivoima N_d , voidaan leikkauskestävyyttä suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (47)$$

jossa

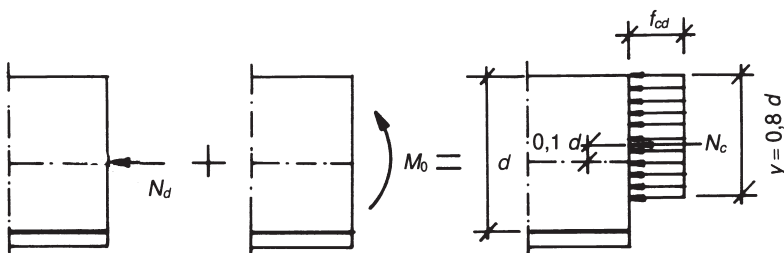
M_0 = ns. nollavenyämömementti, joka yhdessä normaalivoiman N_d kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan poikkileikkauksen siinä reunassa, johon kuormitus aiheuttaa vetoa (kuva 29)

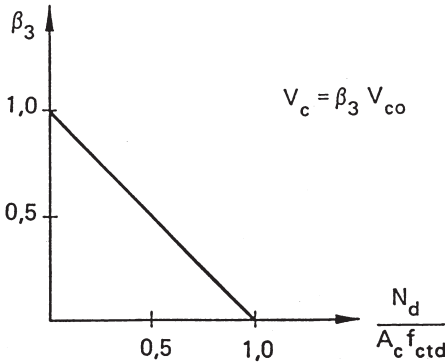
M_d = tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä leikkausvoimaa vastaava taivutusmomentti. M_0 vaikuttaa samassa poikkileikkauksessa kuin M_d .

Vetävän normaalivoiman vaikuttaessa leikkauskestävyydeksi voidaan otaksua

$$V_c = \beta_3 V_{c0} \quad (48)$$

jossa β_3 on kuvasta 30 saatava kerroin.





Kuva 30. Vetävän normaalivoiman vaikutus leikkauskestävyyteen.

Kuorman sijaitessa lähellä tukea syntyy ansasvaikutus, jos rakenneosaa on välittömästi (alareunastaan) tuettu ja kuorma vaikuttaa yläreunaan (kuva 31). Leikkauskestävyyttä voidaan tällöin suurentaa kertoimella

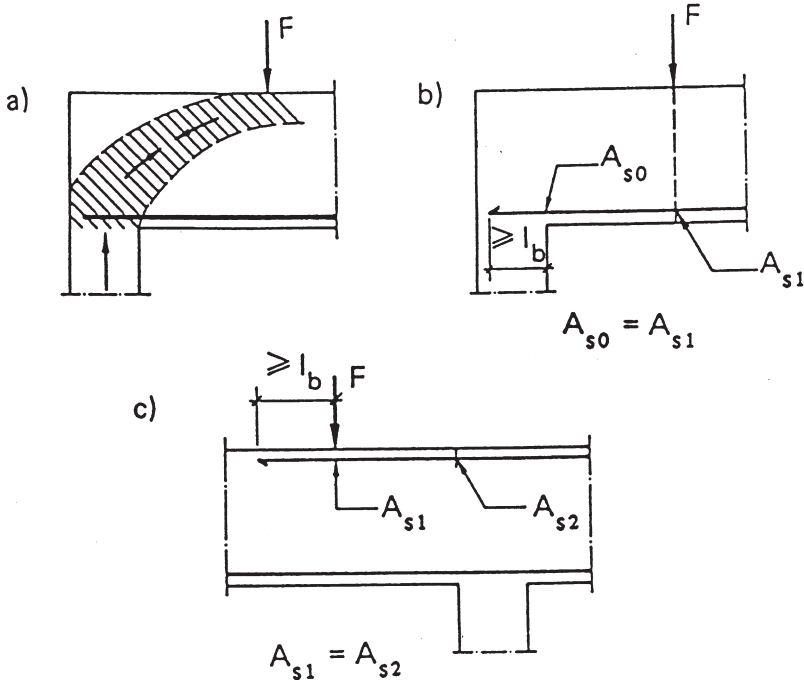
$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d,red}} \leq 2 \quad (49)$$

jossa

$V_{d,red}$ = leikkausvoima, jota laskettaessa enintään etäisyydellä $2d$ tuen reunasta olevat pistekuormat on kerrottu luvulla $a/2d$, jossa a on kuorman etäisyys tuen reunasta.

Lisäksi on seuraavien ehtojen oltava voimassa:

- kuorma ja tukireaktio vaikuttavat eri puolilla rakenneosaa siten, että syntyy vino puristus
- kuorman kohdalla oleva kenttämomentin vaatima raudoitus ulottuu reunatuelle ja on siellä ankkuroitu (kuva 31b)
- tukimomentin vaatima raudoitus kuorman kohdalla on ankkuroitu vaikutuskohdan taakse (kuva 31c).



Kuva 31. Lähellä tukea sijaitsevan kuorman vaikutus: a) kaari- tai ansasvaikutus, b) ehto kenttäradoitukselle, c) ehto tukiradoitukselle.

Kokonaiskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_c = \beta_1 \beta_2 V_{c0} \leq V_{u,max} \quad (50)$$

$$\text{Mitoitusehto: } V_d \leq V_c$$

Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_u = V_c + V_s \leq V_{u,max} \quad (51)$$

jossa

$$V_c = 0,50 b_w d f_{ctd} \quad (52)$$

$$V_{u,max} = k b_w d f_{cd}$$

$$k = 0,25(1 + \cot \alpha) \leq 0,45 \quad (53)$$

kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$
(pystyhajoilla $k = 0,25$)

Leikkausraudoituksen ollessa rakenteeseen likimain tasaisesti jaettu, lasketaan V_s kaavasta (kuva 32)

$$V_s = 0,9 d \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (54)$$

Yleensä on suositeltavaa käyttää pystyhakoja leikkausraudoituksena, jolloin kaava 54 pelkistyy seuraavaan muotoon

$$V_s = 0,9 d \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} \quad (55)$$

Betonin leikkauskestävyyttä V_c voidaan tarvittaessa korottaa tai pienentää kertoimien β_1 , β_2 ja β_3 avulla kuten leikkausraudoittamattomilla rakenneosillakin. Teräksen ominaislujuutta ei kaavoissa 54 ja 55 saa harjatangoilla olettaa suuremmaksi kuin $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Leikkausraudoituksen määrittäminen

Rakenneosassa, jossa ei esiinny vääntöä, ei betoninormien [2] mukaan tarvita leikkausraudoitusta alueilla, joissa $V_d \leq V_{c0}$. Alueilla, joissa $V_d > V_{c0}$, tulee leikkausraudoituksen teräspinta-alan suhteen uuman vaakaleikkauksen pinta-alana olla vähintään

$$\rho_{v,min} = \frac{A_{sv}}{b_w s} = 0,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (56)$$

Taulukossa 12 esitetään leikkausraudoituksen vähimmäismäärät ($\rho_{v,min}$) harjateräkselle A500HW eri betonin lujuuksilla.

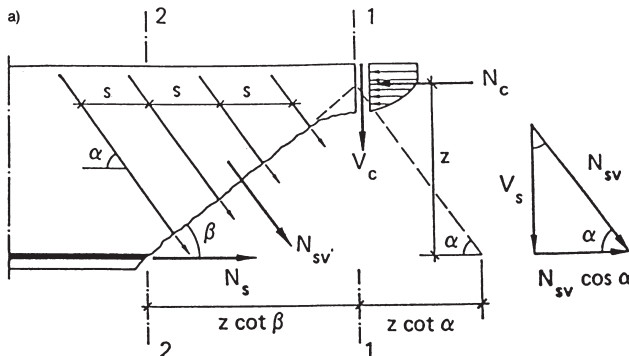
Taulukko 12. Leikkausraudoituksen vähimmäismäärä $\rho_{v,min}$ (%).

Betoni	$\rho_{v,min}$ (%)
K20	0,0589
K25	0,0684
K30	0,0772
K35	0,0856
K40	0,0936

Pystyhakoja käytettäessä voidaan palkin leikkausraudoitus määrittää seuraavasti:

1. Määritetään laskentakuoormien aiheuttama leikkausvoimapinta määräävillä kuormitus-tapauksilla.
2. Lasketaan betonin leikkauskestävyys kaavasta 52. Normaali voiman tai tuen lähellä sijaitsevien kuormien vaikuttaessa kerrotaan V_c kertoimella β_1 , β_2 tai β_3 soveltuvasti.
3. Lasketaan vähimmäisleikkausraudoituksen kestävyys kaavasta

$$V_{s,min} = 0,9 d b_w f_{yd} \rho_{v,min} \quad (57)$$



4. Lasketaan määrävissä poikkileikkauksissa vaadittu leikkausraudoituksen kestävyys kaavasta

$$V_s = V_{d,cr} - V_c \quad (58)$$

jossa $V_{d,cr}$ = leikkausvoiman suurin arvo määrävissä poikkileikkauksessa.

5. Määrävissä poikkileikkauksissa tarvittavat leikkausraudoituksen teräspinta-alat saadaan tämän jälkeen kaavasta

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_s}{0,9df_{yd}} \quad (59)$$

6. Valitaan hakojen läpimitta $\varnothing$ ja leikkeiden lukumäärä n (tavallisesti $n = 2$).

7. Hakaväli s määrävien poikkileikkausten kohdalla voidaan nyt laskea esim. seuraavasti:

$$A_{sv} = n \frac{\pi \varnothing^2}{4} \quad (60)$$

$$s \leq 0,9d \frac{A_{sv}}{V_s} f_{yd} \quad (61)$$

8. Suunnitellaan leikkausraudoituksen porrastus. Siinä voidaan ottaa huomioon seuraavat säännöt (kuva 33):

- alueilla, joissa $V_d < 0,5V_{u,max}$, kestävyyspinta saa leikata rasisuspinnan enintään määrällä $0,75d$.
- alueilla, joissa $V_d > 0,5V_{u,max}$, kestävyyspinta saa leikata rasisuspinnan enintään määrällä $0,5d$.

Esimerkki 3

On määritettävä kuvan 34 palkissa tarvittava leikkausraudoitus, kun betoni on K30-2, teräs A500HW ja ympäristöluokka Y3. Palkin lasientakuormat ovat: $g_d = 35 \text{ kN/m}$ ja $q_d = 45 \text{ kN/m}$. Kenttäraudoituksen $\rho = 0,885 \%$.

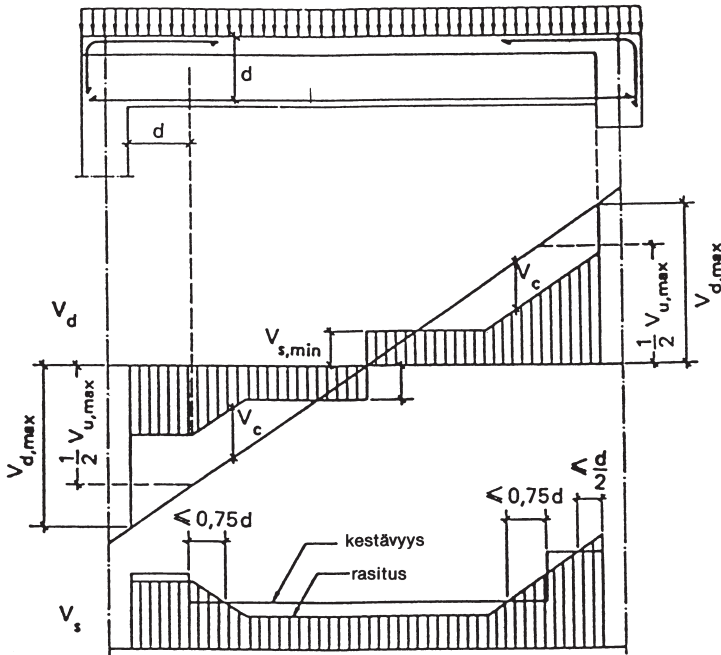
Vähimmäishaat: $\rho_{v,min} = 0,0772 \%$ (taulukko 12)

$$2\text{-leikk. } \varnothing 8 \Rightarrow s \leq \frac{2 \cdot 50,3}{3,8 \cdot 0,0772} \text{ mm} = 343 \text{ mm}$$

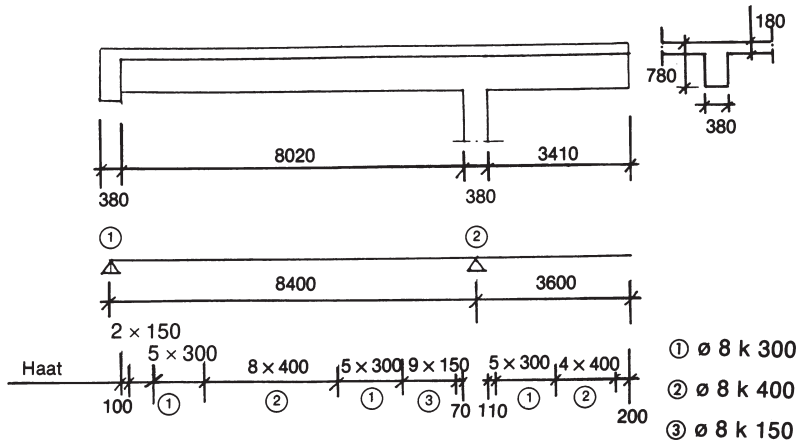
Valitaan haat T8 k 300

Arvioidaan $d = 730 \text{ mm}$

$$V_{s,min} = \frac{2 \cdot 50,3}{300} \cdot 0,9 \cdot 730 \cdot 0,417 \text{ kN} = 919 \text{ kN}$$



Kuva 33. Leikkausraudoituksen määrittäminen.



Kuva 34. Esimerkin palkki.

$$V_c = 0,50 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,73 \text{ m} \cdot 1290 \text{ kN/m}^2 = 179 \text{ kN}$$

$$V_{u,\min} = 179 \text{ kN} + 919 \text{ kN} = 271 \text{ kN}$$

$$V_{c0} = 0,3 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,885) \cdot 1290 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,73 \text{ m} = 155 \text{ kN}$$

$$V_{u,\max} = 0,25 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,73 \text{ m} \cdot 14000 \text{ kN/m}^2 = 971 \text{ kN}$$

$$M_{2g} = -\frac{1}{2} \cdot 35 \cdot 3,6^2 \text{ kNm} = -227 \text{ kNm}$$

$$\max V_{12} = \frac{1}{2} \cdot 80 \cdot 8,4 \text{ kN} - \frac{227}{8,4} \text{ kN} = 309 \text{ kN}$$

$$V_{d,\text{cr}} = 309 \text{ kN} - \frac{0,38}{2} \text{ m} \cdot 80 \text{ kN/m} = 294 \text{ kN}$$

(määrittävä poikkileikkaus tuen reunassa, koska välillisesti tuettu)

$$V_s = 294 \text{ kN} - 179 \text{ kN} = 115 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{115000 \text{ N}}{0,9 \cdot 0,73 \text{ m} \cdot 417 \text{ N/mm}^2} = 420 \text{ mm}^2/\text{m}$$

⇒ T8 k 240

$$\min M_{2d} = -\frac{1}{2} \cdot 80 \cdot 3,6^2 \text{ kNm} = -518 \text{ kNm}$$

$$\min V_{21} = -\frac{1}{2} \cdot 80 \cdot 8,4 \text{ kN} - \frac{518}{8,4} \text{ kN} = -398 \text{ kN}$$

$$V_{d,\text{cr}} = 398 \text{ kN} - \left(\frac{0,38}{2} + 0,73 \right) \text{ m} \cdot 80 \text{ kN/m} = 324 \text{ kN}$$

$$V_s = 324 \text{ kN} - 179 \text{ kN} = 145 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow A_{sv}/s = 529 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{T8 k 190}$$

$$\max V_{2,3} = 3,6 \text{ m} \cdot 80 \text{ kN/m} = 288 \text{ kN}$$

$$V_{d,\text{cr}} = 288 \text{ kN} - 0,92 \text{ m} \cdot 80 \text{ kN/m} = 214 \text{ kN}$$

⇒ T8 k 300

Alueet, joissa betoninormien [2] mukaan ei tarvita leikkausraudoitusta:

$$a_1 = \frac{309 - 155}{80} \text{ m} = 1,93 \text{ m tuen 1 keskeltä}$$

$$a_2 = \frac{398 - 155}{80} \text{ m} = 3,04 \text{ m tuen 2 keskeltä vasemmalle}$$

$$a_3 = \frac{288 - 155}{80} \text{ m} = 1,66 \text{ m tuen 2 keskeltä oikealle}$$

Alueet, joissa haat T8 k 300 riittävät:

$$a_4 = \frac{309 - 271}{80} \text{ m} = 0,475 \text{ m} < 0,75 \text{ d}$$

$$a_5 = \frac{398 - 271}{80} \text{ m} = 1,59 \text{ m tuen 2 keskeltä vasemmalle}$$

Valitaan haat seuraavasti:

- alueella 1: T8 k 300
- alueella 3: T8 k 150
- alueella 2 ei teoriassa tarvittaisi hakoja, mutta valitaan sitkeyden parantamiseksi haat T8 k 400.

2.4 Mitoitus väännölle

Mitoitusperusteet

Vääntötapaukset jaetaan tavallisesti kolmeen ryhmään sen perusteella, miten poikkileikkaukset voivat väännettäessä käyristyä. Poikkileikkauksen päästessä vapaasti käyristymään on kyseessä ns. vapaa vääntö. Tapausta, jossa käyristymisen on kokonaan estetty, nimitetään puolestaan estetyksi väännöksi. Käyristymisen ollessa osittain estetty puhutaan yleisestä väännöstä.

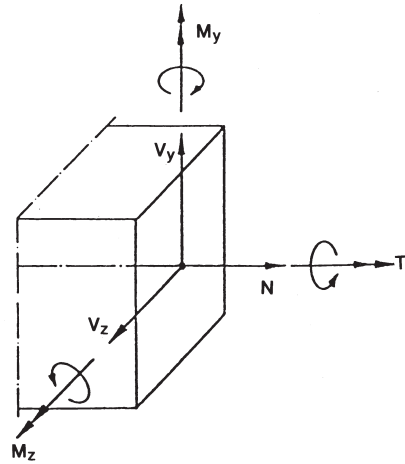
Tavanomaisten teräsbetonirakenteiden mitoituksessa estetyn väännön vaikutus on luonteeltaan paikallinen, eikä sillä ole käytännön merkitystä. Ne voidaan siten laskea vapaan väännön teoriaa soveltaen.

Vääntötehtävät jaetaan edelleen kahteen ryhmään seuraavasti:

- jos vääntömomentti on tarpeen rakenteen tasapainon säilyttämiseksi, on kyseessä tasapainottava vääntö
- jos vääntömomentti aiheutuu vain liittyvän rakenneosan pakkomuodonmuutoksista kuormitettaessa, on kyseessä yhteensopivuusvääntö.

Yhteensopivuusväännön vääntömomenteilla ei ole vaikutusta rakenteen kantokykyyn. Ne pienenevät voimakkaasti jo käyttötilassa halkeilun aiheuttaman vääntöjäykkyyden vähenemisen myötä. Sen vuoksi yhteensopivuusvääntöä ei tarvitse ottaa huomioon murtorajatilassa, jos rakenteen kriittisissä kohdissa on riittävä yhteensopivuuden edellyttämä muodonmuutoskyky. Tasapainottavan väännön esiintyessä rakenteen mitat ja raudoitus on valittava siten, että vääntökestävyys murtotilassa on riittävä.

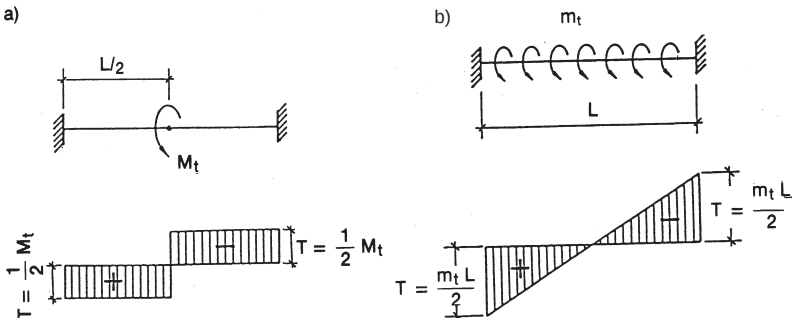
Kun ulkoinen kuormitus palkin mielivaltaisessa poikkileikkauksessa redusoidaan vääntökeskiön suhteen, saadaan siihen yleisessä tapauksessa vaikuttamaan vääntökeskiön kautta kulkeva rezultoiva voima ja palkkia kuormittava ulkoinen vääntömomentti. Ensin mainittu voi



Kuva 35. Poikkileikkauksen voimasuureet yleisessä tapauksessa.

aiheuttaa rakenteeseen taiputusta (taivutusmomentin komponentit M_y ja M_z kuvassa 35), leikkausta (leikkausvoiman komponentit V_y ja V_z) ja normaalivoiman (N). Jälkimmäisestä on puolestaan seurauksena vääntömomentti T .

Palkin sisäisten vääntömomenttien T jakuma riippuu tukemistavasta ja siitä, miten ulkoinen (kuormittava) vääntömomentti on jakautunut pitkin palkin pituusakselia. Niiden laskemisessa voidaan käyttää apuna leikkausvoiman ja väännön välistä analogiaa. Sen mukaan palkissa syntyvä sisäinen vääntömomentti jakautuu samalla tavalla kuin sellaisen palkin leikkausvoima, jonka kuormituksena on vääntökuormitusta vastaava ulkoinen kuorma ja joka on tuettu pystysyrtymiin nähden samalla tavalla kuin väännetty palkki vääntymistä vastaan (vrt. kuva 36).



Kuva 36. Sisäisten vääntömomenttien määrittäminen: a) keskittyneet ulkoinen vääntömomentti, b) tasaisesti jakautunut kuormittava vääntömomentti.

Vääntökestävyys

Vääntöraudoittamattoman rakenneosan vääntökestävyys T_c lasketaan kaavasta

$$T_c = 0,3f_{ctd}W_{te} \quad (62)$$

jossa W_{te} on poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus. Normaaliavoiman vaikutus voidaan ottaa huomioon laskemalla päävetojännitys, joka saa olla enintään $0,3f_{ctd}$. Betonin vääntökestävyys otaksutaan nollassi, jos rakennetta kuormittaa väsytyskuorma.

Vääntöraudoitetun rakenneosan vääntökestävyys T_s lasketaan kaavasta

$$T_s = 2A_{ef}\sqrt{\frac{A_{st}f_{ytd}}{s} \frac{A_{sl}f_{yld}}{u_{ef}}} \leq T_{u,max} \quad (63)$$

jossa

A_{st} = haan yhden leikkeen poikkipinta-ala

A_{sl} = pitkittäisraudoituksen yhteenlaskettu poikkipinta-ala

s = hakaväli

f_{ytd} = poikkittäisraudoituksen (hakojen) laskentalujuus

f_{yld} = pitkittäisraudoituksen laskentalujuus

u_{ef} = pitkittäisraudoituksen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion piiri

A_{ef} = em. monikulmion pinta-ala

$$T_{u,max} = 0,25f_{cd}W_{tr} \quad (64)$$

$W_{tr} = 2 A_{ef} h_{ef} =$ vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus.

Vääntöraudoituksen mitoittaminen

Tarvittava poikkittäisraudoituksen määrä lasketaan kaavasta

$$A_{st} = \frac{T_d}{2A_{ef}f_{ytd}} \frac{s}{\cot \alpha} \quad (65)$$

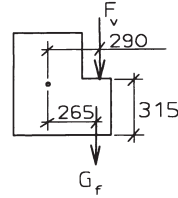
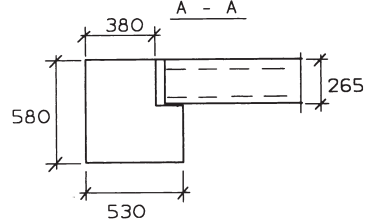
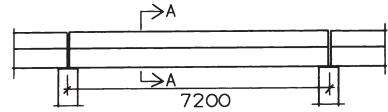
ja tarvittava pitkittäisraudoituksen määrä kaavasta

$$A_{sl} = \frac{T_d}{2A_{ef}f_{yld}} \frac{u_{ef}}{\tan \alpha} \quad (66)$$

Tavallisesti valitaan $\alpha = 45^\circ$, jolloin saavutetaan kokonaisteräsmäärän minimi.

Esimerkki 4

Mitoitettava kuvan 37 elementtipalkki vääntönlle. Betoni on K40-2, teräs A500HW ja ympäristöluokka Y3 sekä palonkestävyys R60.



Kuva 37. Esimerkin 4 elementtipalkki.

$$F_{vd} = 40 \text{ kN/m}$$

$$G_{fd} = 1,42 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow m_{td} = 40 \text{ kN/m} \cdot 0,29 \text{ m} + 1,42 \text{ kN/m} \cdot 0,265 \text{ m} = 12,0 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow T_d = \frac{1}{2} \cdot 12,0 \text{ kNm/m} \cdot 7,0 \text{ m} = 42,0 \text{ kNm}$$

$$u_{ef} = 2 \cdot (0,30 + 0,50) \text{ m} = 1,60 \text{ m}$$

$$A_{ef} = 0,30 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} = 0,150 \text{ m}^2$$

$$h_{ef} = 0,3 \cdot \frac{300}{2} \text{ mm} = 45,0 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow W_{tr} = 2 \cdot 0,150 \text{ m}^2 \cdot 0,045 \text{ m} = 0,0135 \text{ m}^3$$

$$T_{u,max} = 0,25 \cdot 18700 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,0135 \text{ m}^3 = 63,1 \text{ kNm} > T_d$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{42000 \text{ Nm}}{2 \cdot 0,150 \text{ m}^2 \cdot 417 \text{ N/mm}^2} = 336 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ripustuksen vaatima hakamäärä } \frac{A_{sl}}{s} \\ = 99,3 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Hakojä tarvitaa palkin päässä yhteensä } \frac{A_{st}}{s}$$

$$= 435 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Haat T8 k 110}$$

$$A_{sl} = 336 \text{ mm}^2 / \text{m} \cdot 160 \text{ m} = 538 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 2 \text{ T16 yp ja 4 T25 ap (taivutus vaatii 3 T25).}$$

Jos palkin ja ontelolaatan liitos tehdään momenttijäkykäksi saumaraudoituksen avulla, voidaan hakoja palkissa vähentää tuntuvasti.

2.5 Yhdistetyt rasitukset

Mitoituksen periaate

Vääntö ei käytännössä yleensä koskaan esiinny yksinään, vaan yhdessä muiden rasitusten (taivutuksen ja leikkauksen) kanssa. Eri rasitusten yhteisvaikutuksen selvittäminen ei tule tavanomaisissa rakennelaskelmissa kysymykseen. Käytännön mitoituksessa menetelläänkin yleensä seuraavasti:

- eri rasitusten (taivutuksen ja normaalivoiman, leikkauksen sekä väännön) vaatimat raudoitukset määritetään erikseen, ja niiden summa sijoitetaan rakenteeseen
- varmuus betonin vinoon puristusmurtoon nähdn ja lopullinen raudoituksen tarve tarkistetaan tämän jälkeen yhteisvaikutusehdoista.

Varmuus betonin vinoon puristusmurtoon nähdn

Varmuus betonin vinoon puristusmurtoon nähdn tarkistetaan yhdistetyssä väännössä ja leikkauksessa kaavasta

$$\frac{V_d}{V_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 10 \quad (67)$$

ja yhdistetyssä väännössä ja taivutuksessa kaavasta

$$\frac{M_d}{M_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 10 \quad (68)$$

jossa $M_{u,max}$ on tasapainoraudoitusta vastaava taivutusmomentti.

3 Mitoitus käyttötilassa

3.1 Halkeilurajatila

Halkeilun tarkistaminen

Ulkoinen kuormitus aiheuttaa harvoin niin suuria halkeamia, että ne olisivat paljain silmin selvästi havaittavissa käyttötilassa. Näkyvien halkeamien ilmaantuminen betonirakenteeseen on-

kin tavallisesti osoitus ylikuormituksesta tai sisäisistä pakkovoimista. Viimeksi mainitut ovat yleisimpiä halkeilun aiheuttajia. Erityisen suuri halkeiluvaara on, varsinkin epäsuotuisissa lämpötila- ja kosteusolosuhteissa, valun jälkeisten ensimmäisten vuorokausien aikana, jolloin betonin vetolujuus ei ole vielä riittävästi kehittynyt. Siksi betonin jälkihoitoon tulee kiinnittää riittävästi huomiota.

Hyvin suunnitellussa ja kunnolla valmistetussa betonirakenteessa ei normaaleissa käyttöolosuhteissa esiinny kuin korkeintaan hiushalkeamia, joita ei paljain silmin havaitse.

Halkeilun rajoittamiselle asetetut vaatimukset riippuvat ympäristöolosuhteista ja raudoituksesta. Teräsbetonirakenteille ei ympäristöluokassa Y3 (helpot olosuhteet) ole esitetty lainkaan vaatimuksia halkeilun suhteen. Rakenteet suositellaan kuitenkin mitoittavaksi siten, että halkeaman ominaisveveys $w_k \leq 0,40 \text{ mm}$.

Ennen kuin halkeamaleveyksien laskemista on syytä selvittää, halkeileeko rakenne vai ei, sillä halkeamaleveyden kaavat pätevät vain, jos teräsjännitys $\sigma_s > \sigma_{sr}$ (teräsjännitys halkeaman avautumishetkellä). Halkeilukestävyys tarkistetaan kaavasta

$$\frac{N_k}{kN_r} + \frac{M_k}{M_r} \leq 1 \quad (69)$$

jossa

N_k = normaalivoiman arvo käyttötilassa (puristava normaalivoima sijoitetaan kaavaan -merkkisenä)

M_k = taivutusmomentin itseisarvo käyttötilassa

k = 1,7 puristavalle normaalivoimalle

k = 1,0 vetäville normaalivoimalle

N_r = $A_c f_{ctk}$

M_r = $1,7 f_{ctk} W_{ce}$

W_{ce} = betonipoikkileikkauksen kimmoinen taivutusvastus, jota laskettaessa raudoituksen vaikutus voidaan ottaa huomioon.

Suureita N_k ja M_k laskettaessa on otettava huomioon kaikki poikkileikkauksessa vaikuttavat sisäiset ja ulkoiset voimat.

Halkeamaleveyden arvioiminen

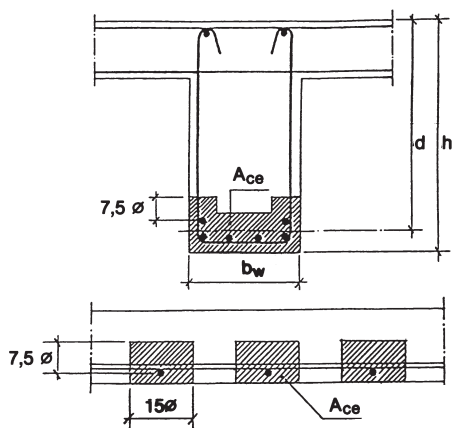
Halkeaman ominaisveveys rakenteen pinnassa lasketaan kaavasta

$$w_k = \epsilon_{sm} \left(3,5c + k_w \frac{\sigma}{\rho_r} \right) \quad (70)$$

jossa

c = pääraudoituksen betonipeitteen paksuus taivutussuunnassa

σ = keskimääräinen tangon halkaisija



Kuva 38. Raudoituksen vaikutusalueen pinta-ala A_{ce} .

$$k_w = 0,085 \text{ (A500HW, B500K, A700HW, B700K)}$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}$$

A_{ce} = sen vetovyöhykkeen osan pinta-ala, jota rajoittavat suorat matkan $7,5\phi$ päässä yksittäisen tangon keskipisteestä (kuva 38)

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25k_w} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (71)$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{zA_s} \text{ (taivutus ilman normaalivoimaa)}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{zA_s}$$

3.2 Siirtymäraajatila

Siirtymää laskettaessa otetaan huomioon kuormituksen kestoajan vaikutus. Poikkileikkauksen saa olettaa halkeilemattomaksi, jos sen halkeilekestävyyttä ei saavuteta. Erilaisista siirtymäraajatilasta tulee käytännön rakennelaskelmissa yleensä kysymykseen vain taipumarajatila.

Rajatilatarkastelun suorittaminen

Rajatilatarkastelu taipumarajatilassa voidaan suorittaa jommallakummalla seuraavista tavoista:

- Osoitetaan, että tehollinen korkeus täyttää ehdon

$$\frac{d}{L} \geq \frac{k_m k_p}{a \beta} \epsilon_{yk} L \quad (72)$$

jossa

$$k_m = \frac{13M_k}{\gamma_s M_d}$$

M_k = tarkasteltava käyttötilan taivutusmomentti kentässä tai ulokkeen tuella

M_d = tarkasteltava murtotilan taivutusmomentti samassa poikkileikkauksessa

k_p valitaan taulukosta 13

β valitaan taulukosta 14

a = rakenteen suurin sallittu taipuma.

Jos raudoitusta (A_{s0}) on enemmän kuin mitä murtorajatilassa vaaditaan (A_{su}), voidaan teräksen myötövenymä ϵ_{yk} kaavassa 72 kertoa suhteella A_{su}/A_{s0} .

Taulukko 13. Kerroin k_p . Väliarvot voidaan tarvittaessa interpoloida suoraan.

ρ (%)	k_p	
$\left(\rho = \frac{A_s}{bd} \right)$	K20	K $\geq$ K40
0,2	1,2	1,0
0,3	2,1	1,2
0,5	2,9	2,4
1,0	3,7	3,7
2,0	–	4,5

Taulukko 14. Kerroin β .

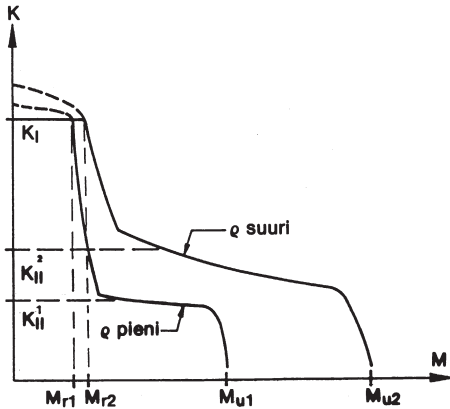
Rakennetyyppi	β
Uloke	8
Vapaasti tuettu	20
Jatkuva	
– reunakenttä	24
– keskikenttä	28

Taivutusjäykkyys

Taivutetun teräsbetonirakenteen jäykkyys muuttuu kuormituksen kasvaessa halkeilun vaikutuksesta (kuva 39). Ennen halkeilua raudoitussella ei ole merkittävää vaikutusta, joten halkeamattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan laskea kaavasta

$$K_c = E_c I_c \quad (73)$$

jossa E_c on betonin kimmomoduli ja I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti.



Kuva 39. Taivutusjäykkyyden muutos rasituksen kasvaessa.

Haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys lasketaan kaavasta

$$K_r = E_s A_s z (d - x) \quad (74)$$

Suorakaidepoikkileikkauksessa ilman puristus-raudoitusta sisäinen momenttivarsi z ja neutraaliakselin etäisyys x puristetusta reunasta käyttötilassa lasketaan seuraavista kaavoista:

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (75)$$

$$\frac{x}{d} = \alpha_e \rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho}} - 1 \right) \quad (76)$$

$$\text{jossa } \alpha_e = E_s / E_c$$

Korkeudeltaan muuttumattomissa rakenteissa saa kussakin jäniteessä tehollisen taivutusjäykkyyden laskea kaavasta

$$K_{ef} = \alpha_r K_c + (1 - \alpha_r) K_r \quad (77)$$

jossa

$$\alpha_r = \left(\frac{M_r}{M_k} \right)^3 \leq 10 \quad (78)$$

M_r = taivutusmomentti, jolla poikkileikkauksen halkeilukestävyys saavutetaan

M_k = kentän tai ulokkeen suurin käyttötilan taivutusmomentti.

Taipumien laskeminen

Lyhytaikaiskuormien aiheuttama taipuma voidaan laskea kaavasta

$$a_q = \delta_f \frac{M_q}{K_{ef}} L^2 \quad (79)$$

jossa

δ_f = taipumakerroin, joka riippuu kuormituksesta ja kiinnitysehdoista (ks. taulukko 15)

 Taulukko 15. Taipumakertoimet δ_f .

Kuormitustapa	δ_f	Kuormitustapa	δ_f
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{16}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{24}$
	$\frac{1}{10}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{13}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{7}{120}$		$\frac{1}{5}$
	$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_A + M_B}{10 M_k} \right)$		

Momentit, jotka aiheuttavat vetoa yläpinnassa, on kuvassa varustettava – merkillä.

M_q = lyhytaikaiskuormien aiheuttama suurin käyttötilan taivutusmomentti kentässä tai ulokkeen tuella.

Pitkäaikaiskuormien aiheuttama hetkellinen taipuma a_{ge} lasketaan kaavasta 79 korvaamalla M_q pitkäaikaiskuormien aiheuttamalla momentilla M_g ja valitsemalla taipumakerroin vastaavasti. Pitkäaikaiskuormien aiheuttama kokonaistaipuma a_g lasketaan kaavasta

$$a_g = a_{ge} + a_{ga} \quad (80)$$

jossa

a_{ga} = viruman ja kutistuman aiheuttama lisätaipuma, joka voidaan laskea kaavasta 79 käyttämällä taivutusmomenttia M_g sekä jäykkyyskertoimia K_c ja K_i laskettaessa betonin kimmomoduulille arvoa

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (\phi = \text{virumaluku}).$$

Kokonaistaipuma lasketaan kaavasta

$$a_{tot} = a_g + a_q \quad (81)$$

4 Teräsbetonilaatat

4.1 Erilaiset laatat

Taivutettu rakenneosia mitoitetetaan laattana, jos seuraavat ehdot ovat voimassa:

$$\begin{cases} L \geq 4h \\ b_0 \geq 4h \end{cases}$$

joissa L on jännemitta, b_0 laatan leveys ja h laatan paksuus.

Betoninormien mukaan laattoina pidetään rakenneosia, joilla

$$\begin{cases} L / d \geq 3 \text{ (ulokkeissa } L / d \geq 15) \\ b_0 > 5d \end{cases}$$

4.2 Massiivilaatan paksuuden valinta

Yhteen suuntaan kantavan massiivilaatan paksuus määräytyy yleensä taipumarajatilan perusteella, mutta vaaditun palonkestoajan ollessa suurempi kuin 120 minuuttia voi palonkestävyys lyhyillä jännemitoilla ($L < 4,8$ m) tulla mitoittavaksi tekijäksi. Tavallisesti laatta on ta-

loudellisimmillaan, kun se tehdään niin ohueksi kuin taipumat sallivat.

Alustavassa mitoituksessa, betonin lujuuden ollessa vähintään K25, voidaan tehollisen korkeuden arvoksi otaksua

- $d \approx L/34$ jatkuvalle laatalle
- $d \approx L/30$ vapaasti tuetuille laatalle
- $d \approx L/12$ ulokelaatalle.

Laatan paksuus $h = d + \Delta h$ ja

- ympäristöluokassa Y3: $\Delta h \approx 25$ mm
- ympäristöluokassa Y2: $\Delta h \approx 35$ mm.

Ristiin kantavilla laatoilla taipumarajatila ei yleensä ole mitoittava. Riittävän sitkeyden varmistamiseksi tulisi tehollisen korkeuden täyttää ehto

$$d \geq 3 \sqrt{\frac{m_d}{f_{cd}}} \quad (82)$$

Alustavissa laskelmissa voidaan teholliseksi korkeudeksi otaksua

- jatkuville laatoille $d \approx L/36 \dots L/42$ (sivusuhteen ollessa 2,0...1,0)
- reunoilta vapaasti tuetuille laatoille $d \approx L/32 \dots L/38$ (kun sivusuhte 2,0...1,0)
- L = lyhyempi jännemitta.

Jos pilariin päissä ei käytetä sieniä tai vahvistuslaattaa, määrää lävistys tavallisesti pilarilaatan paksuuden. Voimakkaasti leikkausraudoitetuilla kevyesti kuormitetuilla pilarilaatoilla voi taipumarajatila kuitenkin tulla mitoittavaksi, joten kumpikin rajatila on tutkittava. Pilarilaatan paksuudeksi betonin lujuuden ollessa vähintään K30 voidaan alustavissa laskelmissa otaksua

- $h \geq L/30$ kun hyötykuorma $\leq 5,0$ kN/m² ja
- $h \geq L/28$ kun hyötykuorma $> 5,0$ kN/m² ja
- L = pitempi jännemitta.

Mittasuositusten mukaan tulisi talonrakennuksen massiivisten betonilaattojen paksuudeksi valita 20 mm:n kerrannainen.

4.3 Yhteen suuntaan kantavat laatat

Voimasuureiden laskeminen

Laatan tukena olevan palkin jäykkyyttä voidaan pitää riittävänä, jos seuraava ehto toteutuu:

$$\frac{h_b}{L_b} \geq \frac{5}{3} \frac{h_s}{L_s} \quad (83)$$

jossa

- h_b = palkin kokonaiskorkeus
- L_b = palkin jännemitta
- h_s = laatan paksuus
- L_s = laatan jännemitta.

Jos kaavan ehto ei toteudu, on kyseessä ”notkea” tuki. Tällöin tuen painuminen on otettava huomioon laatan voimasuureita laskettaessa.

Tasaisesti jakautuneella kuormalla kuormitettua yhteen suuntaan kantavan laatan voimasuureet määritetään kuten palkeilla. Laskelmissa käytetään kuitenkin yleensä metrin levyiselle kaistalle laskettuja taivutusmomenteja $m_d = M_d/b$.

Reunimmaisilla tuilla laatta otaksutaan tavallisesti vapaasti tuetuksi. Jos laatta kuitenkin liittyy kiinteästi betoniseinään ja rakenteelta vaaditaan tiiviyyttä (esim. vedenpitävyyttä), on kiinnityksen aiheuttamat momentit laatta ja seinässä otettava huomioon mitoituksessa.

Suurten pistekuormien aiheuttamat taivutusmomentit voidaan tarkemmin määrittää esimerkiksi elementtimenettelmällä. Tavanomaisilla talonrakennuksen laatoilla voidaan keskitettyjen kuormien vaikutus useimmiten selvittää riittävän tarkasti likimääräismentelmillä.

Raudoituksen suunnittelu

Tarvittava raudoituksen pinta-ala määritetään käsittelemällä laattaa suorakaidepoikkileikkauksena, jonka leveys $b = 1$ m. Suhteellinen momentti on tällöin

$$\mu = \frac{m_d}{f_{cd}d^2} \quad (84)$$

Laatan raudoituksen k/k -jako saadaan kaavasta

$$k = \frac{1000 A_{s1}}{A_s} \quad (85)$$

jossa

- A_{s1} = yhden tangon poikkipinta-ala (mm²)
- A_s = metrin kaistalla tarvittava teräsmäärä (mm²/m)
- [k] = mm.

Pääraudoitusta tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{bh} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (86)$$

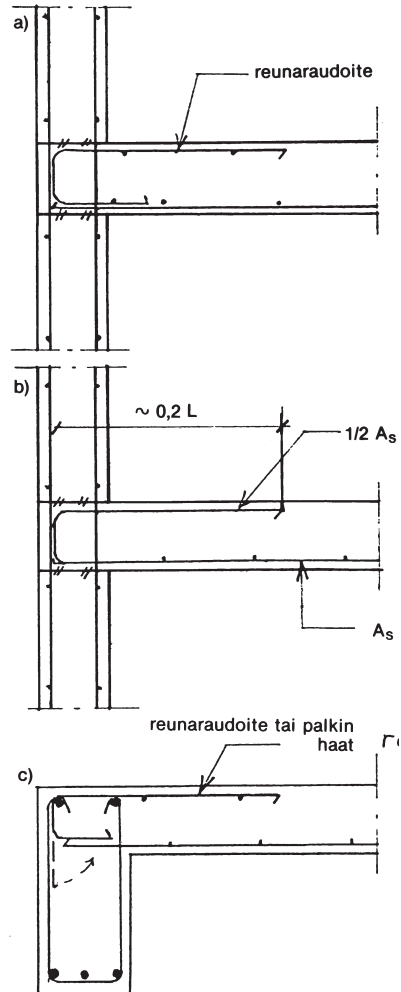
Taulukossa 16 on annettu vähimmäisraudoituksen arvot eri betonin ja teräksen lujuuksilla.

Taulukko 16. Suhteellisen teräspinta-alan vähimmäisarvot ρ_{min} (%) laatoissa.

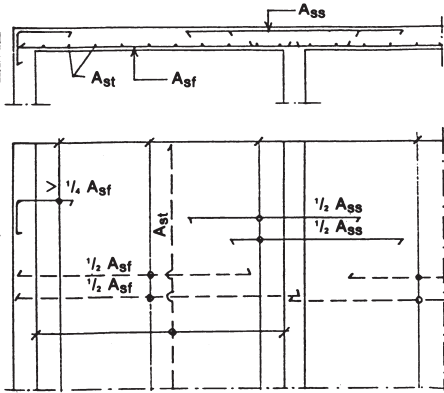
Betoni	A500HW	B500K	B600KX	B700K
K20	0,0737	0,0737	0,0614	0,0526
K25	0,0855	0,0855	0,0712	0,0611
K30	0,0966	0,0966	0,0805	0,0690
K35	0,1070	0,1070	0,0892	0,0764
K40	0,1170	0,1170	0,0975	0,0836

Jos teräksillä B500K ja B700K $\varnothing < 10$ mm, on raudoitusta oltava 1,5-kertainen taulukosta saatava määrä tai määrä, joka antaa taivutusmurtoa vastaan 1,2-kertaisen varmuuden normaaliin murtorajatilamitoitukseen nähden.

Kaistaraudoitteita tai betoniteräsverkkoja käytettäessä valitaan teräsväli 50 mm:n kerrannaisena, suositeltavien teräsvälien ollessa 150, 200 ja 300 mm.



Kuva 40. Yläpinnan raudoitus vapaaksi otaksutuilla tuilla: a) liittyminen seinään, reunaraudoite, b) liittyminen seinään, laatan pääraudoituksen avulla, c) liittyminen reunapalkkiin.

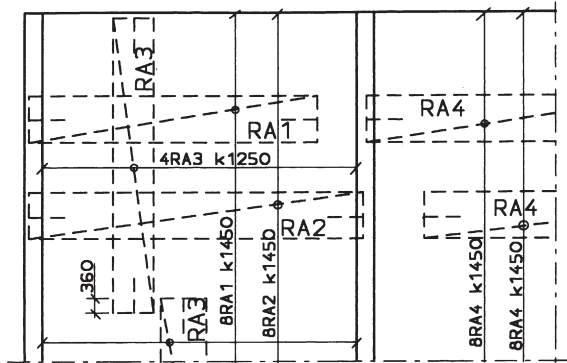


Kuva 41. Laatan rauditus irtotangoilla.

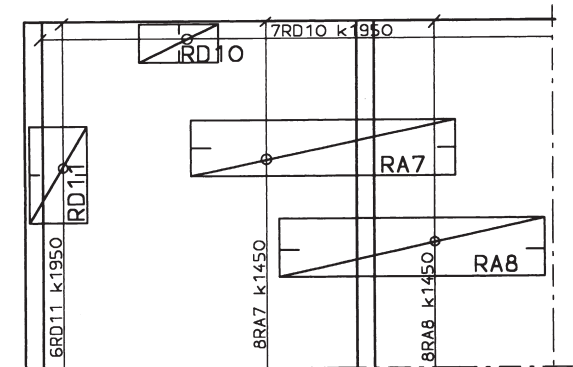
Vapaaksi otaksutuille tuille, joilla kiertyminen ei pääse vapaasti tapahtumaan, on sijoitettava yläpintaan rauditus mahdollisen kiinnitysmomentin vuoksi (kuva 40). Ellei kiinnitystetta tutkita tarkemmin, valitaan rauditus, jonka määrä on vähintään 25 % suurimman kenttämomentin kohdalla olevasta raudituksesta. Jos rauditusta ei käytetä, on varmistauduttava siitä, että rakenteella on riittävä muodonmuutoskyky ja että siirtymistä ja halkeilusta ei ole haittaa rakenteiden toiminnalle. Pääraudoituksen katkaisukohtat määrättyvät vetovoimapinnan perusteella. Se voidaan riittävän tarkasti määrittää siten, että m_d/z -pintaa siirretään vaakasuunnassa määrällä $1,5d$.

Laskuesimerkki jatkuvan yhteen suuntaan kantavan laatan mitoituksesta on esitetty lähteessä [9], jossa on myös esitetty likimääräismentelmiä keskitettyjen kuormien aiheuttamien voimasuureiden laskemiseksi.

a) Alapinnan rauditus



b) Yläpinnan rauditus



4.4 Ristiin kantavat laatat

Voimasuureiden laskeminen

Laatan tuet voidaan laskelmissa otaksua painumattomiksi, jos

- tukena on seinä
- tukena on palkki (tai laattakaista), jonka jäykkyys on riittävä.

Palkin tai laattakaistan (laatan sisäinen palkki) jäykkyyttä voidaan pitää riittävänä, jos (kuva 43)

$$\frac{h_b}{L_b} \geq 2,5 \frac{h_s}{L_s} \quad (87)$$

jossa merkinnät ovat muuten samat kuin kaavassa 83, mutta

L_s = laatan jännemitta palkin suunnassa
 $\leq 1,5 L_x$

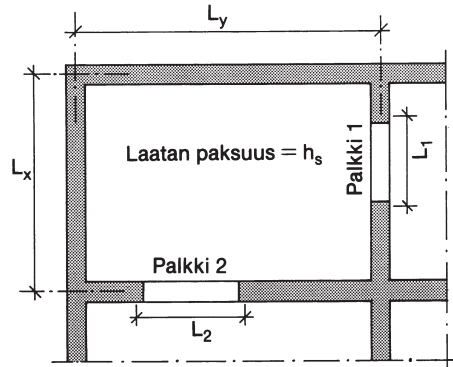
L_x = laatan lyhyempi jännemitta.

Jos ehto ei toteudu, on tuen notkeuden vaikutus otettava huomioon laatan voimasuureita laskettaessa.

Ristiin kantavien laattojen voimasuureet voidaan määrittää jollakin seuraavista menetelmistä:

- massiivilaatojen menetelmä (ks. esim. [9] tai [10] kohta 5.132)
- myötöviivateoria
- kaistamenetelmä
- elementtimenetelmä
- differenssimenetelmä.

Myötöviivateorian soveltamista on käsitelty mm. lähteissä [1], [9] ja [10].



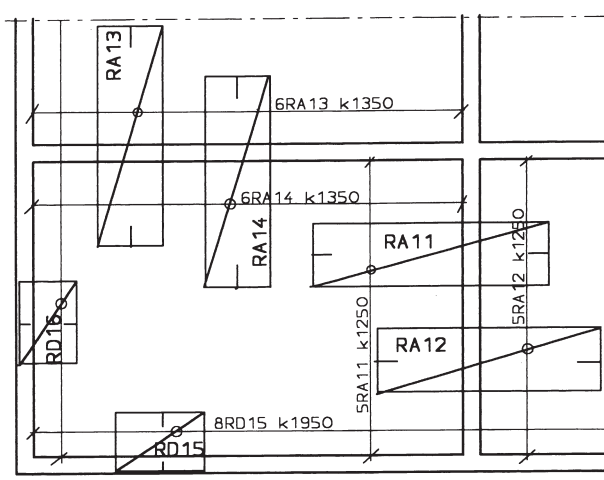
$$\frac{h_1}{L_1} \geq 2,5 \frac{h_s}{L_x} \quad \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \frac{h_s}{L_v} \\ 2,5 \frac{h_s}{15 L_x} \end{array} \right.$$

Kuva 43. Ehto tukien painumattomuudelle.

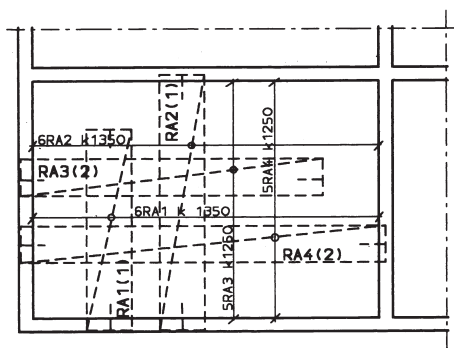
Raudoituksen suunnittelu

Raudoituksen katkaisukohtat määräytyvät samoilla periaatteilla kuin yhteen suuntaan kantavilla laatoillakin. Taivutusmomentin 0-kohdat voidaan määrittää esimerkiksi lähteessä [9] esitetyllä tavalla.

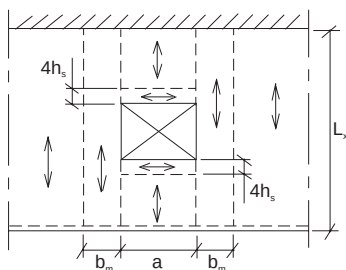
Ristiin kantava laatta on useimmiten edullisinta raudittaa kaistauradoitteita käyttäen, joita tarvittaessa täydennetään irtotankojen avulla. Kuvissa 44 ja 45 esitetään ylä- ja alapinnan raudoituksen järjestely.



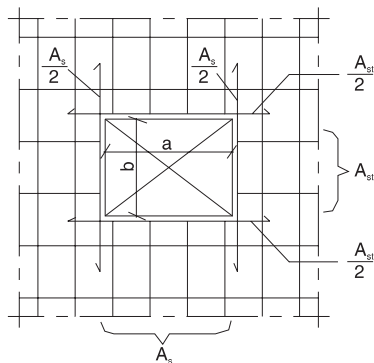
Kuva 44. Ristiin kantavan laatan yläpinnan rauditus kaistauradoitteilla.



Kuva 45. Ristiin kantavan laatan alapinnan raudoitus kaistauradoitteilla.



Kuva 47. Laatan jako kaistoihin ison reiän läheisyydessä.

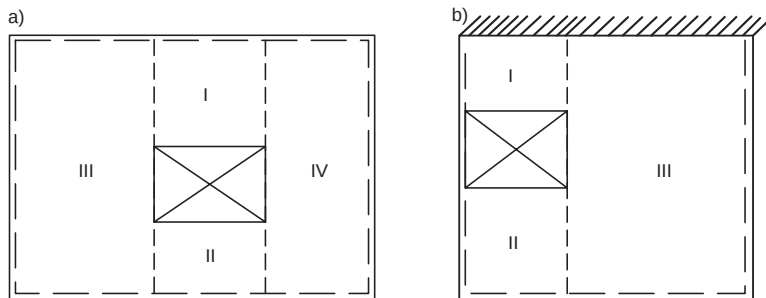


Kuva 46. Pienen reiän lisäraudoitus.

4.5 Reikien vaikutus

Reikien tekemistä eniten rasitettuihin kohtiin laattaa on mikäli mahdollista syytä välttää. Reikää pidetään pienenä, jos suorakaiteen muotoisen reiän suurempi sivumitta tai ympyrän muotoisen reiän halkaisija on enintään 1/5 laatan lyhyemmästä jännevitasta. Pienten reikien vaikutusta ei tarvitse selvittää rakennelaskelmin. Riittää, kun reiän johdosta katkeavaa raudoitusta vastaava teräsmäärä kummassakin suunnassa sijoitetaan aukon pieliin (puolet määrästä kummallekin puolelle, vrt. kuva 46). Isojen reikien vaikutus voidaan kätevästi tutkia kaistamenetelmän avulla (kuva 47), tai jakamalla laattakenttä sopivasti osiin, jotka lasketaan kolmelta reunalta tuettuina (kuva 48). Kaistamenetelmää sovellettaessa voidaan kaistan leveydeksi b_m yleensä valita

$$4h_s \leq b_m \leq 0,25L_x$$



Kuva 48. Laatan jako osiin reikien vaikutuksen selvittämiseksi: a) reikä laattakentän keskiosalla, b) reikä tuen vieressä.

5 Teräsbetonipalkit

5.1 Palkkimuodot ja mittojen valinta

Palkkimuodot

Betonipalkit ovat nykyisin miltei poikkeuksetta elementtipalkkeja. Niiden eniten käytetyt poikkileikkausmuodot ovat:

- suorakaidepalkit (kuva 49a)
- leukapalkit (kuva 49b)
- ristipalkit (kuva 49c)
- I-palkit (kuva 49d).

I-palkit voivat olla joko suoria tai ns. harjapalkkeja. Niitä tehdään vain jännitettyinä. Muita edellä lueteltuja poikkileikkausmuotoja käytetään sekä teräsbetoni- että jännebetonipalkeissa. Jännitetyt leukapalkit tehdään yleensä korkealujuusbetonista (K60...K100) matalaa leukaa ($h_f = 100$ tai 150 mm) käyttäen.

Paikallavalettavat palkit ovat yleensä poikki-leikkaukseltaan suorakaiteen muotoisia tai ns. laattapalkkeja (kuva 49e), joissa laatta ja palkki muodostavat yhdessä monoliittisen (saumattoman) rakenteen.

Mittojen valinta

Teräsbetoniset elementtipalkit ovat tavallisesti staattisesti määrättyjä, joten niiden sitkeydelle ei ole yhtä suuria vaatimuksia kuin paikallavalettaville jatkuville palkeille. Kerros pilarirungossa on kuitenkin syytä tarkistaa myös elementtipalkkien myötämiskyky. Staattisesti määrättyinä niiden korkeudeksi riittää yleensä

$$h \geq 19 \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{ctd}}} \quad (88)$$

Sopiva ohjearvo teräsbetonielementtipalkin uuman leveydelle on $b_w = (0,4 \dots 0,7) h$.

Leuan leveydeksi b_f valitaan tavallisesti 150 mm, mutta ontelolaatan korkeuden ylittäessä 265 mm sekä TT-laatoilla käytetään leveyttä 200 mm. Leuan korkeuden tulisi normaalilujuusbetonilla olla suurempi kuin sen leveys. Ele-

menttipalkin mittoja valittaessa on myös otettava huomioon mittasuositukset [11].

Paikallavalettavan suorakaidepalkin teholliseksi korkeudeksi olisi valittava

$$d \geq 2 \sqrt{\frac{M_d}{b f_{ctd}}} \quad (89)$$

Laattapalkkien tukipoikkileikkauksille pätee sama kaava, mutta kenttäpoikkileikkauksille on betonin lujuuksilla K25...K40 sopiva ohjearvo palkin korkeudelle

$$h = (70 \dots 100) \sqrt[3]{M_d} \quad (90)$$

jossa

$$[h] = \text{mm}$$

$$[M_d] = \text{kNm}.$$

Jatkuvissa palkeissa valitaan suurempi kaavojen 89 ja 90 antamista arvoista. Uuman leveydeksi paikallavalettavissa palkeissa on suositeltavaa valita $b_w = (0,4 \dots 0,6) h$.

5.2 Elementtipalkkien suunnittelu

Elementtipalkit voidaan liittää pilareihin jollakin seuraavista tavoista:

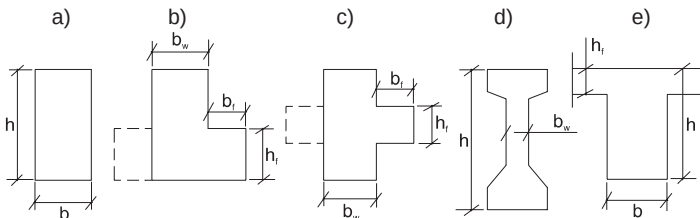
- palkki asennetaan alapuolisen pilarin päälle (tai päällekkäisten pilarien väliin)
- palkki asennetaan piiloon jäävien teräksisten liitoselimien varaan (ns. piiloulukkeet)
- palkin lovettu pää asennetaan pilariulokkeen varaan.

Näistä viimeksi mainittu tapa on tutkimusten mukaan halvin ja asennusteknisesti helpoin. Piiloulukkeet ovat kuitenkin yleistyneet lähinnä arkkitehtonisista syistä.

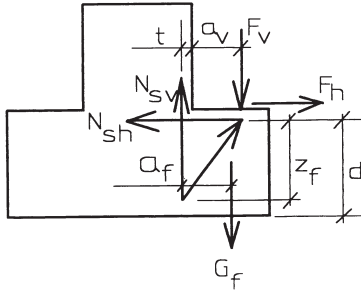
Leuan mitoitus

Leuan mitoituksessa rakennemallina voidaan käyttää kuvan 50 ansasmallia, jonka vetovoimat lasketaan seuraavista kaavoista:

$$N_{sv} = F_v + G_f \quad (91)$$



Kuva 49. Palkkimuotoja: a) suorakaidepalkki, b) leukapalkki, c) ristipalkki, d) I-palkki, e) laattapalkki.



Kuva 50. Leuan mitoitus, rakennemalli.

jossa G_f on leuan omapaino

$$N_{sh} = \frac{a_v + t}{z_f} F_v + \frac{a_f + t}{z_f} G_f + \frac{z_f + t}{z_f} F_h \quad (92)$$

jossa

$$z_f \approx 0,8d \leq 1,6 a_v \text{ (tai } z_f = h_f - 3t)$$

$$F_h \geq k F_{vk} \geq 20 \text{ kN/m}$$

$k = 0,2$, kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevyllaakeri tai vastaava

$k = 0,3$, kun molemmat liitospinnat ovat terästä

$k = 0,4$, kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten

$k = 0,5$ muissa tapauksissa.

Vastaavat teräspinta-alat saadaan jakamalla vetovoima raudituksen laskentalujuudella.

Lovetun pään mitoitus

Palkin lovettu pää mitoitetetaan lyhyenä ulokkeena, jonka rakennemalli on kuvan 51 mukainen. Kuvan 51a mallissa vaikuttavat vetovoimat lasketaan seuraavista kaavoista

$$N_{sv} = R_d \quad (93)$$

$$N_{sh} = \frac{R_d a}{z_f} + H_d \quad (94)$$

jossa $H_d \geq k R_k \geq 30 \text{ kN}$ (k kuten kaavassa 92).

Tavanomaisissa tapauksissa ($0,5 \leq a/h_f \leq 0,85$) voidaan otaksua, että $z_f \approx 0,8d_f$.

Kuvan 51b tapauksessa lasketaan vaikuttavat voimat kaavoista

$$N_{sw} = \frac{R_d}{\sin \alpha} \quad (95)$$

$$N_{sh} = H_d \quad (96)$$

Käytännössä ei kuvan 51b ansasmallia tule käyttää yksinään, sillä tämä malli ei kuvaa riittävän tarkasti todellista tilannetta palkin päässä ja

vinoraudituksen oikean sijainnin varmistaminen on hankalaa. Kuvien 51a ja 51b rakennemallit voidaan kuitenkin yhdistää siten, että

$$N_{sv} = 0,4R_d$$

$$N_{sw} = 0,6 \frac{R_d}{\sin \alpha} \quad (97)$$

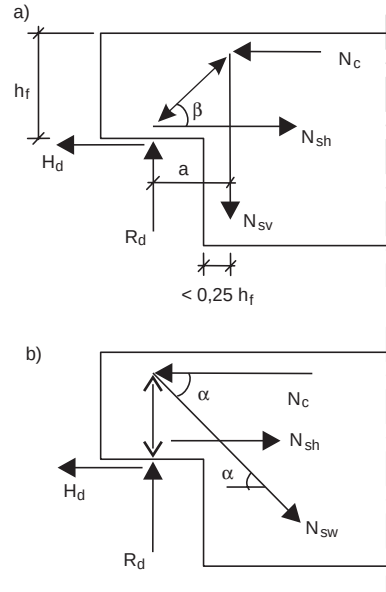
$$N_{sh} = 0,7R_d + H_d$$

Raudituksen suunnittelu

Pääraudoituksen vähimmäismäärät on esitetty taulukossa 17 (koskee kenttäraudoitusta ja ulokkeen tukia).

Taulukko 17. Pääraudoituksen vähimmäismäärä ρ_{min} (%) palkeissa.

Betoni	A500HW B500K	A700HW B700K
K20	0,147	0,105
K25	0,171	0,122
K30	0,193	0,138
K35	0,214	0,153
K40	0,234	0,167



Kuva 51. Lovetun pään mitoitus: a) vaakalenkit + pystyhaat, b) vino ripustusraudoitus (ylöstäivetut tangot).

5.3 Paikalla valettavien palkkien suunnittelu

Voimasuureiden laskeminen ja raudoituksen mitoitus

Paikallavalettavien jatkuvien palkkien voimasuureita laskettaessa kannattaa yleensä aina käyttää hyväksi myötäämiskykyä. Voimasuureet voidaan määrittää esimerkiksi lähteessä [9] esitetyllä tavalla. Tällöin periaatteena on, että tukiraudoitteet (lukuun ottamatta ulokkeiden tukia) valitaan ja kenttäraudoitukset määritetään tasapainoehdoista.

Muodonmuutoskyvyn tarkistus

Jos tukimomentin poikkeama kimmoteoriasta on enintään 30 % ($\Delta M_d \leq 0,3 M_{de}$), riittää kun tarkistetaan, että tuen poikkileikkauksen mitoitus täyttää seuraavan ehdon:

$$\frac{x}{d} \leq 0,6 - \frac{\Delta M_d}{M_{de}} \quad (98)$$

jossa M_{de} = kimmoteorian mukainen tukimomentti.

Poikkeaman ollessa suurempi tai muulloinkin haluttaessa laskea tarkemmin, voidaan menetellä lähteessä [9] esitetyllä tavalla.

Raudoituksen suunnittelu

Pääraudoituksen vähimmäismäärä kentissä ja ulokkeiden tuilla voidaan määrittää taulukon 17 avulla. Raudoituksen katkaisukohtat määräytyvät vetovoimapinnan perusteella. Tarkempia ohjeita on esimerkiksi lähteessä [9].

5.4 Palkkien reiät

Reikien sijoitus

Ohjeita reikien sijoittelusta teräsbetonipalkeissa (ks. myös [11]):

- reikiä ei pitäisi sijoittaa palkin puristusvyöhykkeeseen (vrt. kuva 52)

- reiät tulisi sijoittaa vähintään tehollisen korkeuden päähän tuen reunasta
- on suositeltavaa sijoittaa reiät palkin jännevälin keskimmaiselle kolmannekselle, jossa leikkausvoima on pieni
- pyöreät reiät ovat edullisempia kuin suorakaiteen muotoiset.

Pienet reiät

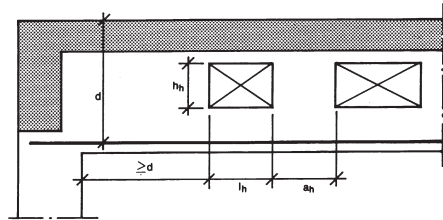
Kun on peräkkäisiä reikiä, on niiden välisen etäisyyden oltava suurempi kuin kummankin korkeus, ts. $a_n > h_n$ kuvassa 53. Muussa tapauksessa niitä käsitellään laskelmissa yhtenä isona reikänä.

Reiät, joiden pituus $l_h \leq 0,6h$ ja joiden korkeus $h_n \leq 0,3h$, voidaan jättää rakennelaskelmissa huomioon ottamatta, mikäli ne sijaitsevat palkin puristusvyöhykkeen ulkopuolella. Niiden pielet on silti varustettava sopivalla lisäraudoituksella paikallisen halkeilun rajoittamiseksi. Reiän ylä- ja alapuolisen palkin osan leikkauskestävyys on kuitenkin aina syytä tarkistaa.

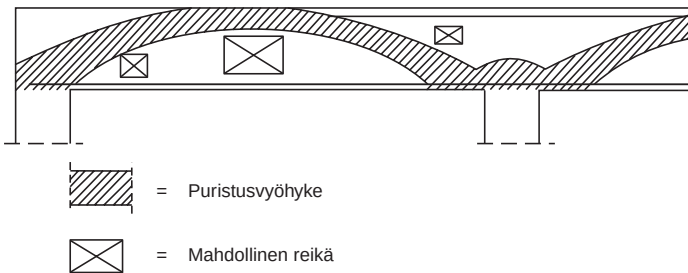
Suuret reiät

Jos reiän pituus $l_h > 0,6h$, on sen vaikutus palkin kestävyYTEEN aina tutkittava. Reiän vaikutus palkin taipumaan ja jatkuvan palkin voimasuureiden jakaumaan on myös selvítettävä, jos seuraava ehto ei toteudu:

$$(k - 1)\delta^3 \leq 0,1 \quad (99)$$



Kuva 53. Reikien sijainti ja koko.



Kuva 52. Reikien sijoitus palkeissa.

jossa

$$k = I_0/I$$

I_0 = ehjän poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

I = reiän puristuspuolella olevan (tavallisesti yläpuolisen) palkin osan jäyhyysmomentti

$$\delta = l_p/L$$

Jäyhyysmomenttia I_0 laskettaessa voidaan laattapalkin puristuspuolen leveydeksi ottaa sama arvo kuin ehjää palkkia taivutukselle mitoitetessa. Jäyhyysmomenttia I laskettaessa voidaan puristuspuolen leveytenä käyttää $b'_0 \leq 2h_y + b_w$ ($b'_0 = 0,5l_h \geq 2h_y$, jos puristettuna paarteena on pelkkä laatta). Usein voidaan riittävän tarkasti otaksua, että $k = (h/h_y)^3$.

Palkin mitoitus reiän kohdalla

Mitoitus voidaan suorittaa lähteessä [1] esitetystä likimenetelmällä.

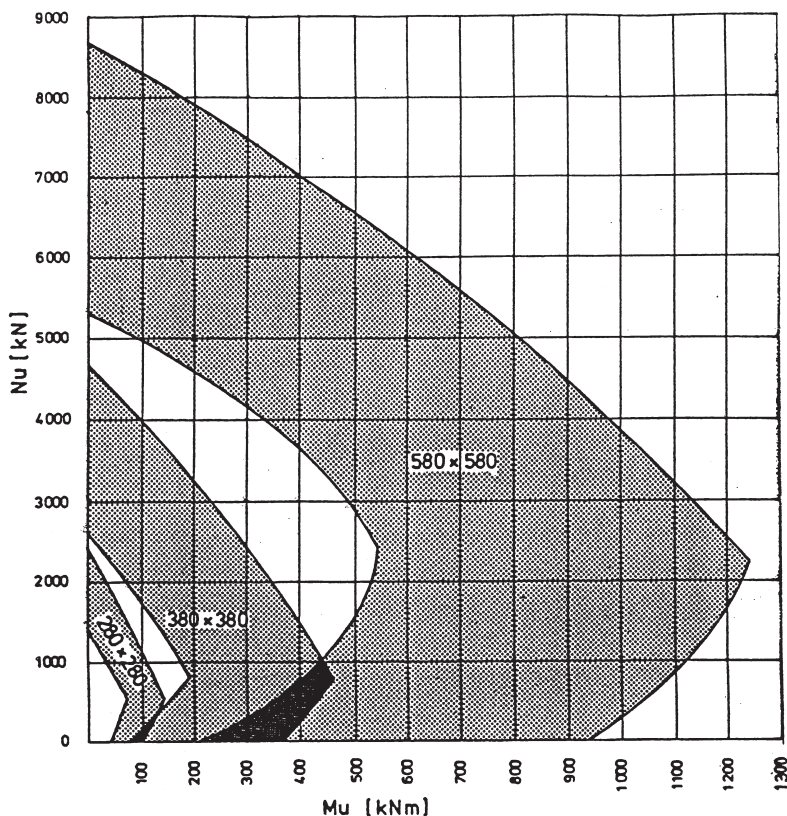
6 Pilarit ja seinät

6.1 Pilarien mitoitus

Mitoituksen suoritus

Pilarien poikkileikkaukset ja rauditus on valittava siten, että kestävyys hoikkuus huomioon ottaen on riittävä. Koska perusepäkeskisyys e_a ja pilarin taipumisesta aiheutuva lisäepäkeskisyys e_2 riippuvat rakennemitoista, on mitoitus suoritettava kokeilemalla. Laskelmien kulku voi tällöin olla esimerkiksi seuraava:

1. Määritetään pilaria eri kuormitustapauksilla rasittavat normaalivoimat ja 1.kertaluvun taivutusmomentit.
2. Valitaan poikkileikkaukset alustavasti, jolloin apuna voidaan käyttää kuvan 54 tapaisia käyrästöjä.
3. Määritetään perusepäkeskisyys e_a ja lisäepäkeskisyys e_2 .



- Määritetään epäkeskisyyden laskenta-arvo e_d (tai e_{rd}) eri kuormitustapauksille.
 - Tarkistetaan valittujen mittojen sopivuus. Jos mittoja täytyy korjata, suoritetaan vaiheet 3 ja 4 uudelleen.
 - Määritetään määrävässä poikkileikkauksessa vaarallisimmalla kuormitusyhdistelmällä tarvittava raudtoitus.
 - Suunnitellaan pilarien raudtoitus ja liittyminen muihin rakenneosiin.
- Vaarallisimman vaikutuksen selvittämiseksi joudutaan tavallisesti tutkimaan eri kuormitusyhdistelmiä, varsinkin ulkoseinällä sijaitsevia sivusiirtyviä pilareita mitoitettaessa.

Poikkileikkausta rasittavaa normaalivoimaa määritettäessä voidaan, jos pilari saa kuormia kahdesta tai useammasta kerroksesta, oleskelu- ja kokoontumiskuormiin tehdä kuormitusnormien mukaiset vähennykset.

Nurjahduspituus

Nurjahduspituus voidaan tavanomaisissa rakenteissa määrittää taulukon 10 ja kuvien 20 ja 21 avulla. Monikerroksisen tai poikkileikkaukseltaan muuttuvan pilarin nurjahduspituus voidaan määrittää ns. korvaussauvaperiaatteella (ks. esim. [11]). Tarkemmassa mitoituksessa tulisi ottaa huomioon perustusten kiertymän ja pilari-palkkiliitoksen jäykkyyden vaikutus. Varsinkin hoikilla sivusiirtyvillä pilareilla nurjahduspituuden tarkempi määrittäminen vaikuttaa ratkaisevasti lopputulokseen.

Normaalivoiman epäkeskisyyden

Alkuperäiset (suunnitellut) epäkeskisyydet elementtirungon pilareissa riippuvat ratkaisevasti rungon jäykistämistavasta sekä pilari-palkkiliitosten tyypistä ja jäykkyydestä.

Perusepäkeskisyyden e_s ja lisäepäkeskisyyden e_2 määritetään kohdan 2.2 perusteella käytettäessä betoninormien menetelmää, joka on pienillä hoikkeuksilla riittävän tarkka. Suuremmilla hoikkeuksilla se voi kuitenkin johtaa tuntuvaan ylimitoitukseen.

Poikkileikkausten mitoitus

Mittasuositusten mukaan tulisi suorakaidepoikkileikkauksista ensisijaisesti käyttää neliöpilareita 280 x 280, 380 x 380, 480 x 480 ja 580 x 580. Suositeltavia suorakaidepilareita (esim. 480 x 680) käytetään lähinnä teollisuusrakennuksissa ja mastopilareina. Pieniä kokoja (sivumitta < 280 mm) käytettäessä on elementtipalkkien tuenta hankalaa, joten niiden käyttö tulisi rajoittaa paikallavalettaviin rakenteisiin. Pyöreistä pilaripoikkileikkauksista tulevat lähinnä kysymyksen koot, joiden halkaisijat ovat 280, 380, 480, 580 tai 680 mm.

Poikkileikkaukset mitoitetaan yleensä symmetrisesti raudoitettuina. Pääraudoituksen kokonaispinta-alan osuuden betonipoikkileikkauk-

sen tarvittavan kestävyysmukaisesta pinta-alasta tulee olla vähintään [2]

$$\frac{A_{s,tot}}{A_c} \geq 15 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (100)$$

Sanonta ”tarvittavan kestävyysmukaisesta pinta-alasta” tarkoittaa, että jos vähimmäisraudoitettuna mitoitettua pilarin betonimittoja suurennetaan, teräsmäärää ei tarvitse kasvattaa. Vähimmäisteräsmäärät on annettu taulukossa 18. Koska yleensä ei ole syytä käyttää betonipoikkileikkauksessa 4 % suurempia teräsmääriä, saadaan mitoitusohjeeksi

$$\rho_{min} \leq \rho_{tot} \leq 4 \% \text{ (suositeltava enimmäisteräsmäärä noin } 1 \%)$$

Samassa kohteessa tulisi mikäli mahdollista käyttää vain yhtä pilarikokoa. Erisuuruiset rasi- tukset voidaan tällöin ottaa huomioon raudoitusta vaihtelemalla.

Taulukko 18. Pilarien vähimmäisraudoitus ρ_{min} (%) teräkselle A500HW.

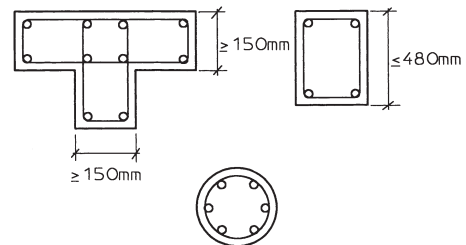
Betoni	K20	K25	K30	K35	K40
ρ_{min}	0,442	0,513	0,579	0,642	0,702

6.2 Pilarien raudtoitus

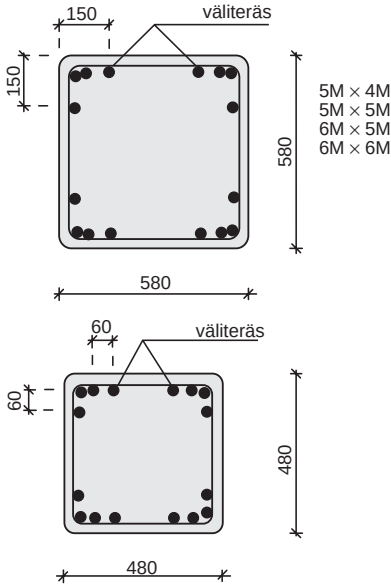
Pääraudoitus

Päätankojen halkaisijoina tulevat yleensä kysymykseen vain 12, 16, 20 tai 25 mm. Paksummat tangot eivät ole suositeltavia suuren ankkurointipituutensa vuoksi.

Työteknisistä syistä on suositeltavaa käyttää mahdollisimman harvoja päätankoja poikkileikkauksessa. Jokaisessa pilarin nurkassa tai taitteessa on kuitenkin oltava betoniterästanko, ja pyöreissä pilareissa tulee olla vähintään 6 tankoa (kuva 55). Jos suorakaiteen muotoisessa poikkileikkauksessa tarvitaan enemmän kuin neljä päätankoa, pyritään lisätangot keskittä-



Kuva 55. Pääraudoituksen vähimmäismäärä pilareissa.



Kuva 56. Pääraudoituksen sijoitus.

mään poikkileikkauksen nurkkiin (kuva 56), jotta välihakoja ei tarvittaisi. Päätankojen väli saa olla enintään 300 mm. Pilareissa, joiden sivumitta on enintään 480 mm, riittävät kuitenkin nurkkiin asetetut tangot.

Haat

Hakojen tehtävänä on estää päätankojen nurjahdus ja ottaa vastaan halkaisuvoimat. Pilarien päissä alueilla, joissa normaalivoiman lisäksi esiintyy merkittäviä taivutusmomenteja ja leikkausvoimia, tarvitaan hakoja usein myös parantamaan rakenneosan sitkeyttä ja/tai leikkauskestävyyttä. Palkkien tukeutuessa pilarin pään varaan esiintyy usein halkaisuvoimia, jotka edellyttävät tihennettyä hakaväliä.

Pilarien puristettu pääraudoitus sidotaan tavallisesti joko irtohaoilla tai jatkuvilla kierrehaoilla. Irtohakojen suhteen noudatetaan seuraavia ohjeita:

- halkaisija vähintään 0,25 kertaa päätangon halkaisija
- hakaväli enintään 15 kertaa päätangon halkaisija
- haan katsotaan sitovan ne päätangot, joiden etäisyys haan nurkasta on enintään 20 kertaa haan halkaisija. Muut päätangot sidotaan välihaoilla, joiden väli saa olla enintään kaksi kertaa päähakojen väli.

Jatkuvilla kierrehaoilla varustetuilla pilareilla on parempi sitkeys kuin irtohaoilla raudoitetuilla

la pilareilla. Kierrehakojen halkaisijaa koskevat ohjeet on esitetty betoninormeissa.

6.3 Seinien mitoitus

Betoniseiniä paksuudet määräytyvät useimmiten palonkestävyyden, ilmastoineristävyyden ja mittasuositusten perusteella, mutta rungon jäykistykseen käytettyjä mastoseiniä mitoitettaessa on lisäksi otettava huomioon vaakavoimien aiheuttamat rasitukset. Suositeltavat seinäpaksuudet ovat 160, 180, 200 ja 240 mm.

Raudoittamattomissa seinissä sekä sellaisissa raudoitetuissa seinissä, joissa pystytankoja ei oteta huomioon mitoituksessa, lasketaan seinän normaalivoimakestävyys kaavasta

$$n_u = \frac{N_u}{b} = f_{cd} h \left(1 - 2 \frac{e_d}{h} \right) \quad (101)$$

Kaavassa betonin puristuslujuuden laskenta-arvon varmuuskerroin riippuu siitä, onko seinä raudoitettu vai ei.

Muutoin mitoitus suoritetaan kuten pilareilla. Seinän ollessa kolmelta tai neljältä reunalta tuettu määritetään nurjahduspituus kuitenkin toisin (ks. taulukko 11). Jos seinän leveys on pienempi kuin viisinkertainen paksuus, mitoitetaan seinä pilarina.

Elementtiseiniä mitoituksessa on myös tarkistettava pystysaumojen leikkauskestävyys. Leikkauskestävyyden arvoja eri rakennevaihtoehtojille, samoin kuin keskeisesti kuormitettujen seinien murtokuorman arvoja on annettu lähteessä [11].

7 Lyhyet ulokkeet

7.1 Suunnitteluperusteet

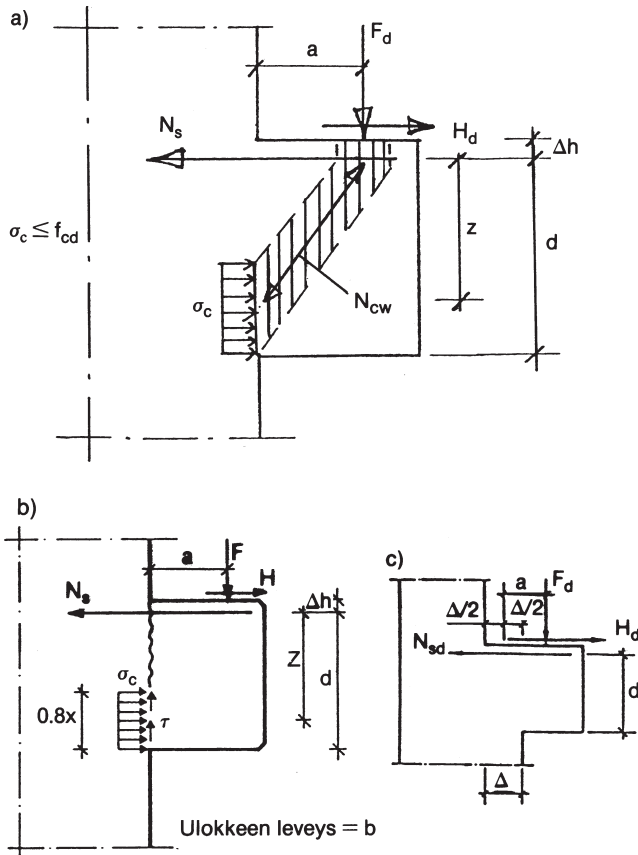
Lyhyen ulokkeen toimintatapaa kuormitettuna kuvaa hyvin kuvan 57 rakennemalli, jonka perusteella mitoitus voidaan suorittaa. Ulokkeen mitat on valittava niin suuriksi, että saavutetaan riittävä varmuus betonin vinoon puristumukseen nähden. Ulokkeeseen on lisäksi sijoitettava vetovoimaa N_s vastaava pääraudoitus sekä sopiva rakenteellinen lisävaakaraudoitus (vaakahaat).

VTT:n kehittämän, betonin murtoehtoon perustuvan menetelmän mukaan tulee pystysuoran laskentakuorman F_d täyttää tapauksessa 1 ehto

$$\frac{F_d}{f_{cd} b d} \leq 0,07 + 0,02 \frac{d}{a} \quad (102)$$

tai tapauksessa 2 ehto

$$0,07 + 0,02 \frac{d}{a} < \frac{F_d}{f_{cd} b d} \leq 0,14 + 0,04 \frac{d}{a} \quad (103)$$



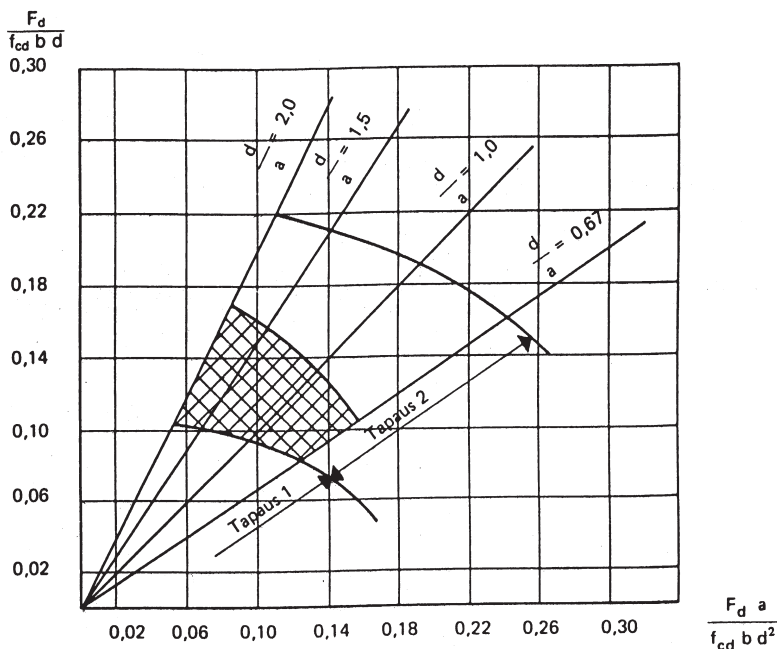
Kuva 57. Lyhyt uloke: a) rakennemalli, b) voimasuureet ja merkinnät, c) mitat ja vaikuttavat voimat.

Vastaava kuormakestävyyskäyrästä on kuvassa 58. Menetelmää käytettäessä tulee noudattaa seuraavia ohjeita (vrt. kuva 57):

- Menetelmä on tarkoitettu ulokkeille, joissa kuormaresultantin etäisyys tuen reunasta on melko suuri ($a \geq d/2$). Erittäin korkeiden ulokkeiden ($a < d/2$) mitoittamiseen menetelmää voidaan soveltaa käyttämällä etäisyydelle arvoa $a = d/2$, vaikka etäisyys olisi todellisuudessa sitä pienempi.
- Paikallinen keskimääräinen puristusjännitys kuormituskohdassa on pienempi kuin $0,6f_{cd}$ ja jännitys välilevyn reunassa on pienempi kuin f_{cd} .
- Ulokkeen mitoiksi suositellaan Runko-BES-järjestelmän mukaisia mittoja (ks. myös [11]). Pienin suositeltava koko on $280 \times 290 \times 300$ (leveys x korkeus x pituus). Sitä pienempiä ulokkeita suunniteltaessa tulee ottaa erik-

seen huomioon ulokkeen valmistustoleranssit ja liittyvien elementtien asennustoleranssit.

- Kuorman tulee sijaita ulokkeen leveyssuunnassa likimain keskellä. Jos kuorman painopiste poikkeaa ulokkeen keskilinjasta enemmän kuin mitan $b/10$, jätetään osa ulokkeen leveydestä laskennassa huomioon ottamatta siten, että kuorma sijoittuu laskennassa käytettävään leveysmittaan nähden symmetrisesti. Yläreunan raudoitusta (pääraudoitusta) sijoitetaan siten, että sen painopiste on kuorman kohdalla.
- Ulokkeeseen sijoitetaan tasaisesti vaakaraudoitus $A_{sh} = 0,4A_s$ (kuva 59).
- Ulokkeissa, joiden alareuna on vino (kuva 60), tulee tehollisen korkeuden kuorman kohdalla olla vähintään puolet tuen reunassa olevasta arvostaan ja kaltevuuskulman pienempi kuin 60° . Suositeltava arvo $\alpha = 45^\circ$.



Kuva 58. Lyhyen ulokkeen kuormakapasiteetit. Suositeltava kuormituksen alue varjostettu.

7.2 Mitoituksen suoritus

Mitoitus voidaan suorittaa seuraavasti:

1. Määritetään uloketta kuormittava vaakavoima H_d . Sen arvoksi on otettava vähintään

$$H_d = kF_k \geq 30 \text{ kN} \quad (104)$$

jossa

- $k = 0,2$, kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevylaakeri tai vastaava
- $k = 0,3$, kun molemmat liitospinnat ovat terästä
- $k = 0,4$, kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten
- $k = 0,5$ muissa tapauksissa.

2. Määritetään vaadittu tehollinen korkeus d kaavan 103 ylärajan perusteella.
3. Valitaan ulokkeen korkeus mittasuositusten, vaaditun tehollisen korkeuden, rakenteellisten seikkojen ja toivotun raudituksen perusteella.

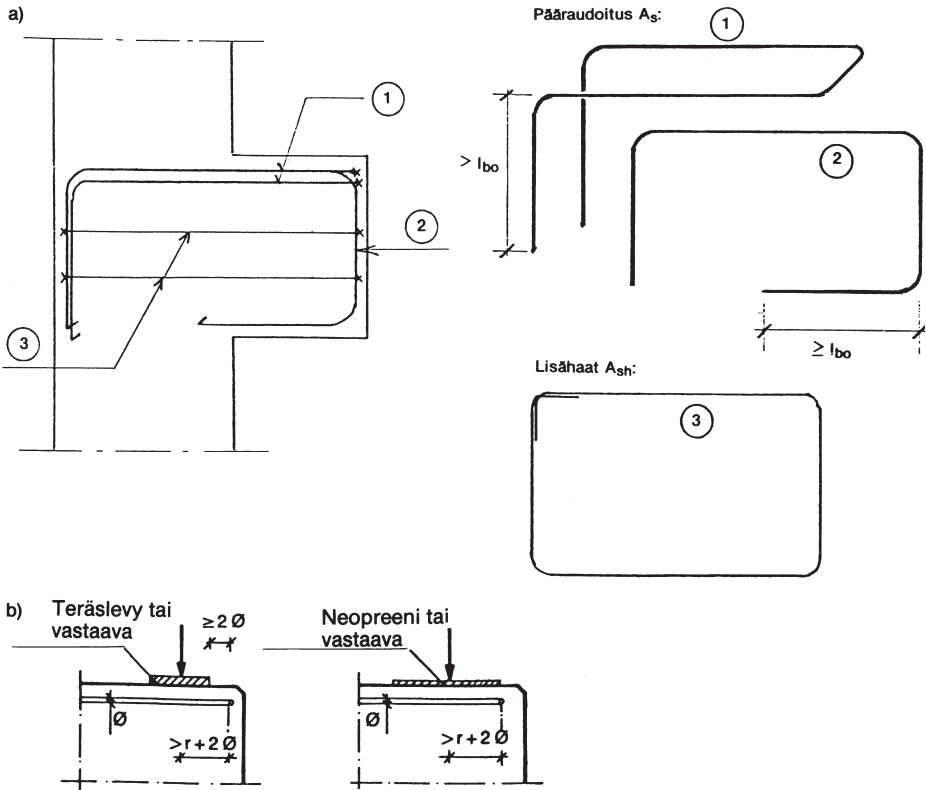
4. Lasketaan tarvittavan pääraudoituksen teräspinta-ala kaavasta

$$A_s = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = \left(\beta_1 \frac{F_d a}{d} + \beta_2 H_d \right) \frac{1}{f_{yd}} \quad (105)$$

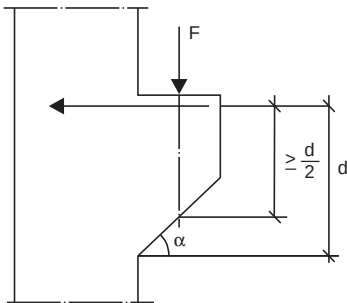
jossa β_1 ja β_2 valitaan taulukosta 19.

5. Määritetään ulokkeen alaosan vaakaraiditus kaavasta $A_{sh} = 0,4A_s$
6. Suunnitellaan ulokkeen rauditus.

Jos ulokkeeseen liittyvän kuormittavan rakeneosan laakerointina on teräslevy tai vastaava, on kestävyys määritys tehtävä tapauksen 1 mukaan.



Kuva 59. Lyhyen ulokkeen raudoitus: a) raudoituksen muodostaminen, b) ankkurointi ulokkeen etureunalla.



Taulukko 19. Kertoimet β_1 ja β_2 kaavassa 105. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.

$\frac{F_d}{f_{cd}bd}$	β_1	β_2
$\leq 0,07 + 0,02 \frac{d}{a}$	1,15	1,20
$= 0,14 + 0,04 \frac{d}{a}$	1,65	1,55

Kuva 60. Ulokkeen vino alareuna.

Taulukko 20. Lyhyen ulokkeen kestävyys betonille K30-2 ja teräkselle A500HW. Ulokkeen leveys = b, $H_d = 0,2$ $F_k \geq 30$ kN, $F_k = F_d/1,4$.

h	d	a	b	Tapaus 2:		Tapaus 1:	
				$\frac{F_d}{f_{cd}bd} = 0,14 + 0,04 \frac{d}{a}$		$\frac{F_d}{f_{cd}bd} \leq 0,07 + 0,02 \frac{d}{a}$	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	F_d (kN)	A_s (mm ²)	F_d (kN)	A_s (mm ²)
290	250	≤150	280	203	593	101	253
			380	275	799	137	313
			480	347	1008	174	374
		200	280	186	688	93,1	292
			380	253	935	126	364
			480	319	1179	160	439
			580	386	1427	193	512
		≤150	280	285	664	142	282
			380	386	899	193	352
			480	488	1137	244	437
			580	590	1374	295	528
390	330	200	280	266	779	133	309
			380	362	1060	181	389
			480	457	1339	228	475
			580	552	1617	276	575

Kestävyyttä F_d voidaan interpoloida suoraviivaisesti kuorman etäisyyden a perusteella. Teräsmäärä A_s tapaus-ten 1 ja 2 välillä voidaan interpoloida suoraviivaisesti laskentakuumman F_d perusteella.

Taulukko 21. Tukipinnan toimiva pituus ja leveys.

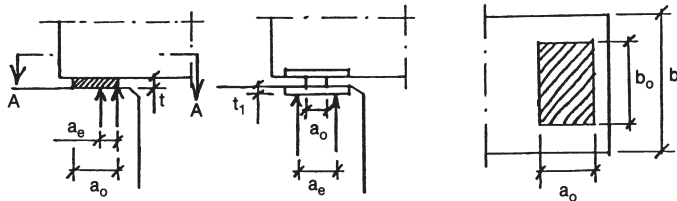
Tuentatyyppi	Toimiva pituus a_e	Toimiva leveys b_e
Betoni – betoni	Ei suositella käyttöön	Ei suositella käyttöön
Teräs – teräs	$40 \text{ mm} + 2t_1$	$0,8b_0$
Teräslevyt, joiden välissä terässauva tukireaktion keskittämiseksi	$a_0 + 2t_1$	$0,8b_0 + 2t_1 \leq 0,8b$
Betoni – mitoittamaton kumilaakeri	$30 \text{ mm} + t_1$	$0,8b_0$
Betoni – mitoitettu kumilaakeri	a_0	b_0

t = välilevyn paksuus

t_1 = tukipinnalla olevan alemman teräslevyn paksuus

t_1 Laakerin paksuudeksi saadaan laskelmissa otaksua enintään 8 mm.

a_0 ja b_0 määritetään siten, että keskimääräisen jännityksen aiheuttama kokoonpuristuma käyttötilassa on enintään 15 %.



7.3 Lyhyen ulokkeen raudoitus

Lyhyen ulokkeen pääraudoitus muodostetaan vaaka- ja pystylenkeistä, ja ulokkeen alaosa varustetaan vaakahaoilla, joiden yhteenlaskettu teräspinta-ala (molemmat leikkeet huomioon ottaen) on noin 40 % pääraudoituksen määrästä. Kuvassa 59 on esitetty lyhyen ulokkeen raudoi-

tusperiaate. Myös pääraudoituksen taivutuksissa noudatetaan hakaraudoituksesta annettuja ohjeita. Jos $d/a < 1,0$, ulokkeeseen sijoitetaan pystyhakojia kuten palkeissa.

Taulukkoon 20 on koottu poikkileikkaukseltaan suositeltavien ulokkeiden kestävyysarvoja rakenneluokassa 2.

8 Elementtiliitokset

8.1 Tukipinnan riittävyys

Tukipinnan riittävyys voidaan tarkistaa kaavasta

$$R_{vd} \leq a_e b_e f_{cd} \quad (106)$$

jossa

R_{vd} = tukireaktion pystykomponentin laskenta-arvo

a_e = tukipinnan toimiva pituus

b_e = tukipinnan toimiva leveys.

Toimiva tukipinta voidaan valita taulukon 21 perusteella. Ellei laakeri ole mitoitettu tuella tapahtuville muodonmuutoksille, tulisi toimiva tukipinta valita siten, että $a_e b_e \leq 0,25 a_0 b_0$.

8.2 Palkki-pilariliitokset

Eri liitostavat

Elementtipalkki liitetään pilariin tavallisesti jollakin seuraavista tavoista:

- pulttiliitos pilariin (kuva 61)
- pulttiliitos pilariulokkeeseen (kuva 62)
- piiloulokeliitos (kuva 63).

Kuvassa 63 esitettyjen piiloulokkeiden kuormakestävyys on annettu taulukossa 22. Kuvien 61b ja 61c kerrospilarirungon liitoksia on käsitelty yksityiskohtaisesti lähteessä [12], jossa on myös esitetty mitoituskaavat ja annettu suunnittelu- ja asennusohjeita.

Liitospulttien ja vaarnatapin mitoitus

Pultin tai vaarnatapin kestävyys leikkaukselle murtorajatilassa lasketaan kaavasta

$$V_{su} = 12 \varnothing^2 \sqrt{f_{cd} f_{td}} \quad (107)$$

jossa $\varnothing$ = pultin (tai vaarnatapin) halkaisija.

Poikkeustilanteissa (kuten jatkuvan sortuman rajoittaminen, elementin putoamisen estäminen ym.) voidaan normien mukaan kuormien ja materiaalien varmuuskertoimina käyttää arvoa 1,0.

$$\text{Mitoitusehto} \quad V_{su} \geq \begin{cases} V_d \\ kR_k \\ 30kN \end{cases} \quad (108)$$

jossa

V_d = liitoksen leikkauusvoima (voima, joka täytyy välittää)

R_k = palkin tukireaktion ominaisarvo

k = kerroin, jolla on samat arvot kuin kaavassa 104.

Jatkuvan sortuman rajoittamiseksi tulee kapasiteetin kuitenkin olla vähintään 20 kN/m palkin pituusmetriä kohti, mutta enintään 150 kN.

Kerrospilariliitoksissa (kuvat 61b ja 61c) voidaan kiinnityspulttien mitoituksessa vaakavoima V_d määrittää betoninormikortin n:o 11 mukaisesti kaavasta (kuva 64)

$$V_d = \frac{2N_d e_d}{L} \quad (109)$$

jossa epäkeskisyyden laskenta-arvoksi valitaan suurin seuraavista

$$e_d = \begin{cases} e_a + e_{01} \\ e_a + 0,6e_{01} + 0,4e_{02} \\ e_a + 0,4e_{01} \end{cases}$$

L = pilarin pituus

$$e_a = \frac{h}{20}$$

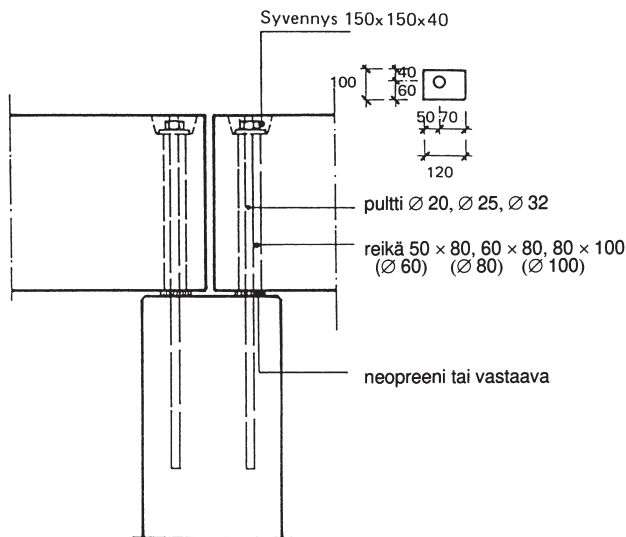
Kumilevyjen mitoitusta on tarkasteltu mm. lähteissä [1] ja [11].

Taulukko 22. Teräsulokkeiden kantokyky.

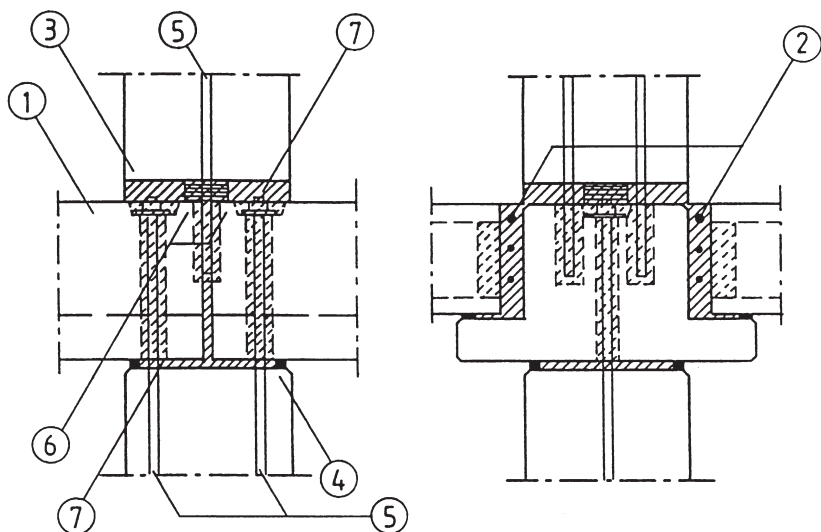
Tyyppi	Tyyppitunnus	Laskenta-kapasiteetti V_u (kN)
BSF-kannake	BSF150	230*
	BSF200	330*
	BSF300	480*
KP-konsoli	KPK3	335
	KPK6	650
	KPK9	950
AEP-konsoli	AEP350	350
	AEP500	500
	AEP750	750
	AEP1000	1000
	AEP1500	1500

Arvot pätevät, jos betoni on vähintään K40-1. Rakenne luokassa 2 kerrotaan kapasiteettiarvot luvulla 0,9.

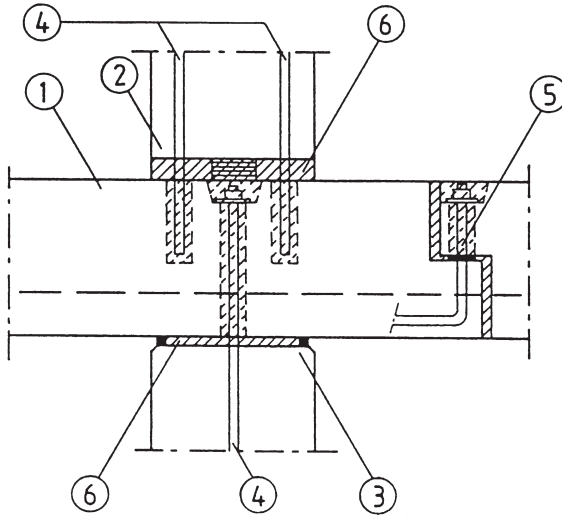
* Teräsoasia voidaan asentaa rinnakkain (max 2 kpl), jolloin kantokyky kasvaa.



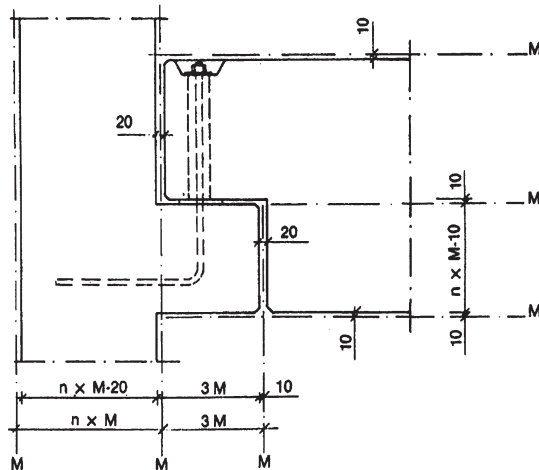
Kuva 61a. Palkin pulttiliitos pilariin: palkki pilarin päällä.



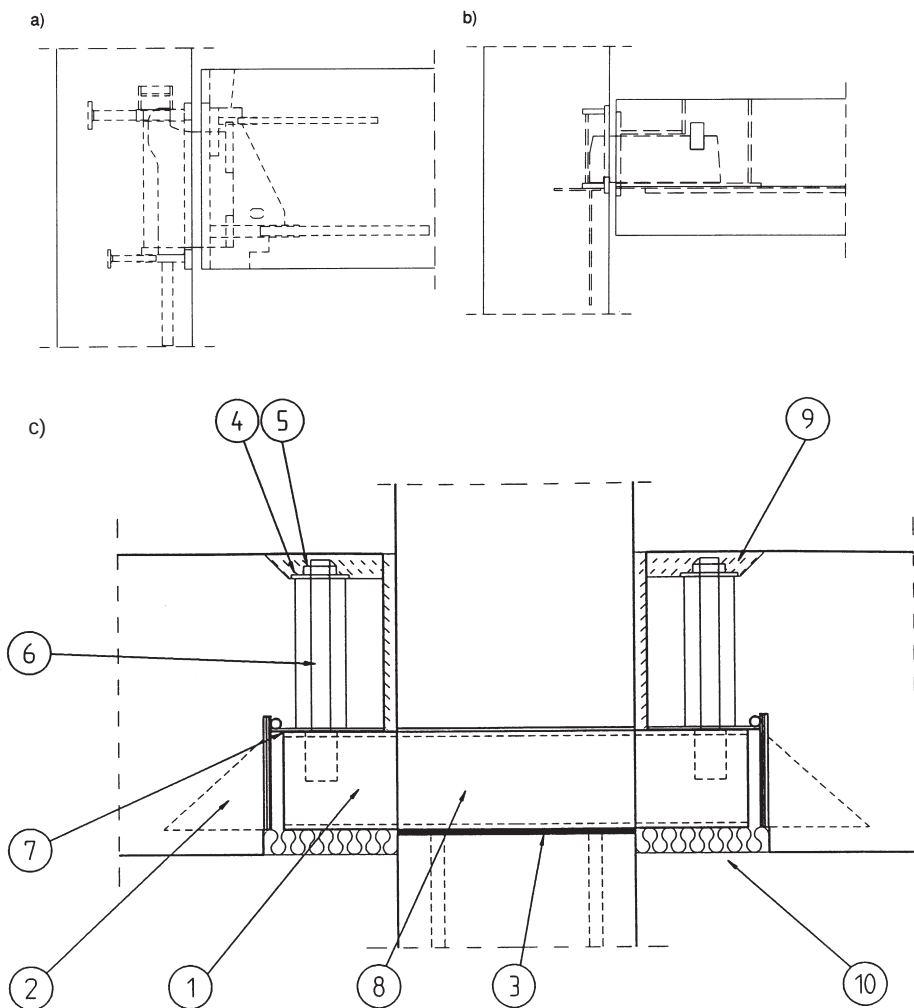
Kuva 61b. Palkin pulttiliitos pilariin: kerospilariliitos, jatkos pilarin kohdalla.



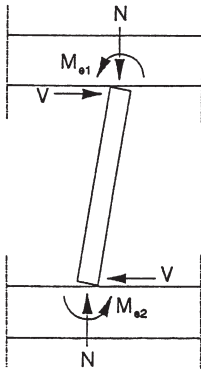
Kuva 61c. Palkin pulttiliitos pilariin: kerrospilariliitos, palkin jatkos kentässä.



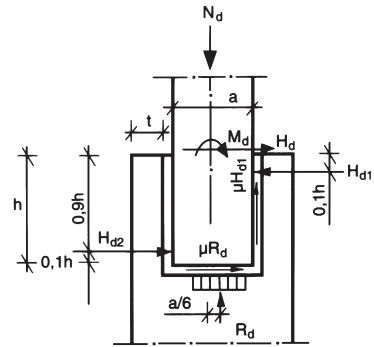
Kuva 62. Palkin pulttiliitos pilariulokkeeseen.



Po	MAT/TARVIKE	KOODI/KOKO/OHJE
1	Konsoliputki	KKP
2	Palkkikenkä	KPK
3	Pilariholkki	KPH
4	Aluslevy	100 x 100 x 10
5	Mutteri	M 30
6	Asennuspultti	M 30
7	Korkopalat	tarvittaessa
8	Kiilapalat	konsoliputken ja pilariholkin vällys poistetaan
9	Juotosbetoni	
10	Palosuojaus	



Kuva 64. Kerros Pilariliitoksessa vaikuttavat voimaasuureet.



Kuva 65. Holkkiliitoksessa vaikuttavat voimat.

8.3 Pilarien alapään liitokset

Eri liitostavat

Elementtipilari voidaan liittää alapuoliseen rakenneosaan seuraavilla tavoilla:

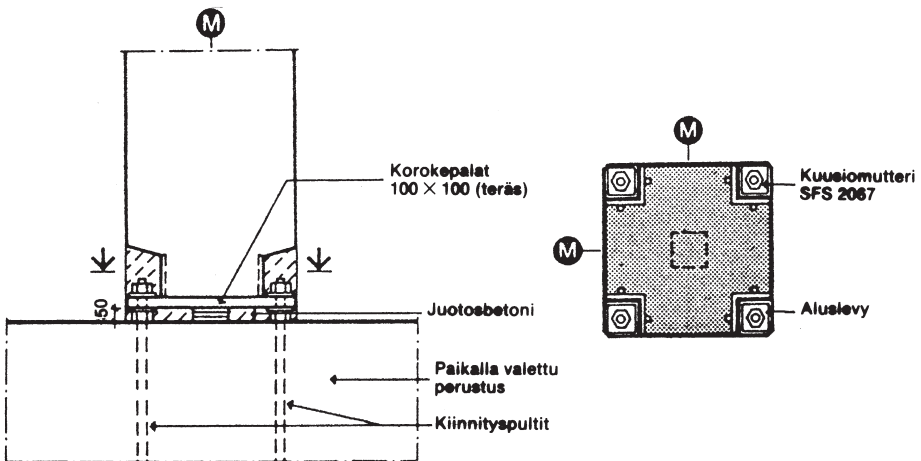
- kerros Pilarin vaarnatappiliitos alapuoliseen palkkiin (kuva 61b tai 61c)
- holkkiliitos (kuva 65)
- pulttiliitos (kuva 66)
- hitsausliitos (kuva 67).

Pulttiliitos, hitsausliitos ja vaarnatappiliitos soveltuvat myös pilari jatkoksiin.

Holkkiliitoksen mitoitus

Holkin mitat valitaan kuvan 68 avulla ja raudotus voidaan mitoittaa seuraavien kaavojen avulla, jos

- holkin betonin lujuus on vähintään K25
- juotosvalun betonin lujuus on vähintään K30
- pilarin upotussyvyys > pilarin sivumitta (suositus $h \approx 1,5 a$)
- holkin seinämän paksuus $t \geq 0,18b + 70 \text{ mm}$
- a = pilarin sivumitta kuorman vaikutussuunnassa
- b = pilarin sivumitta kuorman vaikutussuuntaan vastaan kohtisuorassa suunnassa



Kuva 66. Pilarin pulttiliitos.



Yläreunan rengasvoima lasketaan kaavasta

$$H_{d1} = \frac{M_d - 0,17a N_d + 0,9h H_d}{0,8h + 0,1a} \quad (110)$$

jossa on oletettu, että kitkakerroin $\mu = 0,3$ (liitos-pinnat sileät).

Holkin alareunan rengasvoima lasketaan kaavasta

$$H_{d2} = H_{d1} - H_d - \mu R_d \quad (111)$$

Pilarin tukireaktio R_d holkin pohjalla lasketaan kaavasta

$$R_d = N_d - \mu H_{d1} \quad (112)$$

Holkin pystyraudoitus määritetään mitoittamalla holkin poikkileikkaus pilarin alapään tasolla vaikuttavalle taivutusmomentille

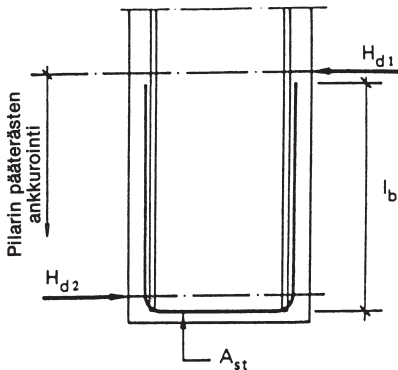
$$M_{da} = M_d + H_d h \quad (113)$$

Holkissa tulee olla vähintään raudoitus $\varnothing 10$ k250 sekä vaaka- että pystysuunnassa.

Pilarin pohjaan sijoitetaan raudoitus, jonka yhteenlaskettu pinta-ala on vähintään

$$A_{st} = \frac{(H_{d2} + \mu R_d)}{f_{yd}} \quad (114)$$

Pilarin pohjan raudoitus voidaan muodostaa esimerkiksi U-muotoisista lenkeistä (kuva 69) tai L-muotoisista raudotteista ja haoista. Ankkurointipituus l_b määritetään lenkkiterästankojen ominaisuuksien perusteella täydelle vetovoimalle.



Kuva 69. Pilarin alapään raudoitus holkkiiliitoksessa.

Pulttiliitosten mitoitus

Pilarin alapään pulttiliitos mitoitetaan tavanomaisesti kuten teräsbetonipoikkileikkaus epäkeskiselle normaalivoimalle. Pilarikenkiä käytettäessä voidaan mitoitus tehdä helposti pilarikengän valmistajan laatimien kestävyyskäyrästöjen avulla.

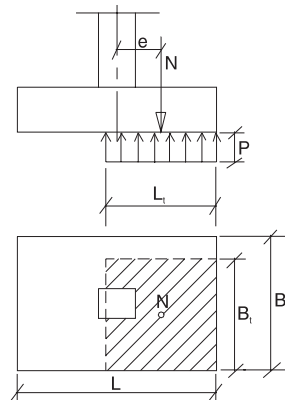
9 Anturoiden mitoitus

9.1 Mitoitusperusteet

Perustusten tehtävänä on siirtää rakennuksen (tai rakenteen) kuormat maa- tai kalliopohjalle siten, ettei maan kantavuutta ylitetä eikä ole odotettavissa haitallisia painumia.

Anturaperustuksen geotekninen kantavuus on se pohjapaine, jolla varmuus maapohjan murtumista vastaan on riittävä ja jolla painumat pysyvät sallituissa rajoissa. Seuraavassa otaksutaan, että geotekninen kantavuus p_G on tunnettu.

Pohjapaineen jakautuminen keskeisesti kuormitetun anturan alla riippuu kuormituksen suuruudesta, perusmaan laadusta ja anturan jäykkyydestä. Laskelmissa otaksutaan pohjapaine kuitenkin tasaisesti jakautuneeksi. Epäkeskeisesti kuormitetulla anturalla otaksutaan pohjapaine tasaisesti jakautuneeksi tehokkaan pinta-alan $A_t = B_t L_t$ alueelle (kuva 70) siten, että kuormituksen resultantti sijaitsee tehokkaan pinta-alan painopisteessä.



Kuva 70. Epäkeskeisesti kuormitetun anturan pohjapaineen jakautuminen laskelmissa.

9.2 Seinäanturat

Anturan leveys

Tavanomaisen seinäanturan leveys määritetään käyttötilassa geoteknisen kantavuuden perusteella kaavasta

$$B \geq \frac{n_k}{p_G} \quad (115)$$

jossa

p_G = geotekninen kantavuus

n_k = seinältä anturalle tulevan normaali-voiman ominaisarvo pituusyksikköä kohti.

Mittasuositusten mukaan tulisi anturan leveyden olla 100 mm:n kerrannainen.

Anturan paksuus

Jos anturan vaadittu leveys on pieni ($B \leq 800$ mm tai ulokeosan pituus $c \leq 300$ mm), voidaan antura tehdä raudoittamattomana. Anturan leveyden ollessa suurempi on taloudellisesti edullisempaa käyttää raudoitusta.

Raudoittamattoman anturan paksuus voidaan laskea kaavasta

$$h \geq c \sqrt{\frac{12p_d}{7f_{ctd}}} \quad (116)$$

jossa

p_d = n_d/B on laskentakuormien aiheuttama pohjapaine murtorajatilassa

n_d = normaalivoiman laskenta-arvo murtorajatilassa.

Vetolujuuden varmuuskertoimenä kaavassa 116 on käytettävä raudoittamattomalle betonille annettua arvoa.

Koska pohjapaine saattaa todellisuudessa jatkautua epäedullisemmin, on anturan paksuus varsinkin hienojakoisilla maalajeilla syytä valita suuremmaksi, sillä ensimmäisen halkeaman ilmestyminen merkitsee raudoittamattoman rakenteen murtumista. Käytännössä voidaan paksuus valita varmalle puolelle seuraavasti:

- hienojakoiselle maalle perustettaessa $h \geq 1,6c$
- karkearakeiselle maalle perustettaessa $h \geq 1,1c$.

Raudoitettun anturan paksuus valitaan siten, että leikkausraudoitusta ei tarvita. Silloin saadaan seuraava mitoitusehto (kuva 71):

$$0,30k(1 + 50\rho)d f_{ctd} \geq p_d(c - d) \quad (117)$$

Kun kaavaan 117 sijoitetaan $k = 1$ ja $\rho = 0$, saadaan ratkaisemalla teholliselle korkeudelle seuraava varmalla puolella oleva arvo

$$d \geq \frac{c}{1 + 0,3 \frac{f_{ctd}}{p_d}} \quad (118)$$

Anturan paksuudeksi valitaan $h \geq d + \Delta h$, jossa $\Delta h \geq \varnothing/2 + 50$ mm maata vasten valettaessa $\Delta h \geq \varnothing/2 + 25$ mm valettaessa antura alusbetonin varaan.

Työtekniesten seikkojen vuoksi tulisi maata vasten valettavan anturan paksuuden olla vähintään 150 mm ja mittasuositusten mukaan sen tulisi olla 50 mm:n kerrannainen.

Anturan raudoitus

Seinäanturan raudoitus määritetään taivutuksen perusteella. Mitoitusmomentti lasketaan seuraavasti (kuva 72):

- betoniseinän liittyessä anturaan työsauman välityksellä saadaan mitoitusmomentti kaavasta

$$m_d = p_d \frac{B^2}{8} \left(1 - \frac{h_w}{B}\right)^2 = \frac{1}{2} p_d c^2 \quad (119)$$

jossa

h_w = seinän paksuus

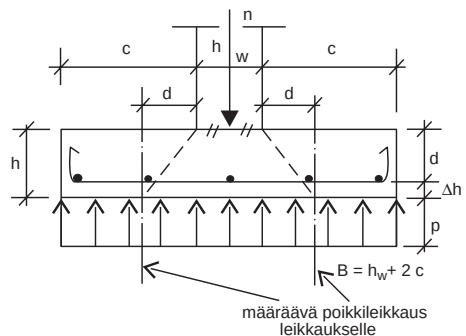
B = anturan leveys

c = ulokeen pituus.

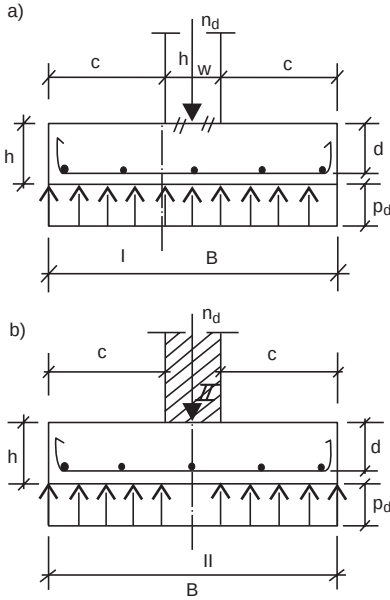
- betonielementin tai muuratun seinän liittyessä anturaan sauman välityksellä lasketaan mitoitusmomentti kaavasta

$$m_d = p_d \frac{B^2}{8} \left(1 - \frac{h_w}{B}\right) \quad (120)$$

Tarvittava teräsmäärä lasketaan tavanomaiseen tapaan kuten laatoilla.



Kuva 71. Raudoitettun seinäanturan mitoitus leikkaukselle.



Kuva 72. Seinäanturan mitoitus taivutukselle.

Epäkeskisesti kuormitettu seinäantura

Pohjapaineen suuruus lasketaan kaavasta

$$p = \frac{n}{B_t}$$

jossa $B_t = B - 2e$

Tarvittava anturan leveys voidaan alustavasti määrittää kaavoista

$$\begin{cases} B \geq 2e_k + \frac{n_k}{p_G} \\ B \geq 3e_k \end{cases} \quad (121)$$

joissa e_k = suurin normaalivoimaa n_k vastaava epäkeskisyyss käyttötilassa.

Anturan paksuus määritetään taas siten, ettei leikkausraudoitusta tarvita. Jos $B_t \geq c$, voidaan käyttää kaavaa 118. Muussa tapauksessa lasketaan tarvittava tehollinen korkeus kaavasta

$$d \geq \frac{B_t p_d}{0,3f_{ctd}} \quad (122)$$

9.3 Pilarianturat

Anturan koko

Keskipesästä kuormitetun pilarianturan päämitat määritetään kaavasta

$$p_k = \frac{N_k}{BL} \leq p_G \quad (123)$$

jossa

N_k = pilarin normaalivoima käyttötilassa

B = anturan leveys

L = anturan pituus.

Keskipesästä kuormitettu pilariantura tehdään tavallisesti neliön muotoiseksi, kuten pilarikin, jolloin mitoitus ehdoksi saadaan

$$L \geq \sqrt{\frac{N_k}{p_G}} \quad (124)$$

On suositeltavaa valita B ja L 100 mm:n kerrannaisiksi.

Anturan paksuus

Keskipesästä kuormitetun pilarianturan paksuus valitaan niin suureksi, että lävistyskestävyys on riittävä ilman leikkausraudoitusta. Tällöin mitoitusehto on (kuva 73)

$$p_d [BL - (a + 2d)(b + 2d)] \leq k\beta(1 + 50\rho)u d f_{ctd} \quad (125)$$

jossa

$$k = 16 - d \text{ [m]} \geq 1$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{15e}{\sqrt{A_u}}}$$

$$\rho = \sqrt{p_x p_y} \leq 0,8 \%$$

$$d = \sqrt{d_x d_y}$$

$$u = 2(a + b + 2d)$$

Jos antura ja pilari ovat neliön muotoisia, saadaan kaavasta ratkaisemalla teholliselle korkeudelle arvo

$$d \geq \sqrt{\frac{a^2 + \frac{p_d(L^2 - a^2)}{16f_{ctd} + 4p_d}}{4}} - \frac{a}{2} \quad (126)$$

Anturan paksuudeksi on valittava vähintään

- $h \geq d + \varnothing + 50$ mm maata vasten valettaessa
- $h \geq d + \varnothing + 25$ mm tehtäessä antura alusbetonin varaan.

Mittasuositusten mukaan anturan paksuuden tulisi olla 50 mm:n kerrannainen.

Anturan raudoitus

Mitoittavat taivutusmomentit lasketaan kaavoista

$$M_{Ld} = \frac{1}{2} B p_d c_x^2 \quad (127)$$

$$M_{Bd} = \frac{1}{2} L p_d c_y^2 \quad (128)$$

joissa M_{Ld} on sivun L suuntaista ja M_{Bd} sivun B suuntaista raudoitusta vastaava taivutusmomentti.

Epäkeskisesti kuormitettu pilariantura

Kun epäkeskisyyttä esiintyy vain anturan pidemmän sivun suunnassa, voidaan anturan pituus L alustavasti määrittää kaavasta

$$L \geq \frac{N_k}{B p_G} + 2e_k \quad (129)$$

jossa

$e_k = M_{Lk}/N_k$ on suurin käyttötilan normaallivoimaa vastaava epäkeskisyyys

B = anturan leveys, jolle valitaan sopiva arvo.

Anturan tehollinen korkeus voidaan arvioida seuraavasti:

– jos $e_d < L/7 - a/4$, lasketaan d kaavasta 126

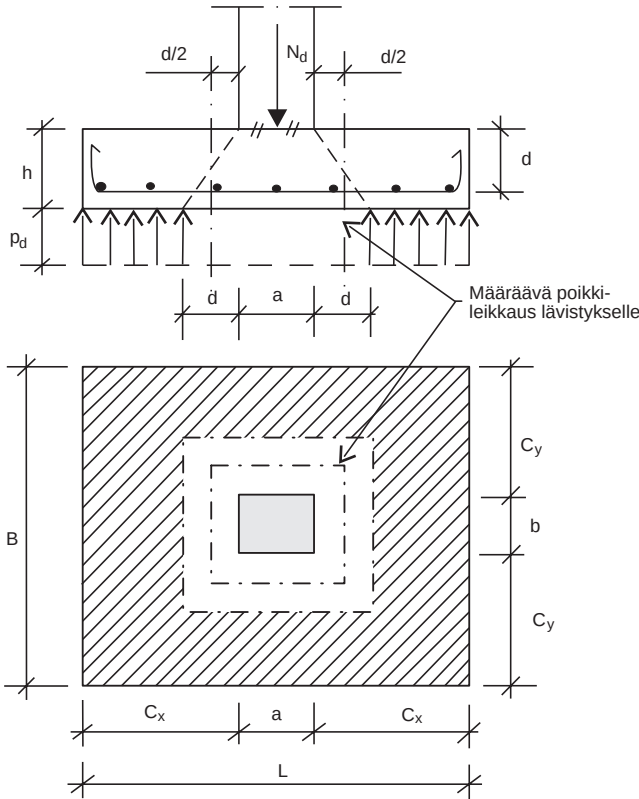
– jos $L/7 - a/4 < e_d < L/3 + a/4$, lasketaan d kaavasta 118 sijoittamalla c_x paikalle c_x

jos $e_d > L/3 + a/4$, lasketaan d kaavasta

$$d \geq \frac{L_t p_d}{0,3 f_{ctd}} \quad (130)$$

Epäkeskisyyden laskenta-arvo määritetään kaavasta (kuva 74)

$$e_d = \frac{M_d + H_d h}{N_d} \quad (131)$$



Jos $e_d > L/4$, käsitellään anturaa yhteen suuntaan kantavana laattana. Tällöin pääraudoitus mitoitetaan taivutusmomentille, joka lasketaan seuraavasti:

$$- \text{jos } e_d \leq \frac{(L+a)}{4} \Rightarrow M_{Ld} = B p_d \frac{c_x^2}{2} \quad (132)$$

$$- \text{jos } e_d > \frac{(L+a)}{4} \Rightarrow M_{Ld} = B \left[L_t p_d \left(e_d - \frac{a}{2} \right) - (g_{ld} + g_{md}) \frac{c_x^2}{2} \right] \quad (133)$$

jossa

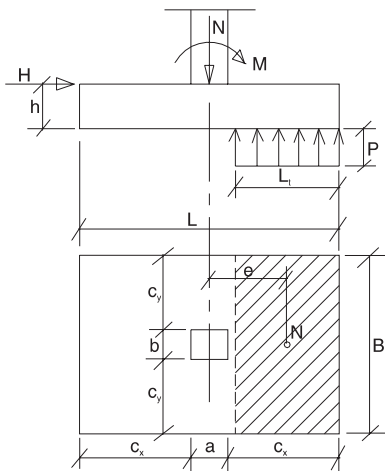
g_{ld} = anturalaatan omapaino pinta-alayksikköä kohti

g_{md} = anturan päällä olevan maamassan paino pinta-alayksikköä kohti.

Poikittaiseen (sivun B) suuntaan sijoitetaan jakoraidoitus, joka määritetään tavanomaiseen tapaan.

Siinä tapauksessa, että $e_d < L/4$, toimii antura siten kantavana laattana. Tällöin sivun B suunnasta raudoitusta vastaava taivutusmomentti lasketaan kaavasta

$$M_{Bd} = L_t p_d \frac{c_y^2}{2} \quad (134)$$



Kuva 74. Epäkeskisesti kuormitettu pilarianтура.

10 Rungon vakavuus

10.1 Rungon jäykistämisperiaatteet

Voimien siirto ja jäykistämistavat

Betonirunko jäykistetään vaakavoimille seuraavasti:

- Välipohjat suunnitellaan ja mitoitetaan siten, että ne toimivat jäykkinä levyinä, jotka siirtävät vaakavoimat jäykistäville pystyrakenteille.
- Jäykistävät pystyrakenteet siirtävät kuormat edelleen perustusten välityksellä maa- tai kal-liopohjalle. Ne mitoitetaan pystykuormien lisäksi välipohjilta tuleville vaakavoimille.

Betonirungon jäykistäminen voidaan tehdä jol-lakin seuraavista tavoista, tai niiden yhdistel-millä:

- mastojäykistys
- kehäjäykistys
- levyjäykistys
- ristikkojäykistys
- sydänjäykistys
- putkijäykistys (kuilujäykistys).

Muiden mahdollisten vaakavoimien lisäksi on laskelmissa otettava huomioon lisävaakavoima, joka syntyy rakenteiden vinoudesta, sijaintivir-heistä ym. Lisävaakavoima lasketaan betoni-normien mukaan seuraavien kaavojen avulla:

- rakennuksen lyhyemmässä suunnassa

$$F_{Hd1} = \frac{N_d}{150} \quad (135)$$

- rakennuksen pitemmässä suunnassa

$$F_{Hd2} = \frac{B}{L} \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (136)$$

joissa

F_{Hd1} ja F_{Hd2} ovat lisävaakavoiman laskenta-arvot

N_d = ko. lisävaakavoiman aiheuttavan

pystykuorman laskenta-arvo

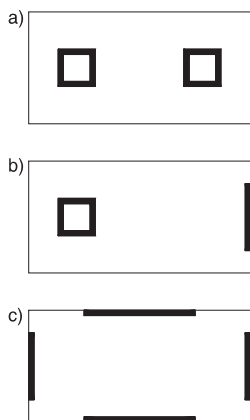
B = rakennuksen leveys

L = rakennuksen pituus.

Lisävaakavoima voidaan määrittää tarkemmin lähteen [13] kaavojen avulla.

Rakennuksen jäykistäminen on pyrittävä teke-mään pystykuormitettuja rakenneosia käyttäen, koska rakenteen omapaino parantaa perustuksi-en vakavuutta ja siten pienentää niiden kokoa.

Jäykistävät pystyrakenteet tulisi sijoittaa symmetrisesti ja mieluummin rungon reunaosile (vrt. kuva 75).



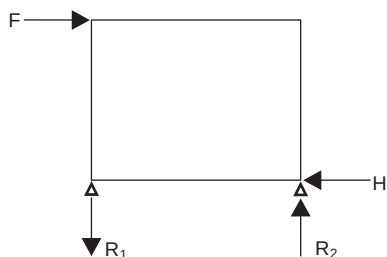
Kuva 75. Jäykistävien pystyrakenteiden suositeltavia sijoitusvaihtoehtoja.

Mastojäykistys

Mastojäykistystä käytettäessä kaikki rungolle tulevat vaakavoimat otetaan vastaan sopivasti sijoitetuilla mastoilla, jotka toimivat perustuksiin jäykästi kiinnitettyinä ulokkeina (kuva 76). Mastot voivat olla joko pilar-, seinä- tai kotelomastoja. Seinämastoja käytettäessä tarvitaan vähintään kolme seinää, joiden keskilinjat eivät leikkaa samassa pisteessä, jotta runko olisi stabiili.

Elementtirakenteissa halleissa tavanomainen runko toimii vaakavoimille eräänlaisena masto- ja kehäjäykistysvälimuotona, sillä palkit ja pilarit muodostavat niissä kehiä, joissa pilarit toimivat toisiinsa palkkien välityksellä kytkettyinä mastoina.

Sydänjäykistys on tavallaan mastojäykistysen erikoistapaus. Sydänmastoina toimivat tavallisesti porras- ja hissikuilut.



Kuva 77. Jäykistyslevyn toimintaperiaate.

Levyjäykistys

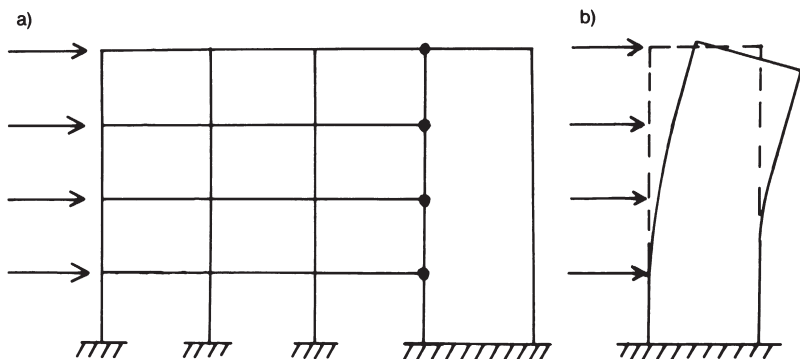
Levyjäykistys soveltuu parhaiten elementtirunkoihin. Runko jäykistetään runkorakenteiden muodostaman kehän aukkoihin asennettujen levyjen avulla. Levyjä voidaan sijoittaa melko vapaasti, mutta niitä on kuitenkin oltava vähintään kaksi rakennuksen kummassakin suunnassa. Jäykistyslevyn toimintaperiaate esitetään kuvassa 77.

Ristikkojäykistys

Ristikkojäykistys on periaatteiltaan levyjäykistyskaltaisen. Siinä jäykistyslevyt on vain korvattu veto- ja/tai puristussauvoilla.

Putkijäykistys (kuilujäykistys)

Putkijäykistyksessä rakennuksen ulkovaippa muodostaa reiällisen putken, joka on jäykästi kiinnitetty perustuksiin. Laskelmissa tällaista runkoa voidaan, riippuen ulkoseinäaukkojen koosta ja sijainnista, käsitellä joko avaruuskehänä tai reiällisenä putkenä.



542 Kuva 76. Mastojäykistys: a) rakennemalli, b) seinämaston toimintatapa.

10.2 Vaakavoimien jakautuminen jäykistäville rakenneosille

Väli­poh­jien jäykistäminen

Väli­poh­jajalaatit jäykistetään jäykiksi levyiksi väli­poh­jan reunoille sijoitettavan rengasraudoituksen avulla. Rengasraudoituksen mitoitus voidaan suorittaa esimerkiksi lähteessä [1] lu­vussa 7 esitetyillä tavoilla, sillä väli­poh­jat toi­mivat vaakavoimille tavallisesti seinämäisinä palkkeina. Elementtinväli­poh­jissa on lisäksi tar­kistettava, että laattojen väliset saumat kykene­vät siirtämään esiintyvä leikkausvoimat.

Kuormien jakautuminen jäykistäville seinä­mastoille

Mastojen kuormitusten selvittämiseksi määri­tellään ensin koko systeemin jäykkyyspainopis­te O (kuva 78). Sen koordinaatit $x'y'$ -koordinaa­stossa lasketaan kaavoista

$$\bar{x} = \frac{\sum k_{iy} x_i'}{\sum k_{iy}} \quad (137)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum k_{ix} y_i'}{\sum k_{ix}} \quad (138)$$

joissa

$$k_{ix} = \frac{E}{\frac{L^3}{3I_{iy}} + \frac{2(1+\nu)k_y}{A_i}} \quad (139)$$

- A_i = maston i poikkipinta-ala
 L = tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys maston kiinnityskohdasta
 I_{iy} = maston i poikkileikkauksen jäyhyysmomentti y-akselin suhteen
 ν = betonin suppeumaluku
 $k_y = 1,2$ suorakaidepoikkileikkaukselle.

Jäykkyydet k_{iy} saadaan kaavasta 139 vaihtamalla alaindeksit x ja y keskenään.

Kun suoritetaan koordinaatiston muunnos siir­tamällä origo jäykkyysspainopisteeseen, saadaan uusiksi koordinaateiksi

$$x = x' - \bar{x} \quad (140)$$

$$y = y' - \bar{y}$$

Jos vaakavoimien resultantti ei kulje jäykkyysspainopisteen (kiertymäkeskiön) kautta, kuor­mittaa rakennetta lisäksi väli­poh­jaa kiertävä momentti (vrt. kuva 78)

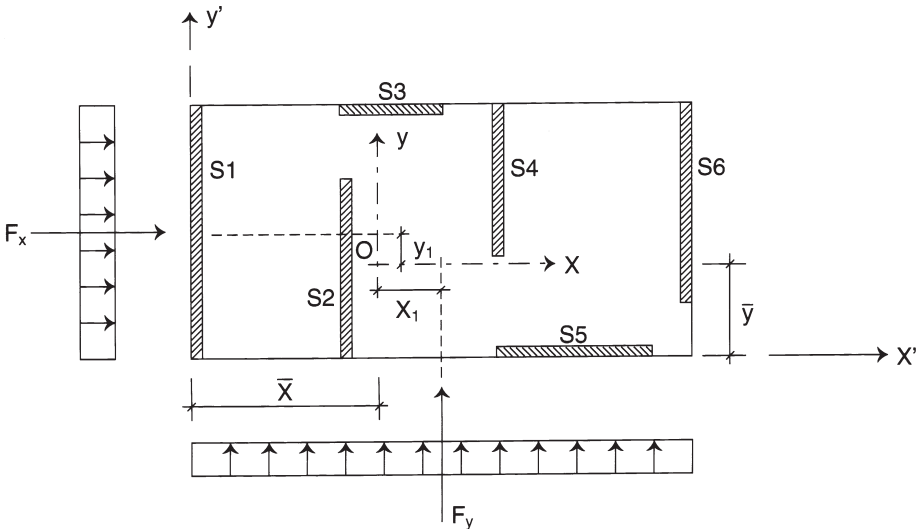
$$M = F_y x_1 - F_x y_1 \quad (141)$$

jossa

- F_x ja F_y ovat vaakavoimien resultantin x- ja y-suuntaiset komponentit
 x_1 ja y_1 ovat voimien F_x ja F_y vaikutussuo­rien etäisyydet kiertymäkeskiöstä O.

2

SUUNNITTELU



Kuva 78. Mastoseinäsysteemi.

Välipohjan saaman siirtymän komponentit v_x ja v_y sekä kiertymä θ ratkaistaan tasapainoehtoista seuraavasti:

$$v_x = \frac{F_x}{\sum k_{ix}} \quad (142)$$

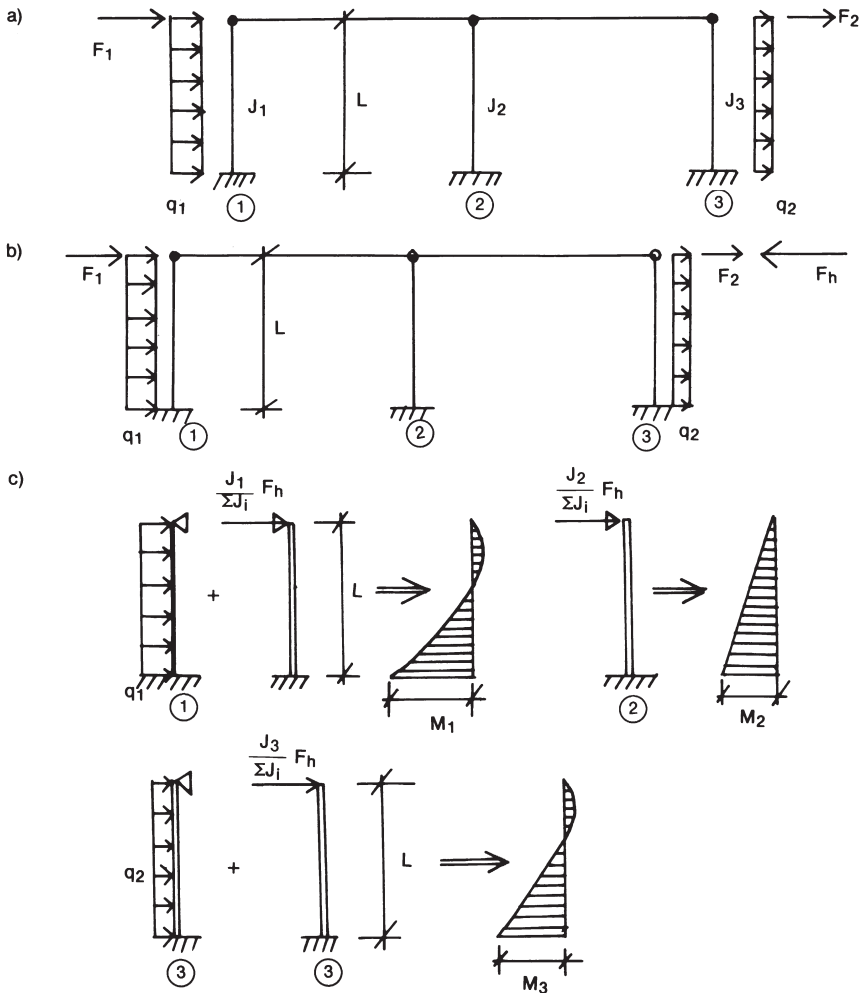
$$v_y = \frac{F_y}{\sum k_{iy}} \quad (143)$$

$$\theta = \frac{M}{\sum k_{ix}y_i^2 + \sum k_{iy}x_i^2} \quad (144)$$

Mastojen kuormaosuudet voidaan laskea kaavoista

$$Q_{ix} = k_{ix}v_x - k_{ix}y_i\theta \quad (145)$$

$$Q_{iy} = k_{iy}v_y + k_{iy}x_i\theta \quad (146)$$



Kytkettyjen pilarimastojen muodostama kehä

Yksikerroksisen kaksikenttäisen kytketyn kehän voimasuureet vaakavoimista voidaan laskea seuraavien kaavojen avulla (kuva 79):

$$M_1 = \frac{1}{8} q_1 L^2 + \frac{I_1}{\sum I_i} F_h L \quad (147)$$

$$V_1 = \frac{5}{8} q_1 L + \frac{I_1}{\sum I_i} F_h \quad (148)$$

$$M_2 = V_2 L \quad (149)$$

$$V_2 = \frac{I_2}{\sum I_i} F_h \quad (150)$$

$$M_3 = \frac{1}{8} q_2 L^2 + \frac{I_3}{\sum I_i} F_h L \quad (151)$$

$$V_3 = \frac{5}{8} q_2 L + \frac{I_3}{\sum I_i} F_h \quad (152)$$

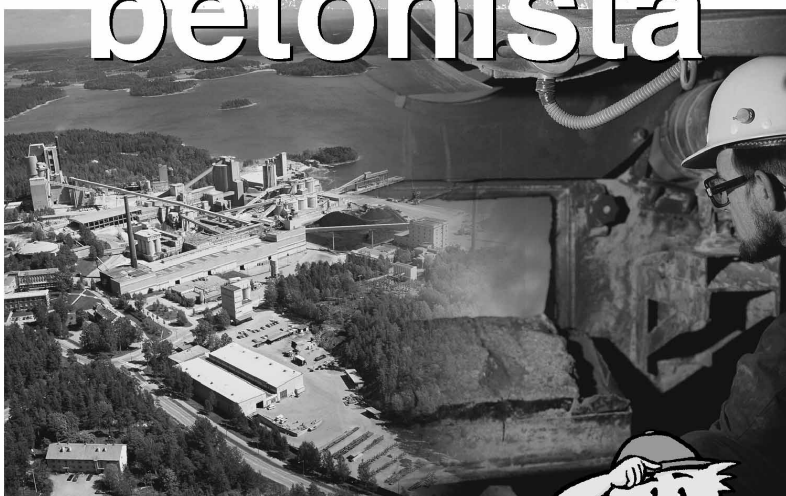
$$\text{joissa } F_h = \frac{3}{8} (q_1 + q_2) L + F_w \quad (153)$$

KIRJALLISUUTTA

- [1] Saarinen E., Betonirakenteiden suunnittelu, Rakentajain Kalenteri 2000 s. 518...639.
- [2] Betoninormit, RakMK B4 ja korkealujuuksisten betonien lisäohjeet 1993, BY 15, Suomen Betonitieto Oy + Betoninormiehdotus 1999.
- [3] SFS-ENV 1992-1-1, Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisointiliitto SFS, 1994.
- [4] Betonirakenteiden säilyvyysohjeet ja käyttöikämitoitus 1992, BY 32, Suomen Betonitieto Oy.
- [5] Betonirakenteiden palotekninen mitoitus, Sovellusohjeet ja Betoninormien RakMK B4 luku 8, BY 24, Suomen Betonitieto Oy, 1987.
- [6] Paikallavalettujen betonirakenteiden toleranssit, BY 39, Suomen Betonitieto Oy, 1995.
- [7] Betonielementtien toleranssit. 1.20 Vaatimukset. 1.21 Opastavia tietoja, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö, 1993.
- [8] Elementtirakennuksen mallisuunnitelmat, BY 38-1 ja Paikallavaletun rakennuksen mallisuunnitelmat, BY 38-2, Suomen Betonitieto Oy, 1993.
- [9] Saarinen E., Betonirakenteiden suunnittelu, Rakentajain Kalenteri 1992 s. 173...366.
- [10] Saarinen E., Teräsbetonirakenteet RIL 125, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., 1986.
- [11] Valmisosarakentaminen I ja II-kansiot, Osa H. Perustus- ja runkorakenteet, RTT Rakennusteollisuus ry. Suomen Betonitieto Oy, 1995.
- [12] Lindberg R. & Vinha J., Kerrospilarirungon pilari-palkkiliitokset, TTKK, 1993.
- [13] Betoninormikortti n:o 8, Pystyrakenteiden vinoudesta aiheutuva vaakavoima, Suomen Betoniyhdistys r.y., 1991.
- [14] Betoninormikortti n:o 11, Pilarin ja palkin välisen liitoksen vaakavoima kerrospilarirungossa, Suomen Betoniyhdistys r.y., 1992.



Teemme kanssasi betonista



Finnsementti Oy on kotimainen sementinvalmistaja. Tuotevalikoimamme kattaa myös betonin lisä- ja seosaineet sekä julkisivurouheet.



FINNSEMENTTI

Finnsementti Oy: Parainen, puh. (02) 454 567 • Lappeenranta, puh. (05) 671 791 • Oulu, puh. 0400 283 903
www.finnsementti.fi

betoni

Katso:

www.betoni.com

Sieltä löydät tärkeän betonitiedon!

- Kurssit
- Julkaisut
- Ohjeita suunnittelijoille ja rakentajille
- Pätevyydet
- Tapahtumakalenteri
- Betoni -lehden materiaali
- Kuvapankki
- Betonituotteet ja niiden valmistajat
- Ja paljon muuta

SUOMEN BETONITIETO Oy
SUOMEN BETONIYHDISTYS r.y.
RTT/BETONITEOLLISUUSJAOSTO
PL 11 (Unioninkatu 14)
00131 HELSINKI

puh. 09 - 6962 360
fax. 09 - 651 145