



TAMPEREEN
AMMATTIKORKEAKOULU

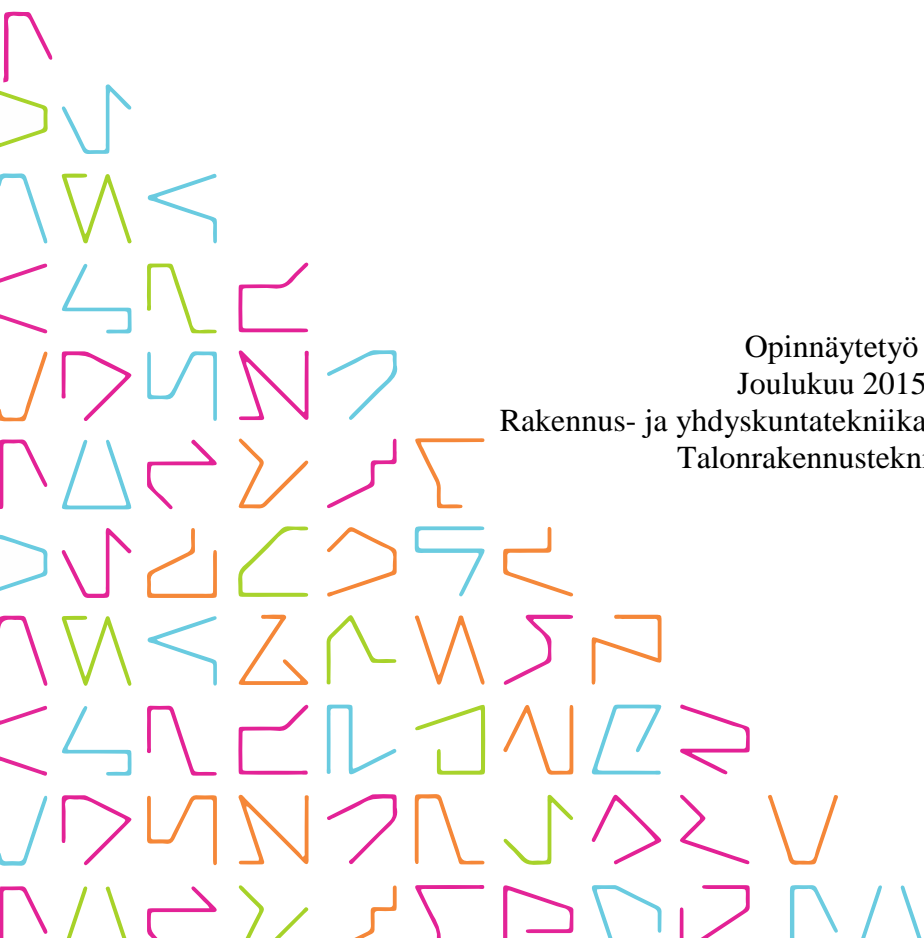
ANKKUROINTIMITOITUS TERÄSBE- TONIRAKENTEISSA

Vertailu RakMk B4 ja EC2 välillä

Teemu Viitala

Opinnäytetyö
Joulukuu 2015

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka



TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka

TEEMU VIITALA:
Ankkurointimitoitus teräsbetonirakenteissa
Vertailu RakMk B4 ja EC2 välillä

Opinnäytetyö 72 sivua, joista liitteitä 17 sivua
Joulukuu 2015

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tarkastella Eurokoodi 2:den ja Suomen rakentamismääräyskokoelman osion B4 mukaisia teräsbetonirakenteiden ankkuroinnin laskentamenetelmiä ja selvittää näiden keskeisimmät erot. Työn alussa esitellään betonin ja teräksen yhteistoiminnan edellytyksiä. Tämän jälkeiset kappaleet käsittelevät molempien standardien mukaisia laskentamenetelmiä sekä tulosten tarkastelua. Työssä tarkastellaan suorien tankojen ankkurointia sekä koukkujen, hitsattujen poikkitankojen ja ankkurointikappaleiden ankkurointivaikutusta. Tämän lisäksi tarkastellaan limijatkosten ankkurointia. Tarkastelun laskentaesimerkit on laadittu liitteiksi työn loppuun.

Ankkurointivoiman erot aiheutuvat leikkausraudoituksen eroista sekä ristikkomallin rakenteesta. Samalla leikkausraudoituksella ja ristikko mallin puristusdiagonaalin kulman arvolla (45°) ankkurointivoimat ovat hyvin lähellä toisiaan. Kun puristusdiagonaalin kulmaksi valitaan Eurokoodissa $21,8^\circ$ ovat ankkurointivoimien erot suurimmillaan 58%. Suorien tankojen ankkurointipituuden perusarvo lasketaan samasta kaavasta, kuitenkin tartuntalujuudet lasketaan eri kaavoista. Puristusdiagonaalin kulman ollessa sama 45° ovat suorien tankojen ankkurointipituudet hyvin lähellä toisiaan ja kun kulma on Eurokoodissa $21,8^\circ$ ovat ne toisistaan eniten poikkeavia (63%).

Koukkujen kapasiteettia laskettaessa Eurokoodin mukainen kapasiteetti on 10 % suurempi. Eurokoodissa kapasiteetti lasketaan tangon päästä ja Betoninormeissa siihen lisätään koukun kapasiteetin osuus. Hitsattujen poikkitankojen kapasiteetti lasketaan lähes samoilla kaavoilla, mutta niiden maksimi kapasiteetit lasketaan eri kaavoista ja eri standardien liitosluokkiin verrannollisina. Paikallisen puristuksen ja halkaisuvoimien laskentakaavat ovat samoja, joten niissä ei ole merkittäviä eroja. Betoninormeissa määritetään halkaisuvoimalle ehto, jonka toteutuessa voidaan betonin olettaa kestävän ilman halkaisuvetoraudoitusta.

Limijatkokset lasketaan molemmissa menetelmissä suhteessa jatkoskertoimeen. Betoninormeissa määritetään jatkoskertoimet a ja b, joilla huomioidaan betonipeitteen vaikutus. Eurokoodin mukaiset jatkoskertoimet ovat keskimäärin 12 % suuremmat Betoninormeissa käytettäessä kertoimen a arvoja ja keskimäärin 17 % pienemmät käytettäessä

sä	kertoimen	b	arvoja.
----	-----------	---	---------

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Construction engineering
Building construction

TEEMU VIITALA

Anchoring/ bonding of reinforced concrete structures
Comparison between Finnish building code section B4 and Eurocode 2

Bachelor's thesis 72 pages, appendices 17 pages
December 2015

Purpose of this study was to compare designs of anchoring of reinforced concrete structures according to Eurocode 2 and Finnish National Building Code section B4 and define the main differences between them. The first section of this study tells what are the requirements for the function between concrete and reinforcement. The sections after that focus on calculation methods of both codes and comparing of the results of design. The study focuses on bonding of reinforcement and the improving methods of anchoring such as hooks, welded reinforcements and anchors. Example calculations are attached at the end of this study.

The differences in anchoring forces are caused by the difference in shear reinforcement and difference in truss model structure. When structures have the same reinforcement and the same compression diagonal angle in truss model, the anchoring forces are close to each other. When the angle of compression diagonal is reduced to 21.8° in Eurocode the anchoring force is the highest and the difference is 58 %. The same equation is used to calculate the basic required anchoring lengths of straight reinforcements, however the ultimate bond stresses are calculated using different equations. When the angle of compression diagonal is the same 45° the anchoring lengths of straight reinforcements are close to each other. when the angle is 21.8° in Eurocode the difference is the highest (63 %).

The anchorage capacity of hook in Eurocode is 10 % higher than in Finnish building code. The capacity of weld reinforcement are calculated almost the same way, but the maximum strength of welds are defined in with different equations and in different standards. The same equations are used while defining bearing capacity of partially loaded areas and transverse tension forces, so the differences in results are small. Finnish building code also defines condition in which the transverse tension force capacity hasn't been exceeded.

Lap length is defined in both codes with the help of factor that takes into account the percentage of reinforcement lapped in the same cross section. In Finnish building code there are defined a- and b-values for the factor that take into account thickness of the concrete cover. The lap length values in Eurocode are 12 % higher when factor a values are used and 17 % lower when b-factor values are used in Finnish building code.

Key words: Eurocode 2, reinforced concrete structures, anchoring/ bonding of reinforcement

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	9
2	ANKKUROINTI ILMIÖNÄ.....	10
2.1	Betonin pääjännitykset.....	10
2.2	Betonin ja raudoitteen yhteistoiminta.....	11
2.3	Betonin ja teräksen välinen tartunta.....	13
2.4	Toiminnalliset mallit.....	14
3	ANKKUROINTIMITOITUS EUROKOODI 2:N MUKAAN	18
3.1	Ankkurointivoima.....	18
3.2	Suoran tangon ankkurointi.....	19
3.3	Päätyankkurit	25
3.3.1	Koukut ja lenkit.....	26
3.3.2	Hitsatut poikkitangot.....	27
3.3.3	Ankkurointikappaleet.....	29
3.4	Paikallinen puristus ja halkaisuvetojännitykset	29
3.4.1	Yleistä	29
3.4.2	Paikallinen puristuskapasiteetti.....	30
3.4.3	Halkaisuvoimat	32
3.5	Leikkausraudoituksen ja hakojen ankkurointi	32
3.6	Limijatkokset	33
4	ANKKUROINTIMITOITUS BETONINORMIEN MUKAAN.....	36
4.1	Ankkurointivoima.....	36
4.2	Suoran tangon ankkurointi.....	37
4.3	Päätyankkurit	39
4.3.1	Koukut ja lenkit.....	39
4.3.2	Hitsatut poikkitangot.....	42
4.3.3	Ankkurointikappaleet.....	43
4.4	Paikallinen puristus ja halkaisuvetojännitykset	44
4.4.1	Paikallinen puristuskapasiteetti.....	44
4.4.2	Halkaisuvoimat	45
4.5	Leikkausraudoituksen ja hakojen ankkurointi	46
4.6	Limijatkokset	46
5	TULOSTEN VERTAILU	48
5.1	Suoran tangon ankkurointi.....	48
5.2	Koukut ja lenkit	49
5.3	Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat	50

5.4 Limijatkokset	51
6 YHTEENVETO	53
LÄHTEET	55
LIITTEET	56
1.1 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2	57
1.2 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2	59
1.3 Suorakaidepalkin raudoituksen ankkurointi tuella Betoninormit	61
1.4 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan.....	62
1.5 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan.....	64
1.6 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Betoninormien mukaan.....	66
1.7 Laatan ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan.....	68
1.8 Laatan ankkurointimitoitus Betoninormien mukaan.....	69
2.1 Koukun vaikutus ankkurointivoimaan Eurokoodi 2:n mukaan laskussa 1.1	70
2.2 Koukun vaikutus ankkurointivoimaan Betoninormien mukaan laskussa 1.1	71
3.1Jatkospituuksien laskenta vertailu Eurokoodi ja Betoninormit esimerkkilaskelma 1.1 arvoilla.....	72

LYHENTEET JA TERMIT

A_s	pääterästen poikkipinta-ala
A_{c0}	Kuormitettu pinta-ala
A_{c1}	kuorman jakautumispinta-ala
a_0	kuormitusalueen sivumitta (B4)
a_1	kuormituksen jakauma-alueen sivumitta (B4)
b_0	kuormitusalueen sivumitta
b_1	kuormitusalueen sivumitta (EC2), kuormituksen jakauma-alueen sivumitta (B4)
b_2	kuormituksen jakauma-alueen sivumitta (EC2)
c_d	betonipeitteen paksuus (EC2)
c_t	betonipeitteen paksuus (B4)
d	tehollinen poikkileikkauksen korkeus
d_1	kuormitusalueen sivumitta (EC2)
d_2	kuormituksen jakauma-alueen sivumitta (EC2)
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{bd}	betonin tartuntalujuus (EC2)
f_{bm}	betonin tartuntalujuus (B4)
f_{yd}	teräksen mitoituslujuus
F_b	suoran tangon ankkuroima voima (B4)
F_{bd}	terästen ankkuroima voima
F_{bu}	koukullisen teräksen ankkurointikestävyys (B4)
F_t	halkaisuvoima
F_{td}	ankkurointivoima (EC2)
F_s	ankkurointipituudella ankkuroituva voima
F_{Rdu}	pistekuormakestävyys (EC2)
F_u	pistekuormakestävyys (B4)
h	poikkileikkauksen korkeus
k_a	ankkurointivoimassa leikkausvoiman osuuden huomioiva kerroin (B4)
k_h	koukun lisäävän ankkurointipituuden huomioiva kerroin
k_j	jatkoskerroin (B4)

l_b	ankkurointipituus (B4)
$l_{b,eq}$	ekvivalentti ankkurointipituus (EC2)
l_{bd}	ankkurointipituuden mitoitusarvo (EC2)
$l_{b,min}$	ankkurointipituuden minimi arvo
$l_{b,rqd}$	ankkurointipituuden perusarvo (EC2)
l_j	jatkospituus (B4)
l_t	poikkitangon pituus
l_{td}	poikkitangon mitoituspituus
l_0	jatkospituus (EC2)
$l_{0,min}$	jatkospituuden minimi arvo
M_d	mitoitus taivutusmomentti (B4)
$M_{d,max}$	taivutusmomentin maksimi arvo (B4)
M_{Ed}	mitoitus taivutusmomentti (EC2)
$M_{Ed,max}$	taivutusmomentin maksimi arvo (EC2)
N_s	ankkurointivoima (B4)
r	lenkin taivutussäde
s	keskiöetäisyys
u_s	raudoitustangon ympärystämitta
V_c	betonin osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (B4)
$V_{c,Rd}$	betonin osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (EC2)
V_d	mitoitus leikkausvoima (B4)
V_{Ed}	mitoitus leikkausvoima (EC2)
V_s	leikkausraudoituksen osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (B4)
V_{Rd}	leikkauskestävyys (EC2)
$V_{sw,Rd}$	leikkausraudoituksen osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (EC2)
z	sisäinen momenttivarsi
α	leikkausraudoituksen suuntakulma
α_i	ankkurointipituuden pienennyskerroin (EC2)
β	leikkaushalkeaman suuntakulma (B4)
η	leikkausvoima suhde
η_1	tartuntaolosuhteiden huomioon ottava kerroin (EC2)
η_2	ankkuroitavan tangon halkaisija huomioon ottava kerroin (EC2)
θ	puristussauvan suuntakulma (EC2)

σ_s	teräs jännitys
σ_{cm}	betonin jännitys
σ_{td}	betonin nimellinen pintapaine
σ_t	betonin jännitys
τ_b	tartuntajännitys
\emptyset	ankkuroitavan tangon halkaisija
\emptyset_l	ankkuroitavan tangon halkaisija (B4)
\emptyset_m	ankkuroitavan tangon taivutushalkaisija
\emptyset_t	poikkitangon halkaisija

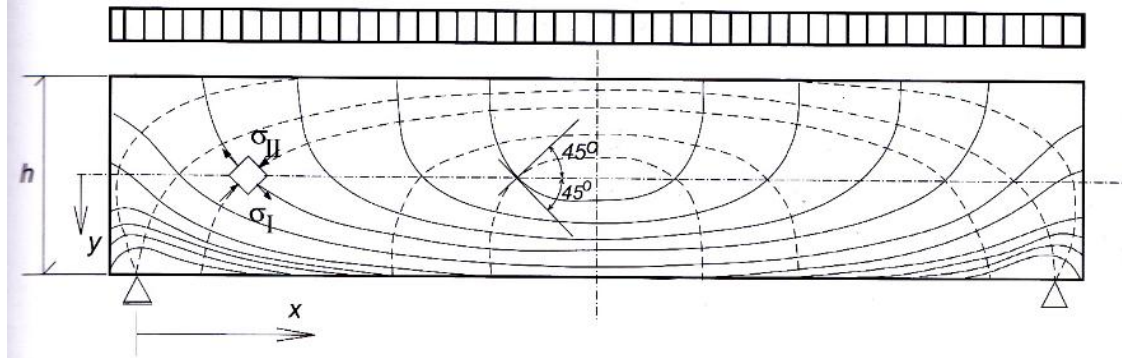
1 JOHDANTO

Suomalaisessa rakennesuunnittelussa siirryttiin 1.9.2014 käyttämään pelkästään yleiseurooppalaisiin Eurostandardeihin perustuvaa mitoituskäytäntöä. Näitä eurooppalaisia suunnittelustandardeja alettiin luomaan jo 1970-luvun puolivälissä Euroopan yhteisön komission toimesta. Komission työntuloksena syntyivät ensimmäisen sukupolven Eurokoodit 1980-luvulla. Vuonna 1989 työn valmistelu ja julkaiseminen siirrettiin Eurooppalaiselle standardikomitea CEN:lle, jonka oli määrä julkaista Eurokoodit EN -standardeina. CEN julkaisi Eurokoodit aluksi esistandardeina ENV, joiden avulla oli tarkoitus totutella tuleviin standardeihin ja saada käyttökokemuksia. Näiden perusteella laadittiin lopulliset EN suunnittelustandardit. Suomessa alettiin siirtymään betonirakenteissa Eurokoodi 2:en (EC2) mukaiseen suunnitteluun vuodesta 2007 alkaen, jonka jälkeen sitä käytettiin rinnakkain Suomen kansallisten suunnitteluohjeiden kanssa vuoteen 2014 asti. Nykyään betonirakenteiden suunnittelussa käytetään siis Eurokoodi 2:ta, joka korvaa Suomen rakennusmääräskokoelman B4 osion (RakMk B4).

Tämän Tampereen ammattikorkeakoululle toteutettavan opinnäytetyön tarkoituksena on tarkastella Suomen rakentamismääräskokoelman osan B4 sekä Eurokoodi 2:en mukaisia teräsbetonirakenteiden ankkurointimitoituksen laskentamenetelmiä ja selvittää näiden keskeisimmät erot. Tarkastelu suoritetaan perehtymällä molempien standardien kirjalliseen materiaaliin sekä tekemällä vertailevaa laskentaa, jonka jälkeen tehdään yhteenveto havaitusta tuloksista. Varsinaiset laskuesimerkit ovat liitteenä työn lopussa.

2 ANKKUROINTI ILMIÖNÄ

2.1 Betonin pääjännitykset



KUVA 1. Tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen suorakaidepalkin pääjännitysten kulku-suunnat.(BY211, 2008, 75)

Taivutetun teräsbetonirakenteen jännitystilaa voidaan tarkastella halkeilemattomassa tilassa homogeenisesta materiaalista valmistetun palkin pääjännitysten avulla. Kuvassa 1 kuvataan esimerkkirakenteena tasaisesti kuormitetun palkin pääjännitysten kulku-suunnat. Pääjännitysten suunta ja suuruus voidaan määrittää jännityskomponenttien (normaali ja leikkausjännitysten) avulla. Kuvan 1 merkinnöillä ovat pääjännitysten suuruudet

(1)

$$\sigma_I = \frac{\sigma_b(x, y)}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_b(x, y)^2 + 4 \cdot \tau(x, y)^2}$$

(2)

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_b(x, y)}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_b(x, y)^2 + 4 \cdot \tau(x, y)^2}$$

Vastaavasti näiden komponentit mielivaltaisessa pisteessä voidaan laskea kaavoista

(3)

$$-\text{taivutusjännitys } \sigma_b(x, y) = y \cdot \frac{M(x)}{I}$$

(4)

$$-\text{leikkausjännitys } \tau(x, y) = \frac{V(x) \cdot S(y)}{b \cdot I}$$

missä

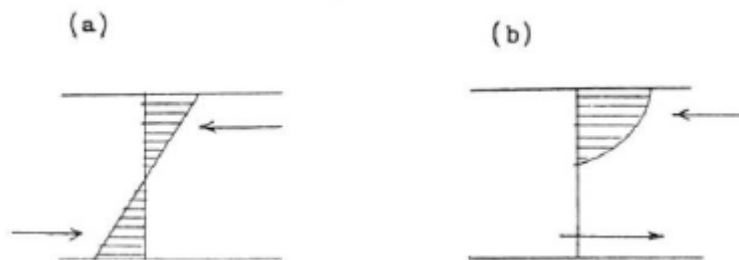
I on jäyhyysmomentti

S on staattinen momentti

Palkissa päävetojännityksen suunta (kuvassa 1 yhtenäiset) viivat osoittavat, miten palkin rauditus tulisi sijoittaa, jos se seuraisi pääjännityksen kulkua. Palkin ala- ja yläpinnassa jännitykset ovat aina pinnan suuntaisia tai nolliä, koska jännitys tai sen komponentti ei voi tulla ulos pinnasta. Palkin neutraaliakselilla ei esiinny taivutusmomenttia, joten pääjännitykset ovat tällä kohdalla leikkausjännityksen suuruisia. Pääpuristusjännityksen suuntaviivat ovat kohtisuorassa päävetojännitysten suuntaviivoja vastaan ja osoittavat siten rakenteessa syntyvien halkeamien suuntaa kohdissa, joissa betonin vetolujuus ylittyy. (BY211, 2008)

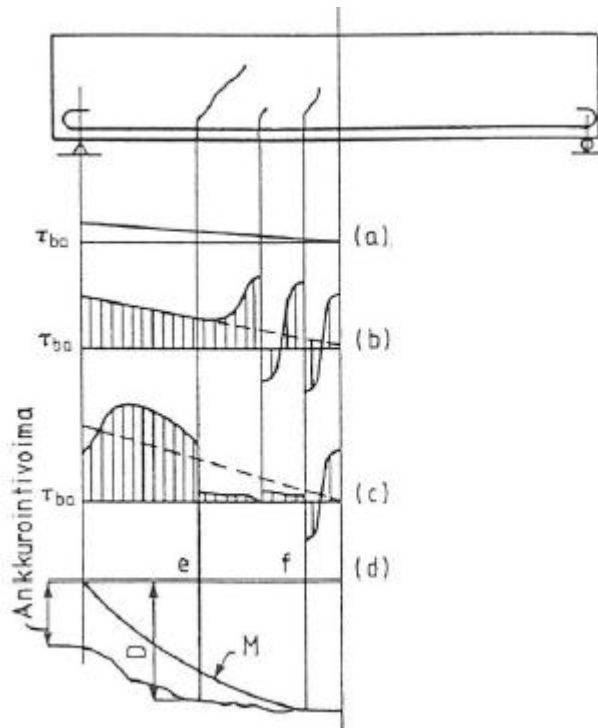
2.2 Betonin ja raudoitteen yhteistoiminta

Betonille on ominaista sen heikko vetolujuus, minkä takia rakenteen vetovoimat otetaan yleensä teräksillä. Terästen ja betonin yhteistoiminta on mahdollista betonin ja teräksen tartunnan sekä lähes samanlaisten lämpölaajenemisominaisuuksien ansiosta. Teräsbetonirakennetta vedettäessä venyvät teräs ja betoni tartunnan takia aluksi saman veran. Kun vetovoima ylittää betonin vetolujuuden f_{ctd} , syntyy betoniin halkeama, jolloin teräs ottaa vastaan betonin sisäiset vetovoimat tässä kohdassa ja pääjännitysten suunnat muuttuvat siten, että vetovoimat ovat tasapainossa betonin puristusvoimien kanssa (ks. kuva 2).



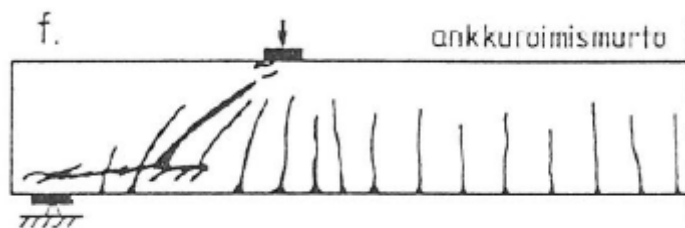
KUVA 2. a) Jännitysten jakautuminen halkeamattomassa homogeenisessä poikkileikkauksessa. b) Sisäiset voimat halkeaman syntymisen jälkeen teräsbetonipoikkileikkauksessa. (RTEK-3210, 2009, 48)

Halkeamien syntymisen jälkeen pääterästen jännitys kasvaa halkeaminen kohdalla suuremmaksi, mitä taivutusmomentti edellyttää. Tämä lisää terästen tartuntaominaisuuksille ja ankkuroinnille asetettavia vaatimuksia. Kuva 3 osoittaa tartuntajännityksen jakaantumisen kaksitukisessa tasaisen kuorman rasittamassa palkissa. Ennen halkeamista muodostumista muuttuu tartuntajännitys suoraviivaisesti (Kuva 3.a).



KUVA 3 Tartuntajännitykset teräsbetonipalkin eri jännitystiloiissa (RTEK-3210, 2009, 83)

Halkeaman muodostumisen jälkeen vaihtelee tartuntajännitys halkeamien välillä suuren positiivisen ja negatiivisen arvon välillä voiman siirtyessä teräkseltä betoniin (kuva 3.b) ja niin kauan, kun tartuntalujuus ei ole ylitetty, esiintyy suuria tartuntajännityksiä. Kuormituksen lisääntyessä ylittyy tartuntalujuus palkin tietyllä osalla (e..f). Teräkset alkavat liukua, josta seuraa, että päävetoterästen vetovoima ei muutu momenttipinnan mukaan kuten ennen halkeamien muodostumista, vaan teräksissä kohdassa e on lähes sama voima kuin jännevälin keskellä. Tällöin palkin toiminta lähenee vetotangollisen kaaren toimintaa. Koska terästen lähes koko vetovoima otetaan tuen lähellä pienellä matkalla, muodostuvat vetojännitykset suuriksi, varsinkin, jos pääteräksiä on katkaistu momenttipinnan mukaan. Tartunnan pettäessä tapahtuu kuvan 4 mukainen ankkurointimurto. (RTEK-3210, 2009)

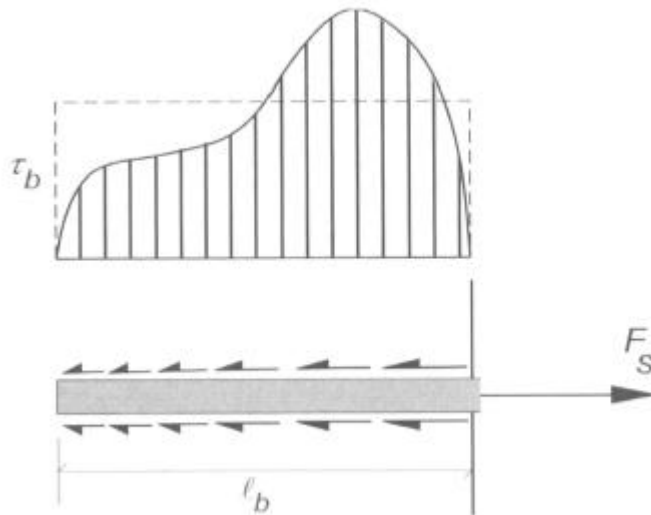


KUVA 4. Teräsbetonipalkin ankkurointimurto (RTEK-3210, 2009,79)

2.3 Betonin ja teräksen välinen tartunta

Betonin ja teräksen välisellä tartunnalla on vaikutusta rakenteeseen muodostuvien halkeamavälien suuruuteen, leveyteen sekä ankkurointipituuteen. Liukuman ollessa vähäistä teräksen ja betonin välillä, muodostuu näiden välinen tartunta ionidiffuusion, kapillaarivoimien ja adheesioon perustuvien sidosvoimien avulla. Liukuman kasvaessa muuttuu määrääväksi tartuntatekijäksi terästen ja betonin välinen kitka. Kitkaan vaikuttavat terästankojen pinnan muodot (sileä, kuvioitu tai harjatanko), sekä sementin laatu. Tangon ja betonin välinen tartunta on erityisen tärkeä ankkuroinnissa, sillä terästen ankkurointipituus suunnitellaan siten, että terästen myötäessä ei teräksen ja betonin välillä tapahdu paikallis- tai leikkausmurtoa. Edellisten lisäksi terästen tartuntaan vaikuttavat niiden sijainti rakenteessa, terästangon halkaisija ja poikkisuuntainen jännitys teräksen ympärillä. Terästen sijainnin vaikutusta tarkastellaan (Betoninormeissa) tartuntatilojen ja (Eurokoodissa) tartuntaolosuhteiden avulla. Tämän mukaan pystyasennossa olevilla ja rakenteen alapinnassa olevilla teräksillä on parempi tartunta vaakateräksiin ja rakenteen yläpinnassa oleviin teräksiin verrattuna. Halkeamien rajoittamiseksi on tankojen betonipeitteelle ja keskiöetäisyyksille asetettava suunnittelussa minimiarvot, jotta tartunta ei näiden takia heikkenisi. (By 202,2001)

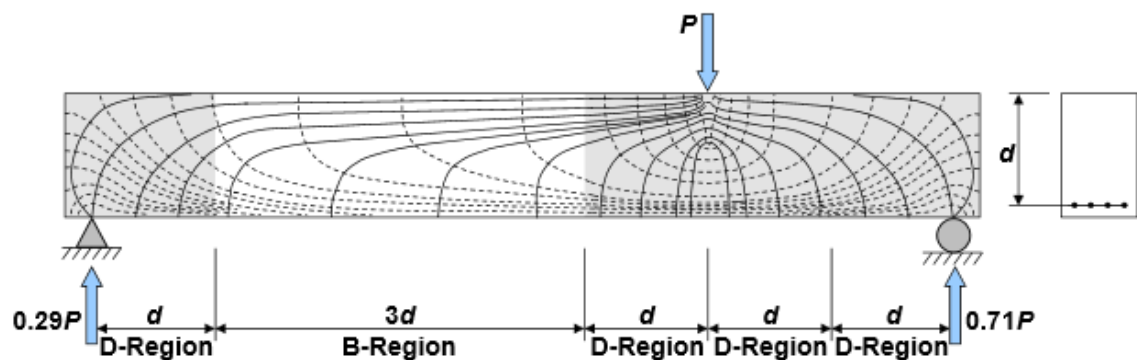
Teräksen tartuntaa voimalle F_s voidaan tarkastella kuvan 5 mukaisen tartuntajännityksellä τ_b , jolla tarkoitetaan raudoituksen pinnalle ideaaliseksi leikkausjännitykseksi jaettava voimaa, joka tarvitaan ankkuroimaan tanko betoniin. Suunnittelussa tartuntajännityksen oletetaan jakaantuvan tasan koko tartuntapituudelle, mutta todellisuudessa tartuntajännityksen huippu on tartunta-alueen rasiutumassa päässä laskien kuljettaessa tangon rasittamatonta päätä kohti. Kuvassa 5 on esitetty tartuntajännityksen todellinen jakautuminen sekä katkoviihvalla laskennassa käytettävä ideaalinen tartuntajännitys ankkurointipituudella. Voiman F_s ja liukuman kasvaessa muuttuu jännityksen jakauma tasaisemmaksi. Tällöin tartuntajännitys alkaa kuvaamaan paremmin ideaalia suunnittelussa käytettävää jakaumaa. (By 211,2008)



KUVA 5. Tartuntajännityksen jakautumien tartuntapituudella.(BY211, 2008, 80)

2.4 Toiminnalliset mallit

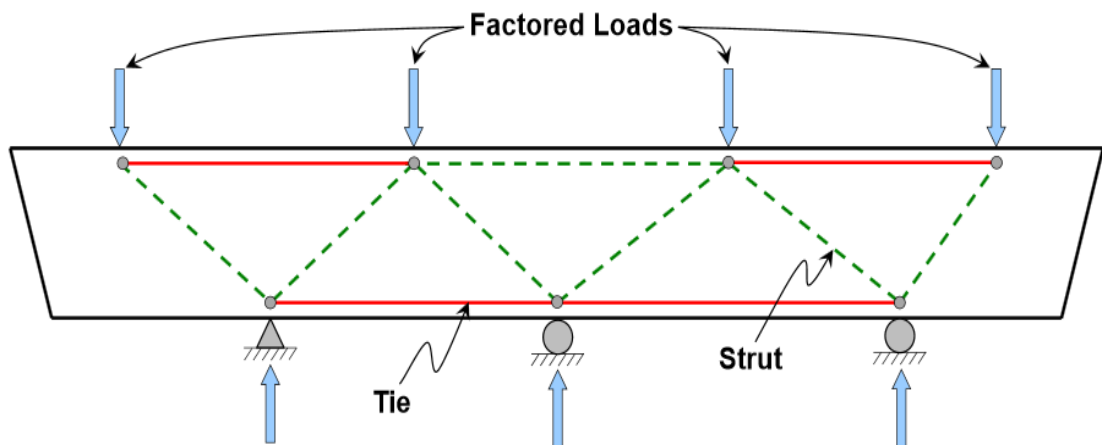
Kaikki teräsbetonirakenteet voidaan jakaa kuvan 6 mukaisiin D- ja B- alueisiin. Alueilla B rakenteen jännitys jakauma on lähes lineaarinen, joten sen voidaan olettaa toimivan Bernoullin olettamuksen tavoin siten, että kuormituksessa sen poikkileikkaukset pysyvät tasoina, eli leikkausmuodonmuutosta ei tapahdu ja muodonmuutosjakauma on lineaarinen aina rakenteen murtoon asti. Näin ollen B- alueita voidaan tarkastella palkkiteorian mukaisesti.



KUVA 6. Pistekuorman kuormittaman palkin jännitysten jakautuminen ja epäjatkuuus alueet.(Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report, 2012, 23)

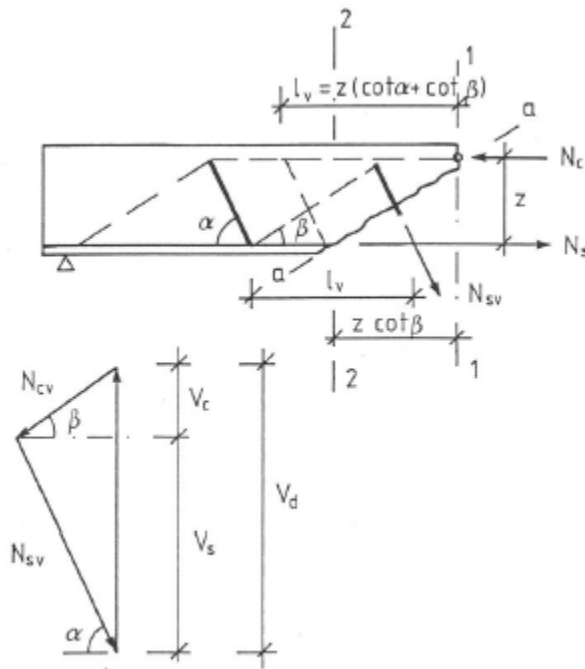
D-alueella kuorman tai rakenteen geometrinen muutos aiheuttaa jännityshäiriön, jolloin rakenteen jännitysjaakauma muuttuu epälineaariseksi. Tämän seurauksena palkin poikkileikkauksien ei voida olettaa pysyvän tasoina, jolloin aluetta ei voida enää tarkastella palkkiteorian mukaan.

Tällaisissa tapauksissa voidaan käyttää ristikkomalleja kuvaamaan teräsbetonirakenteen toimintaa. Menetelmässä tarkastellaan staattista tasapainoa rakenteen sisälle ajateltavien voimamonikulmioiden avulla. Ristikot muodostuvat puristus- ja vetosauvoista, jotka kohtaavat näiden risteyskohdissa eli solmuissa. Puristussauvat ovat useimmiten betonia ja vetosauvat teräksiä. Puristussauvoja kuvataan katkoviivoilla ja vetosauvoja yhtenäisillä viivoilla kuten kuvassa 7. Rakenne tulee mitoittaa siten, että sen sauvojen kestävyys on sen materiaalien kestävyuden mukainen, sekä niin että sen solmut ovat voimatasapainossa.



KUVA 7. Palkin ristikkomalli. (Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges, 2012, 19)

Ristikkomenetelmää käyttämällä voidaan määrittää teräsbetonirakenteen sisäisten voimien avulla muun muassa pääteräksissä vaikuttava vetovoima, jota voidaan hyödyntää terästen ankkurointipituuksien laskennassa. Kuvassa 8 kuvataan suorakaidepalkkia, johon on syntynyt leikkauksen a-a kohtaan halkeama.



KUVA 8. Leikkaushalkeamassa vaikuttavat voimat(RTEK-3210, 2009, 94)

Otettaessa momentti puristusresultantin vaikutuspisteen suhteen leikkauksessa 1-1 saadaan

(1)

$$M_1 = N_s \cdot z + \frac{V_s}{2} \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot z$$

missä

N_s on vetoresultantti (pääteräkset)

z on sisäinen momenttivarsi

V_s on leikkausterästen leikkausvoima

α on leikkausterästen suuntakulma rakenteen pituusakselin suhteen

β on leikkaushalkeaman suuntakulma rakenteen pituusakselin suhteen

Tästä voidaan ratkaista vetovoiman N_s arvo

(2)

$$N_s = \frac{M_1}{z} - \frac{V_s}{2} \cdot (\cot \alpha + \cot \beta)$$

Taivutusmomentille mitoitettaessa N_s lasketaan kuitenkin poikkileikkauksessa 2-2 vaikuttavan momentin M_2 perusteella. Kun kirjoitetaan M_1 momentin M_2 avulla lausuttuna saadaan

(3)

$$M_1 = M_2 + V_d \cdot z \cdot \cot \beta$$

missä

V_d on leikkausvoima

Kun sijoitetaan M_1 :n arvo yhtälöstä 3 yhtälöön 2 ja huomioidaan, että $V_d = V_c + V_s$, saadaan

(4)

$$N_s = \frac{M_2}{z} + V_c \cdot \cot \beta + V_s \cdot \cot \beta - \frac{V_s}{2} \cdot (\cot \beta + \cot \alpha)$$

missä

V_c on betonin ottama leikkausvoima

ja tästä edelleen sieventämällä saadaan, että

(5)

$$N_s = \frac{M_2}{z} + V_c \cdot \cot \beta + \frac{V_s}{2} \cdot (\cot \beta - \cot \alpha)$$

Merkitsemällä terästen ottamaan leikkausvoiman V_s ja koko leikkausvoiman V_d suhdetta (6)

$$\eta = \frac{V_s}{V_d}$$

saadaan edelleen pääteräksissä vaikuttavan vetovoiman kaava, jonka nähdään muodostuvan taivutusmomentin lisäksi myös leikkausvoiman aiheuttamasta voimasta.

(7)

$$N_s = \frac{M_2}{z} + \left(\cot \beta - \frac{\eta}{2} \cdot (\cot \beta + \cot \alpha) \right) \cdot V_d$$

3 ANKKUROINTIMITOITUS EUROKOODI 2:N MUKAAN

3.1 Ankkurointivoima

Raudoituksen tarvittavan ankkurointipituuden määrittämiseksi tulee laskea teräksissä vaikuttava vetovoima, jotta rauditus voidaan luotettavasti ankkuroida betoniin. Raudoituksen vetovoimia voidaan tarkastella ristikkomallin avulla. Ristikkomallista voidaan määrittää, että raudoituksen vetovoima on riippuvainen taivutusmomentista M_{Ed} , mahdollisista normaalivoimista sekä leikkausvoimasta aiheutuvasta lisävetovoimasta ΔF_{td} , joka on riippuvainen leikkausraudoituksen määrästä ja ristikon diagonaalien kaltevuudesta. Tällöin raudoituksen kokonaisvetovoima F_{td} voidaan esittää muodossa

(8)

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}$$

missä

z sisäinen momenttivarsi $\approx 0,9 \cdot d$

d poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Leikkausvoiman aiheuttama terästen lisävetovoima ΔF_{td} on verrannollinen ristikkomallin diagonaalien kaltevuuteen sekä leikkausterästen ja kokonaisleikkausvoiman suhteeseen kaavan 9 mukaisesti.

(9)

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot \left(\cot \theta - \frac{\left(\frac{V_{sw,Rd}}{V_{Ed}} \right)}{2} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \right)$$

missä

 V_{Ed} kokonaisleikkausvoima θ puristusdiagonaalien kaltevuuskulma vetorausoitukseen nähden α leikkausraudoituksen kaltevuuskulma vetorausoitukseen nähden $V_{sw,Rd}$ leikkausraudoituksen osuus leikkausvoimasta

V_{Rd} leikkauskestävyys

Eurokoodi 2:ssa olevan leikkaustarkastelun mukaan leikkausraudoitetussa rakenteessa vaikuttava leikkausvoima otetaan vain leikkausteräksillä, jonka perusteella vetovoiman lisäys on kaavan (10) mukaan

(10)

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$$

Raudoituksessa vaikuttava vetovoima on korkeintaan maksimimomentin $M_{Ed,max}$ kohdalla vaikuttavan teräsvoiman suuruinen eli

(11)

$$F_{td} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z}$$

3.2 Suoran tangon ankkurointi

Eurokoodin mukaisessa ankkurointimitoituksessa tulee osoittaa, että ankkurointialueella pystyy muodostumaan yhtä suuri ankkurointivoima F_{bd} kuin kohdassa 3.1 esitetty terästen vetovoima F_{td} eli

(12)

$$F_{bd} \geq F_{td}$$

Suoran raudoituksen ankkurointi perustuu kohdan 2.3 mukaiseen tangon vaippapinnalle kehittyvään tartuntajännitykseen τ_b . Ankkuroitavan tangon vaippapinnalla vaikuttavaa suurinta tartuntajännityksen arvoa kutsutaan tartuntalujuudeksi f_{bd} .

Tartuntalujuus harjateräkselle lasketaan Eurokoodissa tankohalkaisijan, tartuntaolosuhteiden ja betonin laskentavetolujuuden avulla kaavasta

(13)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

missä

η_1 on tartuntaolosuhteet ja tangon sijainnin huomioon ottava kerroin kuvan 11 mukaan

1,0, kun hyvät olosuhteet, muissa tapauksissa 0,7

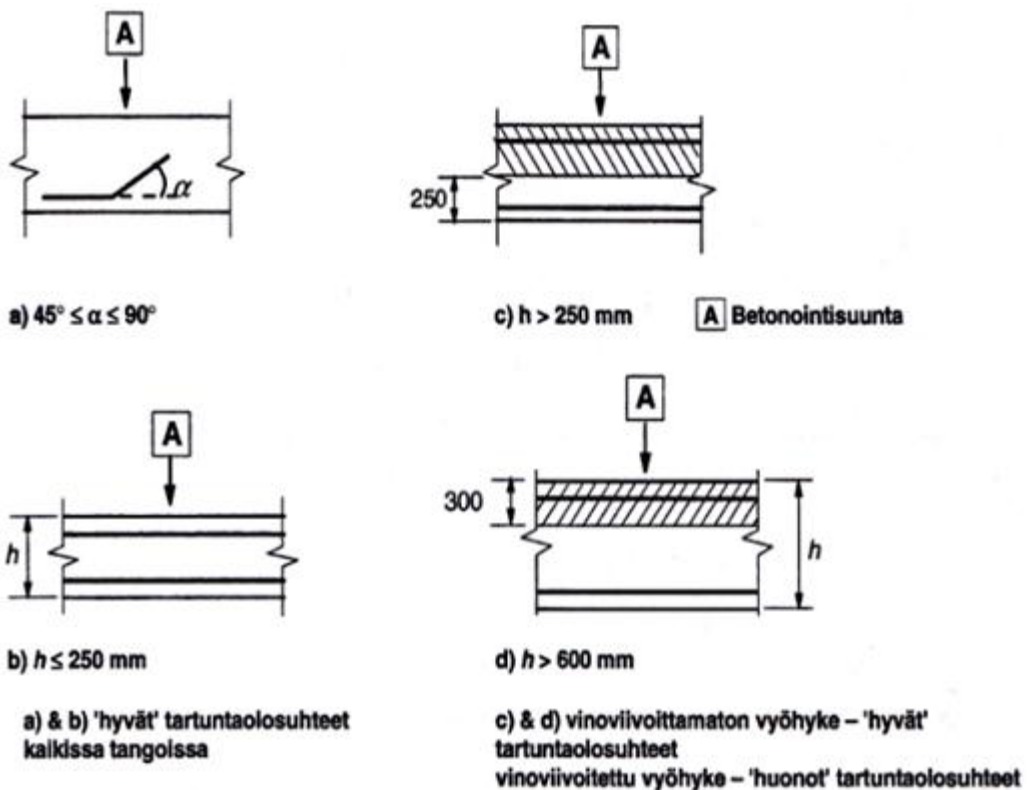
η_2 on tangon halkaisijan huomioon ottava kerroin

1,0, kun tangon halkaisija $\leq 32 \text{ mm}$

$\frac{132-\emptyset}{100}$, kun $> 32 \text{ mm}$

f_{ctd} betonin laskentavetolujuus

Eurokoodin mukaan teräksissä vallitsevat hyvät tartuntaolosuhteet, jos rakenteen teräkset ovat pystyasennossa tai vähinään 45° kulmassa vaakatasoon nähden. Tämä lisäksi hyvät tartuntaolosuhteet vallitsevat vaakatasossa olevissa teräksissä, joiden etäisyys rakenteen alapinnasta on alle 250 mm. Kuvassa 9 on esitetty Eurokoodin mukaiset tartuntaolosuhteet.



KUVA 9. Eurokoodi 2:n mukaiset tartuntaolosuhteet. (SFS-EN 1992-1-1, 2007, 139)

Suoran tangon ankkuroima voima F_s voidaan laskea kaavasta

(14)

$$F_s = u_s \cdot l_{bd} \cdot f_{bd}$$

missä

u_s raudoitustangon ympäröimä

l_{bd} ankkurointipituus, jolla tarvittava tartuntalujuus voi muodostua

Suoran tangon ankkurointipituuden perusarvo lasketan kaavasta

(15)

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_s}{4 \cdot f_{bd}} \cdot \emptyset$$

missä

σ_s on murtotilan teräsännitys $= \frac{F_{td}}{A_s}$

\emptyset tankopaksuus

Mikäli ei ole olemassa ankkurointia parantavia lisätekiäjiä on suoran tangon ankkurointipituus kaavan 15 mukainen.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} huomioi teräksen ankkurointia parantavia tekijöitä ja se voidaan laskea suhteessa ankkurointipituuden perusarvoon kaavasta

(16)

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

missä

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ja α_5 ovat taulukon 1 mukaisia kertoimia.

α kertoimet saavat arvoja välillä 0,7..1,0. Kertoimella α_1 huomioidaan koukkujen ja lenkkien ankkurointia parantava vaikutus, jos betonipeite on riittävä. α_2 huomioi betonipeitteen minimiarvon c_d vaikutuksen kuvan 11 osoittamin mitoin. α_3 huomioi poikittaisen pääraudoitukseen hitsaamattoman laajenemisenestoraudoituksen vaikutuksen. Kuvassa 10 esitetään poikittangon sijainnin vaikutus kertoimen laskennassa käytetyn

parametrin K suuruuteen. α_4 huomioi ankkurointipituudella hitsattujen poikkitankojen vaikutuksen. Päätankoon hitsattujen poikkitankojen tulee olla suurempi kuin 0,6 kertaa päätangon halkaisija. α_5 huomioi ankkurointikohdassa vaikuttavan poikkipaineen vaikutuksen.

Betonipeitteen (α_2), hitsaamattomien poikkitankojen (α_3) ja poikkipaineen (α_5) kertoimien tulolle on esitetty minimiarvo, joka on 0,7.

TAULUKKO 1. . Eurokoodin mukaiset ankkurointipituuden pienennys kertoimet.(SFS-EN 1992-1-1,2007, 141)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		Vetoteräs	Puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora Ks. kuva 12 b, c ja d	$\alpha_1 = 0,7, jos c_d > 3 \cdot \phi$ Mitan c_d arvot ovat kuvassa 11	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi}$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora Ks. kuva 12 b, c ja d	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - 3\phi)}{\phi}$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ Mitan c_d arvot ovat kuvassa 11	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisenestoraidoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisenestoraidoitus	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 12 (e) määritetyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikkipaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-
Missä			

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - A_{st,min}) / A_s$$

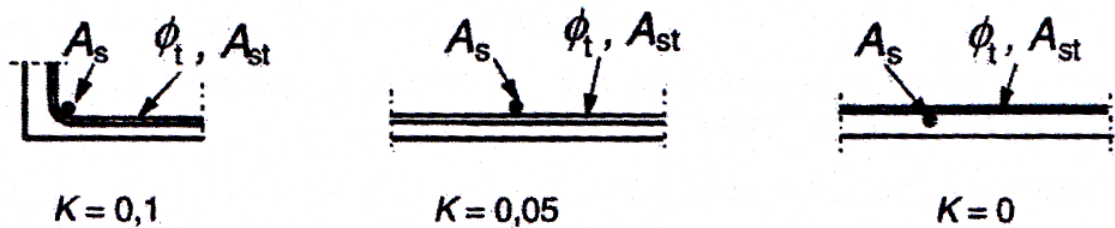
ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} .

$A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo = $0,25 \cdot A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla.

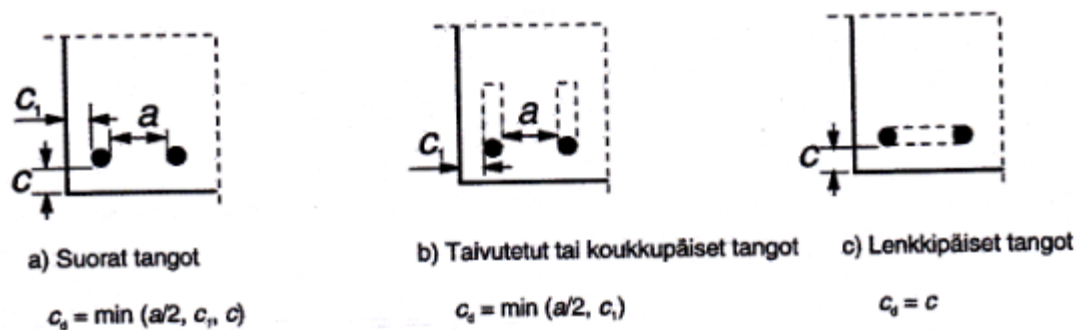
A_s yksittäisen poikkileikkausaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala K kuvan 12 arvot.

p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} .

* Ks. myös kohdassa 3.3.2 välittömällä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{bd,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.



KUVA 10. Kertoimen K arvot palkeille ja laatoille (SFS-EN 1992-1-1, 2007, 141)



KUVA 11. Mitan c_d arvot palkeissa ja laatoissa (SFS-EN 1992-1-1, 2007, 140)

Ankkurointipituuden tulee aina olla vähintään minimiankkurointipituuden $l_{b,min}$ suuruinen, joka on Eurokoodissa suurin arvoista

(17)

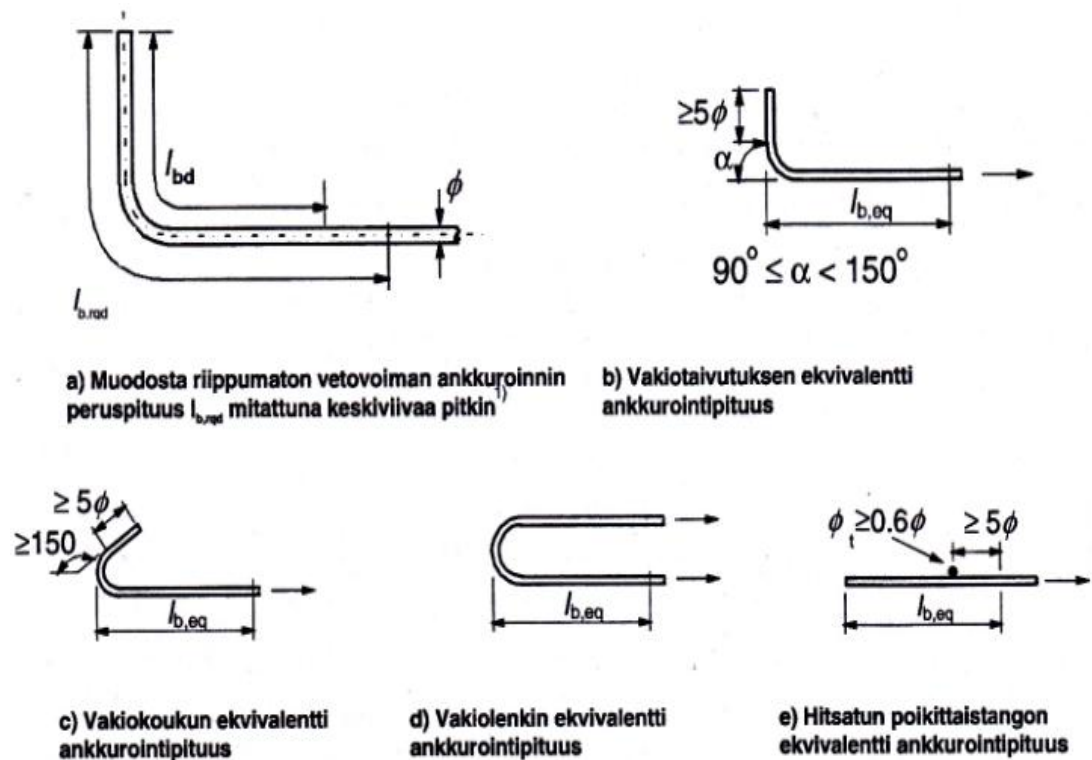
$$l_{b,min} = \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} \text{ vetovoimaa ankkuroitaessa}$$

(18)

$$l_{b,min} = \{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} \text{ puristusvoimaa ankkuroitaessa}$$

3.3 Päätäankkurit

Mikäli suora tangon ankkurointipituus ei ole riittävä, voidaan sen ankkurointia parantaa esimerkiksi käyttämällä tangon päässä olevia koukkuja, lenkkejä, hitsattuja poikkitaangoja tai ankkurointikappaleita.



KUVA 12. Eurokoodin mukainen ekvivalentti ankkurointipituus.(SFS-EN 1992-1-1, 2007,138)

3.3.1 Koukut ja lenkit

Eurokoodissa tavoitettujen tankojen ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd}$ mitataan raudoituksen päästä kulkien tangon keskilinjaa. Tällöin ankkurointivoima voidaan laskea kaavalla 14. Jos raudoituksen betonipeite c_d kuvan 11 mitoin täyttää ehdon

(19)

$$c_d > 3 \cdot \emptyset$$

missä

\emptyset ankkuroitavan tangon halkaisija

c_d betonipeite kuvan 11 mukaan

,voidaan taivutettujen terästen ankkurointipituutena käyttää ekvivalenttia ankkurointipituutta kaavan 20 mukaisesti

(20)

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$$

missä

α_1 on taulukon 1 mukainen kerroin

$l_{b,rqd}$ on ankkurointipituuden perusarvo

Ekvivalentin ankkurointipituuden vaikutuksen lasketaan alkavan etäisyydellä $\emptyset_m + \emptyset$ koukun päästä, missä \emptyset_m on tangon taivutushalkaisija ja \emptyset tangon halkaisija. Taulukossa 2 on esitetty Eurokoodin mukaisten tankojen minimi taivutushalkaisijat.

TAULUKKO 2. Eurokoodin mukaiset tankojen minimi taivutushalkaisijat(SFS-EN 1992-1-1, 2007, 137)

Tangon halkaisija	Taivutustelan vähimmäishalkaisija taivutuksille, koukuille ja lenkeille
$\emptyset \leq 16 \text{ mm}$	$4\emptyset$
$\emptyset > 16 \text{ mm}$	$7\emptyset$

Koukkujen ja lenkkien ankkuroima voima F_{bd} voidaan laskea kaavan 14 avulla sijoittamalla kaavan l_{bd} :n paikalle joko koukun päästä mitatun ankkurointipituuden $l_{b,rqd}$ tai ekvivalentin ankkurointipituuden $l_{b,eq}$ arvon, ottaen huomioon kaavan 19 osoittama ehto.

3.3.2 Hitsatut poikkitangot

Ankkurointipituudelle hitsattujen poikkitankojen vaikutus ankkurointipituuteen voidaan huomioidaan Eurokoodissa käyttäen ekvivalenttia ankkurointipituutta. Jotta ekvivalenttia ankkurointipituutta voidaan käyttää hitsattavien poikkitankojen on oltava vähintään 0,6 kertaa päätangon halkaisija. Ankkurointivaikutus hitsattuja poikkitankoja käytettäessä alkaa poikkitangon keskiöstä etäisyydeltä 5ϕ alkaen kuvan 12 mukaisesti. Hitsatun poikkitangon ekvivalentti ankkurointipituus lasketaan kaavasta

(21)

$$l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$$

missä

α_4 on taulukon 1 mukainen kerroin

$l_{b,rqd}$ on suoran tangon ankkurointipituus

Hitsatun poikkitangon tartuntakestävyys F_{bd} voidaan laskea ekvivalenttia ankkurointipituutta käyttäen kaavasta

(22)

$$F_{bd} = l_{b,eq} \cdot u_s \cdot f_{bd}$$

missä

u_s on ankkuroitavan tangon ympärystymitta

f_{bd} on betonin tartuntalujuus

Suoran tangon ankkurointia voidaan myös lisätä hitsaamalla suurikokoinen (halkaisijaltaan 14...32 mm) poikkitanko ankkuroitavan tangon päähän kuva 13 mukaisesti. Tällai-

sisä tapauksissa poikkitangon ankkurointikestävyys lasketaan kaavasta.

(23)

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td}$$

missä

l_{td} on poikkitangon mitoituspituus = $1,16 \cdot \phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{sd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t$

l_t on poikkitangon pituus, mutta enintään ankkuroitavien tankojen jakoväli

ϕ_t on poikkitangon halkaisija

σ_{td} on betonin nimellinen pintapaine = $\frac{(f_{ctd} + \sigma_{cm})}{y} \leq 3 \cdot f_{cd}$

σ_{cm} on betonin puristusjännitys, joka vaikuttaa kohtisuoraan kumpaakin tankoa vastaan (keskimääräinen arvo, puristus positiivisena)

$y = 0,015 + 0,14 \cdot e^{-0,18 \cdot x}$

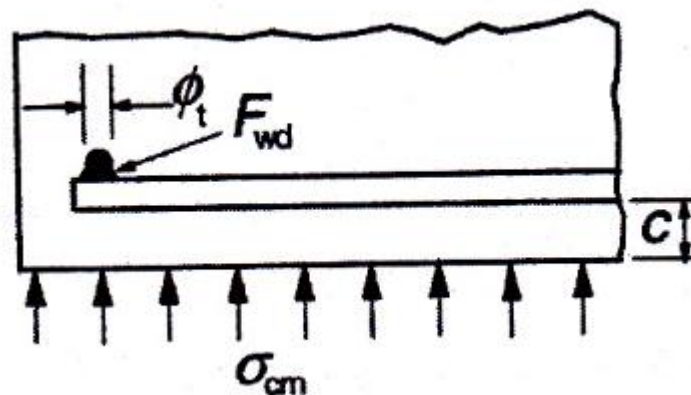
$x = 2 \cdot \left(\frac{c}{\phi_t}\right) + 1$

c on betonipeite

Ankkurointipituutta laskettaessa kaavassa 15 olevaa teräsännitystä σ_s voidaan alentaa määrällä $\frac{F_{btd}}{A_s}$, missä A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala. Poikkitangon ankkurointikestävyys ei voi kuitenkaan ylittää hitsin leikkauslujuutta F_{wd} eli

(24)

$$F_{btd} \leq F_{wd}$$



KUVA 13. Hitsattu poikkitanko ankkurointikappaleena (SFS-EN 1992-1-1, 2007, 142)

Jos ankkuroitavan tangon molemmille puolille hitsataan samanlainen poikkitanko, voidaan tangon ankkurointivaikutus kaavan 23 mukaan laskettuna kaksinkertaistaa, mikäli betonipeite ulommaiseen tankoon on vaatimuksien mukainen. Vastaavasti, jos kaksi tankoa hitsataan ankkuroitavan tangon samalle puolelle vähintään etäisyydelle $3 \cdot \emptyset$, voidaan ankkurointivaikutus kertoa 1,4:llä.

Alle 12 mm halkaisijaltaan olevien hitsattujen tankojen kestävyys riippuu pääasiassa hitsin kestävydestä kaavan 25 mukaisesti.

(25)

$$F_{btd} = F_w \leq 16 \cdot A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\emptyset_t}{\emptyset}$$

missä

A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala

f_{cd} on betonin laskentapurustuslujuus

\emptyset_t on poikkitangon halkaisija

\emptyset ankkuroitavan tangon halkaisija

3.3.3 Ankkurointikappaleet

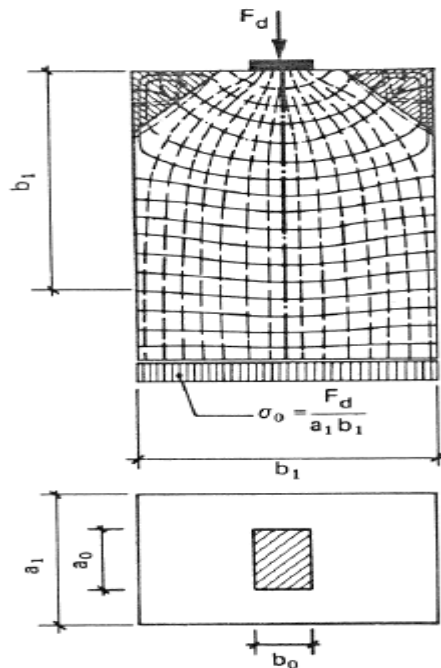
Erityisiä ankkurointikappaleita käytetään kun ankkurointikapasiteetti ei ole riittävä käytettäessä suorita tankoja, koukkuja tai hitsattuja poikkitankoja. Tavallisissa teräsbetonirakenteissa ei yleensä käytetä ankkurointikappaleita, mutta niiden käyttö jännitetyissä paikalla valetuissa rakenteissa on hyvin yleistä. Ankkurointikappaleiden ankkurointikyky perustuu paikalliseen puristukseen. Ankkurointikappaleita käytettäessä on tarkistettava, että kohdan 3.4 mukaiset kestävyudet täyttyvät.

3.4 Paikallinen puristus ja halkaisuvetojännitykset

3.4.1 Yleistä

Paikallista puristusta voidaan tarkastella kuvan 14 mukaisella betoniprismalla, jonka sivumitat ovat a_1 ja b_1 . Prismassa alueella $a_0 \cdot b_0$ vaikuttava kuorma jakaantuu poikki-leikkauksessa tasaisesti vaikuttavaksi puristusjännitykseksi matkalla b_1 , joka on suu-

remppi kuin sivumitta a_1 . Prismassa on jännityksen häiriöalue, jossa puristusjännityksen lisäksi on poikittaisia halkaisuvetoaivoimia sekä kuormitetussa päässä pintojen suuntaisia vetoaivoimia. Tällöin on tarkistettava betonin paikallinen puristuskestävyys ankkurointikappaleen alla sekä poikittaisesta vedosta aiheutuvat halkaisuvoimat, jotka otetaan tarvittaessa teräksillä. (RTEK-3210, 2009)



KUVA 14. Pääjännitysten vaikutusviivat keskittyneen puristavan voiman rasittamassa betoniprismassa (RTEK-3210,2009,263)

3.4.2 Paikallinen puristuskapasiteetti

Puristusvoiman kuormittaessa vain osaa rakenteen pinnasta on tarkastettava paikallinen puristuskapasiteetti. Kuorman jakautuessa tasaisesti alueelle A_{c0} (ks. kuva 15) piste-kuormakestävyys F_{Rdu} voidaan määrittää seuraavasti

(26)

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$$

missä

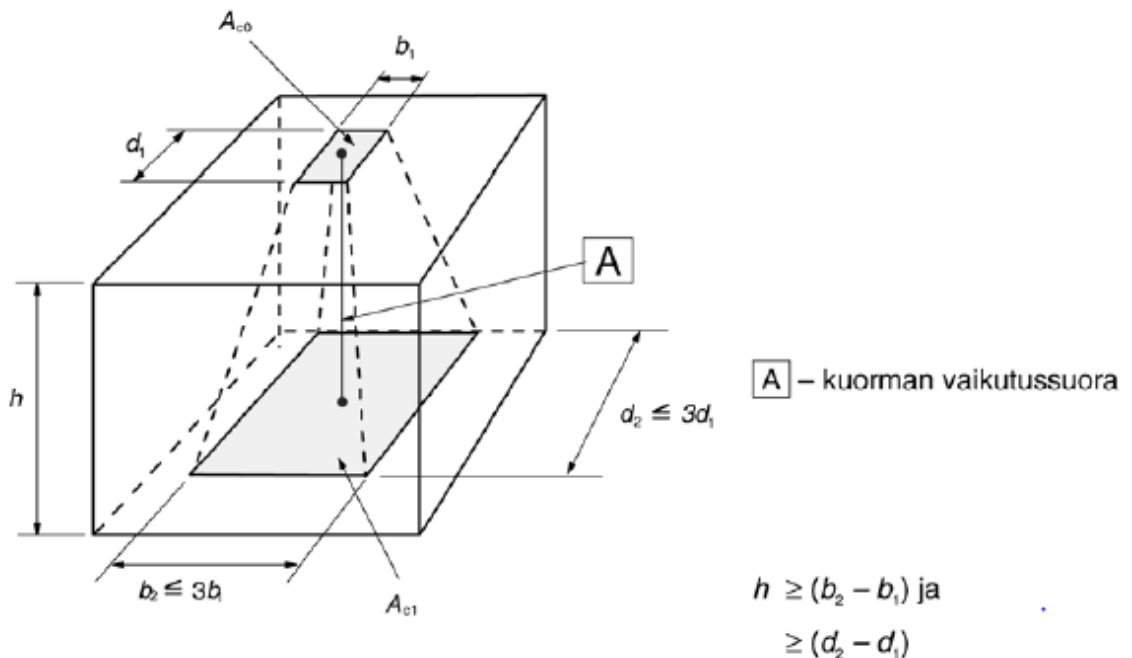
 A_{c0} kuormitusalue A_{c1} suurin mitoituksessa käytettävä jakauma-alue, joka on saman muotoinen kun A_{c0} f_{cd} betonin mitoituslujuus

Jakautuma-alueen A_{c1} edellytetään toteuttavan kuvan 15 mukaiset ehdot sekä voiman vaikutussuoran on kuljettava molempien alueiden keskipisteiden kautta.

Paikallisessa puristuksessa betonin puristuskestävyys ei kuitenkaan ylitä arvoa

(27)

$$F_{Rdu} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$



KUVA 15. Paikallisen puristuksen mitoitusalueiden jakautuminen (RIL 202-2011 2011, 47)

3.4.3 Halkaisuvoimat

Paikallisesta puristuksesta aiheutuville halkaisuvoimille voidaan johtaa likiarvo olettamalla jännitysten resultanttien olevan pääjännitysten vaikutusviivojen suuntaisia. Tällöin paikallisen puristuksen halkaisuvoimat F_t keskeisessä puristuksessa voidaan laskea kaavalla

(28)

$$F_t = 0,25 \cdot F_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)$$

missä

f_{Ed}	kuormittavan voiman laskenta-arvo
b_1	kuormitetun pinnan sivumitta tarkastelusuunnassa
b_2	jakautumispinnan sivumitta tarkastelusuunnassa

Tarvittaessa määritetään vaadittava teräspinta-ala kaavasta

(29)

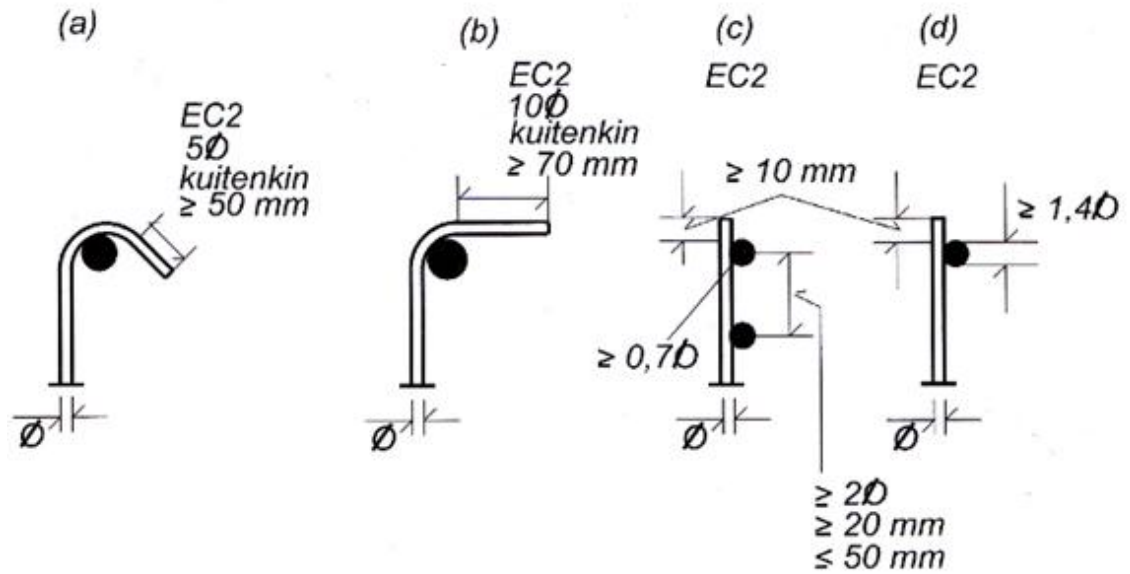
$$A_{s,req,d} = \frac{F_t}{f_{yd}}$$

missä

f_{yd}	raudoituksen laskentalujuus
----------	-----------------------------

3.5 Leikkausraudoituksen ja hakojen ankkurointi

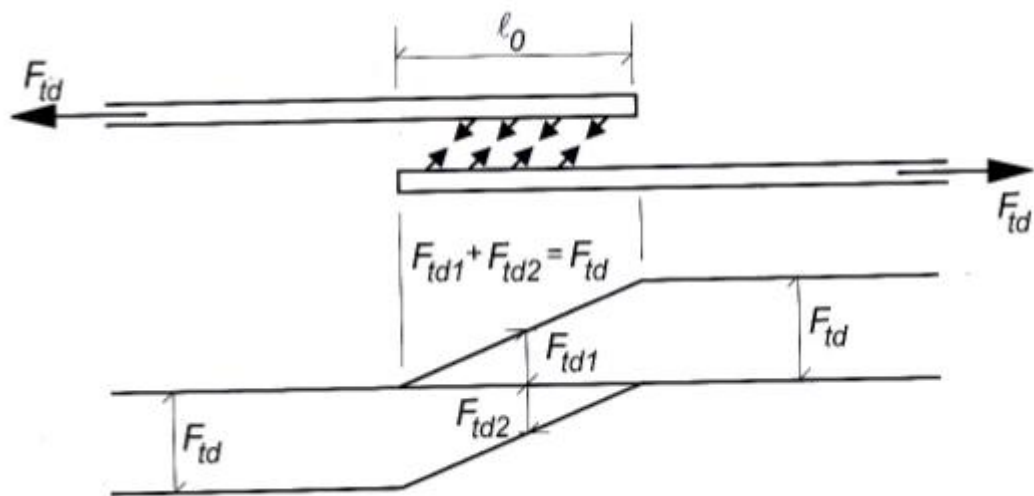
Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi voidaan toteuttaa kuvan 16 osoittamien lenkkien, koukkujen tai hitsattujen poikkitankojen avulla. Taivutettua koukkua käytettäessä tulee niiden sisälle asettaa poikkitanko. Hitsit tulee suorittaa standardin EN ISO 17660 mukaisesti. Hitsien leikkauslujuus lasketaan kohdan 3.3.2 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1, 2007)



KUVA 16. Leikkausraudoituksen ja hakojen ankkurointi (BY210, 2008, 475)

3.6 Limijatkokset

Tankoja joudutaan jatkamaan, kun tangon suunta tai koko muuttuu tai varastopituus ylittyy. Suoraa jatkosta käytettäessä siirtyy voima teräksen ja betonin välisen tartunnan avulla. Teräksessä vaikuttava voima on suurimmillaan jatkettavan teräksen pään kohdalla pienentyen lähes suoraviivaisesti jatkoksen toista päätä lähestyttäessä (ks. kuva 17). Koska jatkoksissa teräkset ovat useimmiten hyvin lähellä toisiaan, on niiden ankkurointiominaisuudet erillisiä tankoja huonommat. Tästä johtuen jatkoksia ei tulisi sijoittaa suurten momenttien tai leikkausvoimien alueelle. (By 210, 2008)



KUVA 17. Limijatkoksen voimansiirtoperiaate (By 210, 2008,476)

Eurokoodissa jatkospituuden mitoitusarvo lasketaan suhteessa ankkurointipituuden perusarvoon kaavasta

(30)

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$$

missä

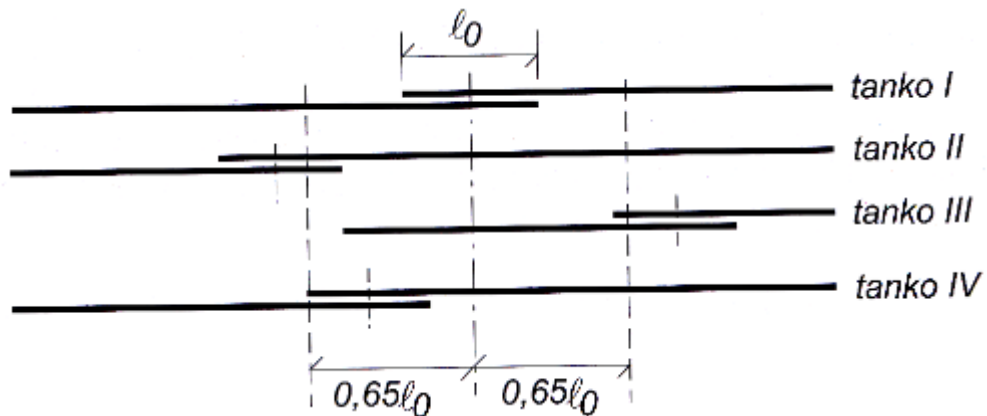
$\alpha_{1...5}$ ovat taulukon 1 mukaiset kertoimet (luku 3.2)

$l_{b,rqd}$ ankkurointipituuden perusarvo

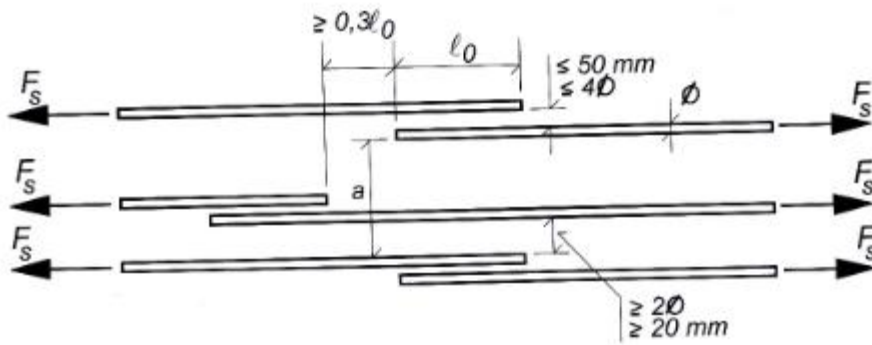
$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$$

ρ_1 on tarkasteltavan tangon jatkoksen keskeltä mitattujen pituuksien $0,65l_0$ sisällä jatkettun raudituksen prosenttiosuus koko jatkettavasta raudoituksesta.

Eurokoodissa kertoimella α_6 huomioidaan siis matkalla $1,3 \cdot l_0$ jatkettavien tankojen prosenttiosuus raudituksen kokonaismäärästä kuvan 18 mukaisesti. Kerroin saa arvoja välillä 1...1,5. Limijatkoksia käytettäessä on jatkettavien tankojen toteutettava kuvan 19 mukaiset etäisyydet. (By 210, 2008)



KUVA 18. Raudituksen prosenttiosuuksien ρ_1 määrittäminen



Kuva 19. Tankojen jatkaminen vedetyissä tangoissa

Jatkettavien tankojen välinen etäisyys saa olla korkeintaan neljä kertaa tangon halkaisija tai 50 mm, jos tämä etäisyys ylitetään on jatkosten pituutta lisättävä tankojen välisen etäisyyden verran. (SFS-EN 1992-1-1, 2007) Jatkospituudelle on Eurokoodissa ilmoitettu minimijatkospituus $l_{0,min}$, joka on suurin arvo seuraavista

$$l_{0,min} = \max\{0,3 \cdot \alpha_3 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}\} \quad (31)$$

4 ANKKUROINTIMITOITUS BETONINORMIEN MUKAAN

4.1 Ankkurointivoima

Eurokoodin tavoin Betoninormeissa betonin pääterästen vetovoima muodostuu taivutusmomentin ja mahdollisen normaalivoiman aiheuttamasta vetovoimasta sekä leikkausvoiman aiheuttamasta lisävetovoimasta ΔN_s . Näin ollen Betoninormien mukainen terästen kokonaisvetovoima N_s voidaan esittää muodossa

$$N_s = \frac{M_d}{z} + \Delta N_s \quad (32)$$

missä

M_d momentin mitoitusarvo
 z sisäinen momenttivarsi

Leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima ΔN_s voidaan laskea leikkausvoimaan verrannollisena kertoimen k_a avulla

$$\Delta N_s = V_d \cdot k_a \quad (33)$$

missä

V_d tarkastelukohdassa vaikuttava leikkausvoima
 k_a 1,0 leikkausraudoitetussa rakenteissa ja 1,5 leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

Kertoimen k_a arvo voidaan leikkausraudoitetussa rakenteissa laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_d}{V_s} \cdot (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \quad (34)$$

missä

V_s leikkausraudoituksen ottama leikkausvoima
 α leikkausraudoituksen kaltevuuskulma pääraudoitukseen nähden

Kertoimen k_a arvo ei leikkausraudoitetuissa rakenteissa saa ylittää arvoa 1,0.

Tankojen vetovoimaa N_s ei kuitenkaan tarvitse olettaa taivutusmomentin kannalta määrävissä kohdissa vaikuttavaa voimaa suuremmaksi eli

(35)

$$N_s \leq \frac{M_{d,max}}{z}$$

4.2 Suoran tangon ankkurointi

Betoninormeissa ankkurointialueella on raidoituksen kyettävä ankkuroitumaan kohdan 4.1 mukaista vetovoimaa N_s vastaavasti eli

(36)

$$F_{bu} \geq N_s$$

missä

F_{bu} terästen ankkurointivoima

Suoran tangon ankkurointi perustuu Eurokoodien tapaan idealisoituun tartuntajännitykseen τ_b , jonka suurin arvo on tartuntalujuus. Betoninormien mukainen teräksen tartuntalujuus f_{bm} lasketaan verrannollisena betonin laskentavetolujuuteen kaavasta

(37)

$$f_{bm} = k_b \cdot f_{cta}$$

missä

k_b tartuntatilan ja teräksen laadun huomioiva taulukon 3 mukainen kerroin

f_{cta} betonin laskentavetolujuus

TAULUKKO 3. Betoninormien mukaisen tartuntakertoimen k_b arvot ja tartuntatilojen määritykset.(RIL 131-2004, 2004, 56)

Tartuntatila		A500HW A700HW B500K B600KX B700K	Pyörötanko S235JRG2
I	Tangon ja vaakata- son välinen kulma $\geq 45^\circ$ tai raudoi- tuksen etäisyys rakenteen alapin- nasta enintään 300 mm	2,4	1,0
II	Raudoituksen etäi- syys alapinnasta yli 300 mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittai- sesta vedosta ai- heutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olennaista poikittaista puristusta, saa-
daan taulukon 3 kertoimien arvoja korottaa 50 %.

Suoran tangon ankkuroima voima on

(38)

$$F_b = f_{bm} \cdot u_s \cdot l_b$$

missä

u_s ankkuroitavan tangon ympärysmitta

l_b ankkurointipituus

Suoran tangon ankkurointipituus l_b voidaan laskea kaavasta

(39)

$$l_b = \frac{\sigma_s \cdot \emptyset}{4 \cdot f_{bm}}$$

missä

σ_s	teräsännitys = $\frac{N_s}{A_s}$
N_s	teräksissä vaikuttava vetovoima
A_s	ankkuroitavien terästen poikkipinta-ala
\emptyset	ankkuroitavan tangon halkaisija
f_{bm}	tartuntalujuus

Suorien tankojen ankkurointipituuden on oltava kuitenkin aina vähintään Betoninormien mukaisen miniankkurointipituuden suuruinen, joka on

(40)

$$l_{b,min} = 10 \cdot \emptyset$$

4.3 Päättyankkurit

4.3.1 Koukut ja lenkit

Betoninormeissa koukkujen vaikutus ankkurointipituuteen voidaan laskea lisäämällä raudoitteen suoraan osuuteen kaavan 41 mukainen koukun lisäosuus. Koukkujen tulee täyttää kuvan 20 mukaiset vaatimukset.

(41)

$$l_{bh} = k_h \cdot \emptyset$$

missä

k_h	15 täyttä koukkua käytettäessä
k_h	10 suorakulmakoukkua käytettäessä
\emptyset	ankkuroitavan tangon halkaisija

Haan koukun ankkurointikapasiteetti saadaan ottaa kaksinkertaisena, jos haan koukun sisällä on vähintään haan kanssa halkaisijaltaan yhtä suuri tanko ja koukku täyttää kuvan 23 mukaiset mitat.

Tällöin koukullisen tangon ankkurointipituus on

(42)

$$l_{bd} = l_b + l_{bh}$$

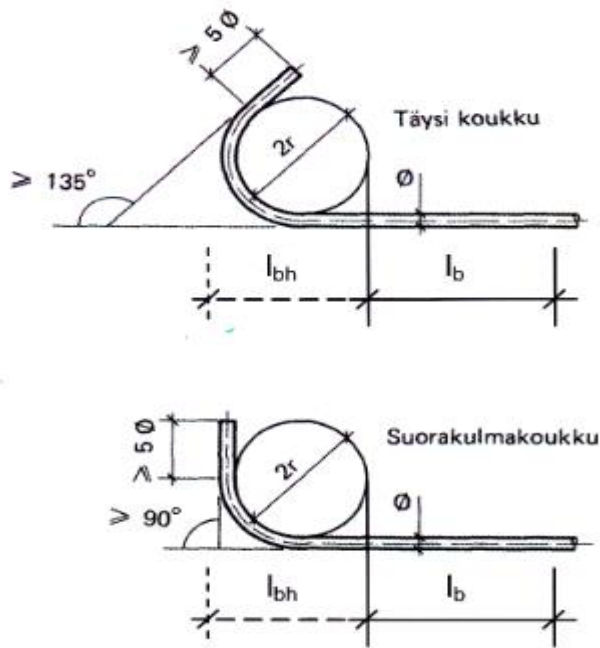
missä

l_b raudoitteen suora osuus

Koukun lisäämä ankkurointipituus l_{bh} lasketaan alkavan etäisyydellä $\emptyset_m + \emptyset$ koukun päästä, missä \emptyset_m on tangon taivutushalkaisija ja \emptyset tangon halkaisija (ks. kuva 20). Ankkuroitaessa koukuilla tulee niiden täyttää taulukon 4 mukaiset taivutussäteet.

TAULUKKO 4. Betoninormien mukaiset ankkurointikoukkujen taivutussäteet. (BY211, 2008, 469)

Teräslaatu	Taivutussäde
A500HW	$4 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset \leq 10$ $5 \cdot \emptyset$, kun $10 < \emptyset \leq 20$ $7 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset > 20$
A700HW	$4 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset \leq 10$ $5 \cdot \emptyset$, kun $10 < \emptyset \leq 20$
B500K	$6 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset \leq 12$
B700K	$9 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset \leq 12$
B600KX	$6 \cdot \emptyset$, kun $\emptyset \leq 12$



KUVA 20. Tangon ankkurointi lyhyttä koukkuä käyttäen.(BY50, 2012, 54)

Koukullisen teräksen ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavasta

(43)

$$F_{bu} = f_{bm} \cdot u_s \cdot l_{bd}$$

missä

f_{bm} betonin tartuntalujuus

u_s ankkuroitavan tango ympäröimä

Kuvan 21 mukaisen lenkin ankkurointikapasiteetti F_{bu} leikettä kohti Betoninormien mukaan lasketaan kaavasta

(44)

$$F_{bu} = r \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{s}{\phi}} \leq 3 \cdot r \cdot \phi \cdot f_{cd}$$

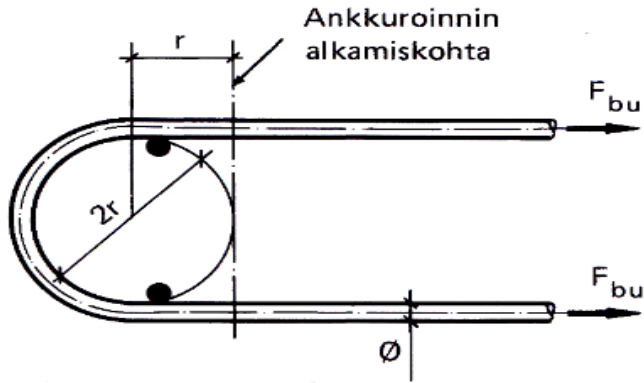
missä

f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus

r on lenkin sisäpuoleinen taivutussäde

s on rinnakkaisten lenkkien taivutustasojen välinen etäisyys, kuitenkin enintään taivutustason etäisyys betonipinnasta kaksikertaisena lenkin tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa mitattuna.

Lenkin lisäämän ankkuroinnin alkamiskohdaksi katsotaan tangon halkaisijan ja tangon taivutushalkaisijan yhteen laskettu etäisyys lenkin päästä mitattuna (ks. kuva 21). Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi oletetaan 25% leikkeiden voimien yhteismäärästä. Nämä halkaisuvoimat otetaan asian mukaisella poikittaisraudoituksella. (By 50, 2012)



KUVA 21. Tangon ankkurointi lenkkiä käyttäen (BY50, 2012, 55)

4.3.2 Hitsatut poikkitangot

Betoninormeissa voimaliitoksin hitsattujen poikkitankojen liitosten lujuus saadaan huomioida ankkurointipituuksia laskettaessa. Ankkuroitavan tangon voimasta matkalla l_b saadaan tällöin vähentää poikkitankojen ottama osuus F_{bd} . Hitsattujen poikkitankojen kestävyys lasketaan kaavasta 45, kun ankkuroitavan tangon halkaisija on enintään 12 mm.

(45)

$$F_{bd} = 1,8 \cdot FL \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{1,25} \leq 16 \cdot A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\Phi_t}{\Phi_l}$$

missä

FL on standardin SFS 1251-1997 mukainen liitosluokkaa vastaava kerroin

A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala

f_{yd} on ankkuroitavan tangon laskentalujuus

f_{cd} on betonin puristuslujuus

Φ_t on poikkitangon halkaisija

Φ_l on ankkuroitavan tangon halkaisija

Kun ankkuroitavan tangon halkaisija on yli 12 mm, lasketaan poikkitankojen kestävyys kaavasta

(46)

$$F_{bd} = 1,8 \cdot FL \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{1,25} \leq L_T \cdot \phi_t \cdot \sigma_{cc}$$

missä

$$L_t \quad \text{poikkitangon mitoituspituus} = 1,16 \cdot \phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{cc}}} \leq s$$

$$\sigma_{cc} \quad \text{betonin nimellinen pintapaine} = 10 \cdot (f_{ctd} - \sigma_T) \cdot \left(\frac{c_t}{\phi_t}\right)$$

c_t on ankkuroivan tangon betonipeitteen nimellisarvo

σ_T on ulkoisen kuorman aiheuttama normaalijännitys ristiliitoksen muodostamaa tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa, sen edessä matkalla $0 \dots 3\phi_t$. Puristusjännitys on negatiivinen ja veto positiivinen

s on ankkuroitavien tankojen keskiöväli

Jos ristiliitoksessa on monta poikkitankoa peräkkäin samalla puolella ankkuroitavaa tankoa vähintään 3 kertaa poikkitangon halkaisija ja enintään 10 kertaa ankkuroitavan tangon halkaisijan etäisyydellä toisistaan, voidaan niiden yhdistettynä kapasiteettina käyttää 1,4 -kertaista yhden liitoksen kapasiteetista. Jos poikkitangot ovat ankkuroitavan tangon vastakkaisilla puolilla, voidaan niiden kapasiteetti laskea yhteen. (By 50, 2012)

4.3.3 Ankkurointikappaleet

Ankkurointikappaleen ankkurointikapasiteetti lasketaan betonin paikallisen puristuksen ja halkaisuvetojännitysten kapasiteettien avulla kohdan 4.4 mukaisesti. Lisäksi on tarvittaessa tarkastettava varsinaisen ankkurointikappaleen kestävyys.

4.4 Paikallinen puristus ja halkaisuvetojännitykset

4.4.1 Paikallinen puristuskapasiteetti

Puristavan voima kuormittaessa vain osaa rakenteen pinnasta voidaan betonin kestävä puristusvoima Betoninormeissa laskea kaavasta

(47)

$$F_u = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt[n]{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$$

missä

$$n = 2, \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

A_{c0} on kuormitetun pinnana ala

A_{c1} on kuorman jakautumispinta-ala

f_{cd} on betonin laskentapuristuslujuus

Betonin puristuskestävyys ei kuitenkaan paikallisessa puristuksessa ylitä arvoa

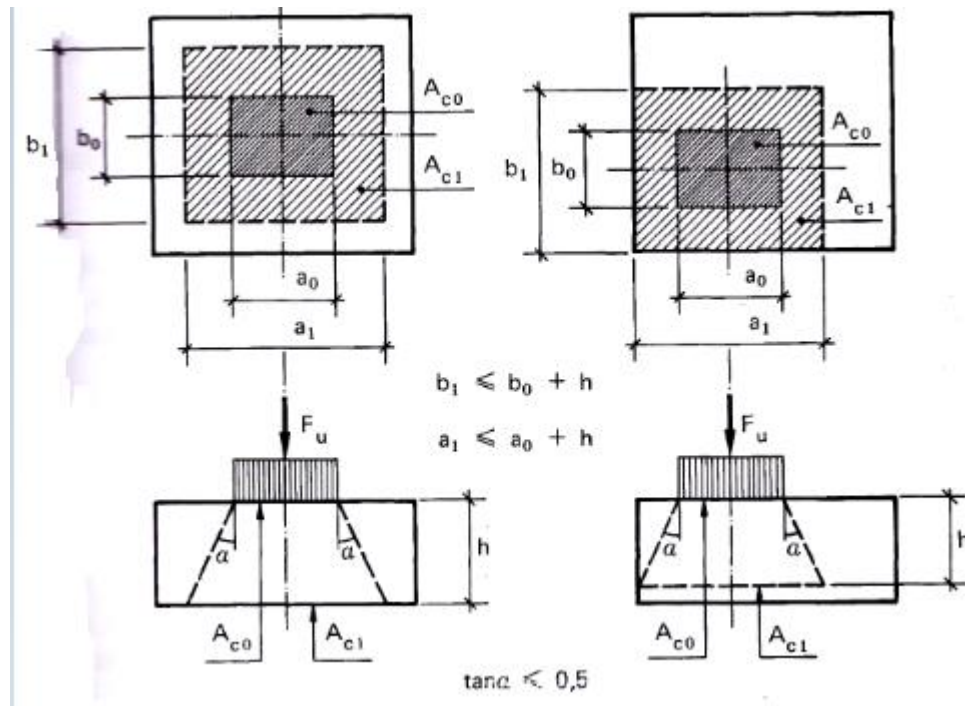
(48)

$$F_{u,max} \leq k \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

missä

$$k = 3, \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Kuorman oletetaan jakautuvan kuvan 22 mukaan siten, että $\tan \alpha = 0,5$.



KUVA 22. Kuormituksen jakautuminen paikallisessa puristuksessa(BY50,2012,59)

4.4.2 Halkaisuvoimat

Paikallisesta puristuksesta aiheutuva halkaisuvoima keskeisessä puristuksessa lasketaan kaavasta (49)

$$F_t = 0,25 \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{b_0}{b_1}\right)$$

missä

F_d on kuormittavan voiman laskenta arvo

b_0 on kuormitetun pinnan sivumitta tarkastelusuunnassa

b_1 on kuorman jakautumispinnan sivumitta tarkastelusuunnassa

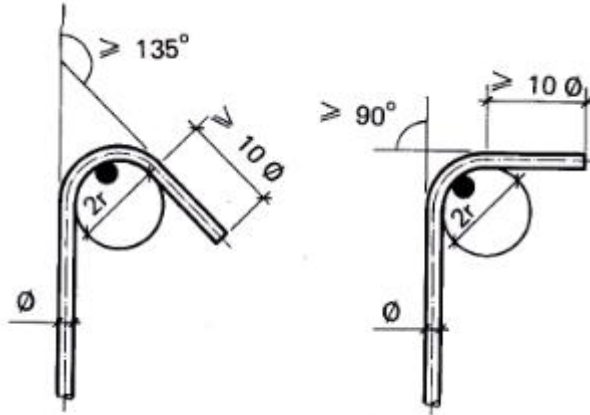
Betoninormeissa voidaan olettaa, että betonin halkaisukapasiteettia ei katsota yleensä ylittyneeksi, jos kaavan 50 ehto toteutuu. Tällöin ei tarvita halkaisuvoimia ottava raudoitusta. Muussa tapauksessa voidaan halkaisuvoimalle laskea tarvittava raudoitus kaavasta 29.

(50)

$$\frac{1,2F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd}$$

4.5 Leikkausraudoituksen ja hakojen ankkurointi

Betoninormeissa hakaraudoituksen ankkurointi tulee toteuttaa kuvan 23 osoittamalla tavalla.



KUVA 23. Haan ankkurointi pitkiä koukkuja käyttäen. (BY50, 2012, 54)

4.6 Limijatkokset

Suoran vedetyn tai puristetun limijatkoksen jatkospituus l_j lasketaan suhteessa ankkurointipituuteen kertoimen k_j avulla kaavasta

(51)

$$l_j = k_j \cdot l_b$$

missä

k_j on taulukon 5 mukainen kerroin

l_b on ankkurointipituus

Kertoimella k_j huomioidaan samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrän vaikutus jatkospituuteen. Jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos niiden keskikohtien väli on pienempi kuin $l_j + 20 \cdot \phi$. Rinnakkaisten limijatkosten kohdalla eri jatkoksissa olevien tankojen vapaa väli on oltava vähintään kaksi kertaa jatkettavien tankojen halkaisija. (By50, 2012)

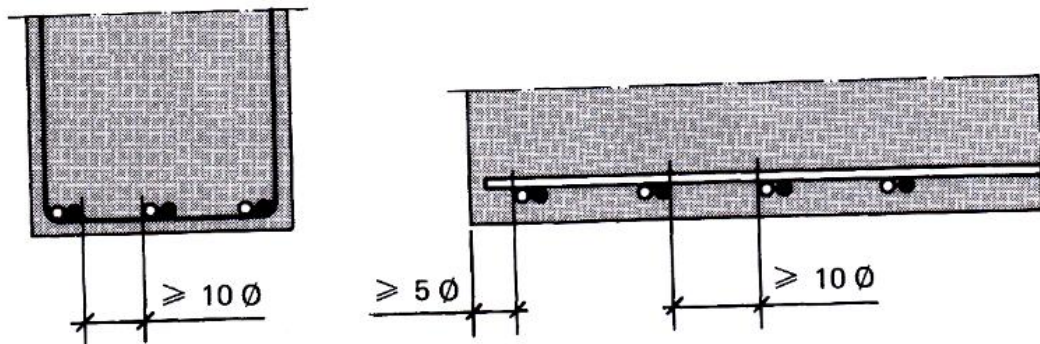
Limijatkoksia voidaan tehdä, joko suorilla tangoilla tai koukkuja käyttäen. Jatkospituutta laskettaessa ankkurointipituuden l_b arvona käytetään suorilla tankoilla käytettäessä kohdan 4.2 mukaista ja koukkuja käytettäessä kohdan 4.3.1 mukaista ankkurointipituuden

arvoa. Jos jatkospituudella käytetään hitsattuja poikkitankoja saadaan niiden vaikutus huomioida ankkurointipituuteen kohdan 4.3.2 mukaisesti.

TAULUKKO 5. Betoninormien mukainen jatkoskerroin k_j (BY 50, 2012, 56)

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus raudoituksen kokonaismäärästä	k_j	
	a	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

Taulukossa 5 käytetään sarakkeen a arvoja, kun jatkosten vapaaväli kohtisuorassa tankoa vastaan on vähintään $10 \cdot \emptyset$ ja jos jatkoskohdan betonipeitteen nimellisarvo on sivusuunnassa on $5 \cdot \emptyset$ tai jatkos sijaitsee nurkassa (ks. kuva 24).



KUVA 24. Ehdot taulukon 3 sarakkeen a käytölle (BY 50, 2012, 56)

Suorien puristustankojen jatkospituuksia laskettaessa saadaan teräslujuudesta f_{yd} kaavassa (39) vähentää kolme kertaa betonin puristuslujuuden suuruinen määrä ja lisäksi jatkoskerroin on samassa poikkileikkauksessa jatkettavien määrästä riippumatta aina 1,0. (By50, 2012)

5 TULOSTEN VERTAILU

5.1 Suoran tangon ankkurointi

Suoran tangon ankkurointia tarkasteltiin liitteiden esimerkkilaskelmien 1.1... 1.8 avulla. Laskelmissa määriteltiin kahdelle leikkausraudoitetulle suorakaidepalkille ja yhdelle leikkausraudoittamattomalle laatalle pääterästen ankkurointivoimat ja -pituudet. Taulukoissa 6... 8 on esitetty laskennan tulokset.

TAULUKKO 6. Palkin 1 laskennan tulokset (esimerkki 1.1-1.3)

Ankkurointivoima	θ	Ankkurointipituus	\emptyset	Laskentamenetelmä
162,38 kN	21,8°	239 mm	16 mm	EC 2
64,95 kN	45°	(84 mm) 160 mm	16 mm	EC 2
68,25 kN	45°	(88 mm) 160 mm	16 mm	B4

TAULUKKO 7. Palkin 2 laskennan tulokset (esimerkki 1.4-1.6)

Ankkurointivoima	θ	Ankkurointipituus	\emptyset	Laskentamenetelmä
40,15 kN	21,8°	104 mm	8 mm	EC2
16,12 kN	45°	(41 mm) 100 mm	8 mm	EC2
16,9 kN	45°	(54 mm) 80 mm	8 mm	B4

TAULUKKO 8. Laatan laskennan tulokset (esimerkki 1.7-1.8)

Ankkurointivoima	Ankkurointipituus	\emptyset	Laskentamenetelmä
37,05 kN(m)	(61 mm) 100 mm	10 mm	EC2
39,06 kN(m)	(80 mm) 100 mm	10 mm	B4

Teräksissä vaikuttava vetovoimaa laskettaessa huomioidaan rakenteen taivutusmomentista ja leikkausvoimasta aiheutuvat voimat. Reunatuilla taivutusmomentin vaikutus on nolla, joten vetovoima aiheutuu vain leikkausvoiman aiheuttamista voimista. Leikkausvoimasta aiheutuvaan terästen vetovoimaan vaikuttavat leikkausraudoituksen määrä, kulma sekä betonin puristussauvan suuntakulma. Laskentaesimerkeissä otaksutaan molemmassa laskentamenetelmissä leikkausraudoituksen määrän olevan sama, jolloin mää-

rääväksi tekijäksi ankkuroitavan voiman suuruudelle asettaa valittu betonin puristussauvan suuntakulma. Puristuspaarten suuntakulma oletetaan Betoninormien mukaisessa tarkastelussa vakioksi 45° . Eurokoodi 2:en mukaan suuntakulmaksi voidaan valita välillä $21,8^\circ \dots 45^\circ$. Laskennan tuloksia tarkastelemalla huomataan, että puristussauvan kulmaksi valittaessa 45° on molempia laskutapoja käytettäessä tulos lähes sama ja eroavaisuudet voimassa aiheutuvat vain kuormituksen ja materiaalien varmuuskertoimista aiheutuvista eroista. Näin ollen voimia tarkasteltaessa betoninormien mukaan laskettaessa teräksiin kohdistuu keskimäärin 5 % suurempi vetovoima. Muutettaessa Eurokoodissa puristussauvan suuntakulmaksi $21,8^\circ$ saavat vetoteräkset suurimman vetovoiman arvonsa ja on noin 58% suurempi kuin Betoninormien laskettu terästen vetovoiman arvo.

Eurokoodissa ei leikkausraudoittamattomille rakenteille esitetä lainkaan leikkauksen aiheuttavan vetovoiman määrää teräksissä, joten esimerkkilaskelmassa on käytetty vastaavaa Betoninormien arvoa, joka on 1,5 kertaa tuella vaikuttavan leikkausvoiman suuruus. Tästä leikkausraudoittamattomien rakenteiden terästen vetovoimissa on eroa vain osavarmuuskertoimien eroista aiheutuva määrä.

Leikkausraudoitetussa rakenteissa puristussauvan suuntakulman ollessa 45° ei ankkurointipituuksissa ole merkittävästi eroja laskentamenetelmien välillä. Merkitseväksi tekijäksi osoittautuu kuitenkin laskentamenetelmien minimiankkurointipituuden erot. Betoninormien mukaisessa tarkastelussa ankkurointipituudenminimi arvo on aina 10 kertaa ankkuroitavan tangon halkaisija, kun taas Eurokoodissa sen arvo on suurin arvoista; 100 mm, 10 kertaa ankkuroitavan tangon halkaisija tai 0,3 kertaa ankkurointipituuden perusarvo (puristustankoja ankkuroitaessa 0,6 kertaa ankkurointipituuden perusarvo). Puristussauvan suuntakulman Eurokoodissa ollessa kulmassa $21,8^\circ$ on ankkurointipituus jälleen suurempi Betoninormien ankkurointipituuteen verrattuna ja eroavaisuus on noin 63 %.

5.2 Koukut ja lenkit

Liitteiden laskuesimerkeissä 2.1 ja 2.2 tarkastellaan koukkujen ankkurointia lisäävää vaikutusta. Tarkastelussa on esimerkkilaskelman 1.1 mukainen palkki, jossa on 16 mm halkaisijaltaan oleva rauditus, joiden suora ankkurointipituus on 239 mm. Taulukossa

9 on esitettyä laskennan ankkurointipituudet ja niiden ankkuroimat voimat. Betonormeissa koukun vaikutus ankkurointipituuteen lasketaan lisäämällä koukun kapasiteettia vastaava osuus, joka on 10 kertaa ankkuroitavan tangon halkaisijan mitta lisättyinä teräksen suoran osan kapasiteettiin. Eurokoodissa koukun ankkurointipituus lasketaan koukun päästä pitkin teräksen keskilinjaa. Jos teräksen betonipeite on suurempi kuin 3 kertaa teräksen halkaisija saadaan koukun ankkurointipituutta pienentää kertoimella α_1 . Jos teräkseen ei vaikuta α - kertoimien mukaisia parantavia vaikutuksia, on ankkurointipituus koukun päästä mitattu ankkurointipituuden perusarvon suuruinen.

TAULUKKO 9. Laskuesimerkkien 2.1 ja 2.2 tulokset.

	BN	EC2
Koukullista terästä vastaava ankkurointipituus	303 mm	327 mm
Koukullista terästä vastaava ankkuroituvoima	47 248 N	44 410 N
Suoran teräksen ankkurointipituus	239 mm	239 mm
Suoran teräksen ankkuroituvoima	37 267 N	32 459 N

Tämän esimerkin laskelmissa Eurokoodin mukainen ankkurointipituus on laskettuna tangon päästä. Laskentatuloksia tarkasteltaessa nähdään, että Eurokoodin ja Betoninormien mukaiset koukkuja vastaavat ankkurointipituudet ja -voimat ovat hyvin lähellä toisiaan ja ne eroavat toisistaan vain 10 %.

5.3 Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat

Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat määritellään Eurokoodissa ja Betoninormeissa lähes samoja laskentamenetelmiä käyttäen, joten näiden tulos erot muodostuvat pääasiassa varmuuskertoimien aiheuttamista eroista kuormituksessa ja materiaaleissa. Betoninormeissa määritetään halkaisuvoimalle ehto, jonka toteutuessa halkaisuvetoraudoitusta ei todennäköisesti tarvita. Eurokoodissa ei vastaava ehto ole määritetty.

5.4 Limijatkokset

Limijatkoksia tarkastellaan esimerkkilaskelmassa 3.1, jossa käytetään apuna kohdan 1.1 mukaista ankkurointipituutta 239 mm ankkurointipituuden perusarvona. Tätä pituutta hyväksi käyttäen lasketaan eri tapauksille tarvittavat jatkospituuden arvot. Taulukosta 9 on laskettuna Eurokoodin ja Betoninormien mukaiset jatkoskertoimet sen mukaan kuinka suuri osa teräksistä on jatkettuna samassa poikkileikkauksessa. Eurokoodissa jatkokset katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos ne ovat alle 1,3 kertaa jatkospituuden etäisyydellä toistaan ja betoninormeissa, jos ne ovat alle jatkospituuden ja kahdenkymmenen tankohalkaisijan etäisyydellä. Betoninormeissa jatkoskertoimet jaetaan a ja b kertoimiin ja näillä huomioidaan terästen etäisyyksien ja betonipeitteen vaikutus. Kertoimen a arvoja käytetään parempien ominaisuuksien vallitessa. Eurokoodissa jatkoskertoimena käytetään α_6 , jonka arvot ovat keskimäärin Betoninormien mukaisen a kertoimen suuruiset.

TAULUKKO 10. Eurokoodin ja Betoninormien mukaiset jatkoskertoimet

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus koko määrään verrattuna	α_6	a	b
$\leq 1/5$	1,0	1,0	1,2
1/3	1,15	1,2	1,6
1/2	1,41	1,3	1,8
$>1/2$	$>1,5$	1,5	2,0

Taulukossa 11 on laskettuna jatkospituudet esimerkkilaskelman 3.1 mukaisessa tarkastelussa. Taulukosta huomataan, että Eurokoodin laskenta arvot sijoittuvat Betoninormien mukaisten sarakkeen a ja b arvojen väliin siten, että Eurokoodin arvot ovat keskimäärin n. 12 % suuremmat kuin sarakkeen a arvot ja n. 17 % pienemmät kuin sarakkeen b arvot.

TAULUKKO 11. Laskuesimerkin 3.1 mukaiset jatkospituudet Eurokoodin ja Betoninormien mukaan

Samassa poikki- leikkauksessa jat- kettavien tankojen osuus koko mää- rään verrattuna	l_0	$l_{j,a}$	$l_{j,b}$
$\leq 1/5$	239 mm	209 mm	250 mm
1/3	275 mm	250 mm	334 mm
1/2	337 mm	271 mm	375 mm
$>1/2$	359 mm	313 mm	417 mm

6 YHTEENVETO

Tuloksia tarkasteltaessa huomataan, että Eurokoodin ja Betoninormien mukaisissa menetelmissä on tietyillä osin suuriakin eroavaisuuksia. Ankkurointivoimaa määritettäessä, jos leikkausraudoituksen ja puristussauvan suuntakulmat ovat samat sekä rakenteiden leikkausraudoitukset ovat samanlaiset, ovat leikkausvoimasta aiheutuvat vetovoimat teräksissä lähes saman suuruiset siten, että ankkurointivoima on noin 5 % suurempi Betoninormien mukaan laskettuna. Eurokoodissa valittaessa puristusdiagonaalin suuntakulman arvoksi $21,8^\circ$ on leikkausvoimasta aiheutuva vetovoima suurimmillaan. Betoninormeissa puristusdiagonaalin suuntakulman oletetaan olevan vakio 45° , jolloin ankkurointivoiman suuruus Eurokoodin suurimpaan arvoon verrattuna on 58 % pienempi. Leikkausraudoittamattomissa rakenteissa Eurokoodin mukaan ei määritellä leikkausvoimasta pääraudoitukseen aiheutuvaa vetovoimaa, Betoninormeissa sen arvo on 1,5 kertaa leikkausvoiman arvo.

Suoran raudoituksen ankkurointipituuksia laskettaessa ankkurointipituuden perusarvon laskennassa käytetään lähes samaa kaavaa. Kaavassa olevat tartuntalujuuden arvot kuitenkin määritetään eri kaavoista. Eurokoodissa määritetään lisäksi ankkurointipituuden mitoitusarvo, jolla huomioidaan ankkurointiin vaikuttavia parantavia tekijöitä, joita ovat muun muassa betonipeitteen paksuus ja kohtisuoran poikittaispaineen vaikutus. Jos Eurokoodin laskennassa ei ole ankkurointia parantavia vaikutuksia on ankkurointipituus perusarvon suuruinen. Betoninormeissa paikallisen puristuksen aiheuttama ankkurointin parantava vaikutus huomioidaan korottamalla tartuntalujuuden laskennassa käytettävän kertoimen arvoa 50 %, kun vastaava Eurokoodissa lasketaan ankkurointipituuden mitoitusarvoa laskettaessa kertoimen α_5 avulla. Ankkurointivoimaa tarkasteltaessa, kun ristikkomallin puristusdiagonaalin suuntakulma on molemmissa sama 45° , ovat ankkurointipituudet hyvin lähellä toisiaan. Eurokoodissa puristusdiagonaalin ollessa $21,8^\circ$ ovat ankkurointipituuksien arvot kauimpana toisistaan siten, että Eurokoodin arvot ovat 63 % suuremmat. Minimiankkurointipituuksia tarkasteltaessa on huomioitavaa, että Betoninormeissa ankkurointipituuden on oltava aina vähintään kymmenen kertaa ankkuroitavan tangon halkaisija, kun Eurokoodissa vastaava on aina vähintään 100 mm. Tämä tulee kuitenkin määrääväksi vain ohuilla tankohalkaisijoilla.

Koukkuja käytettäessä huomioidaan, että Eurokoodin mukaan lasketun koukun ankkurointikapasiteetti on noin 10 % suurempi Betoninormeihin verrattuna. Mikäli Eurokoodissa ankkuroitavan koukun betonipeite on riittävä voidaan käyttää ankkurointipituudelle yksinkertaistusta ekvivalenttia ankkurointipituutta.

Paikallisen puristuksen sekä halkaisuvoimien laskennassa on käytössä samat laskenta-kaavat, joten näiden laskentatuloksissa ei ole merkittäviä eroja. Betoninormeissa määritellään ehto, jonka toteutuessa halkaisukapasiteetti ei todennäköisesti ole ylitetty. Vastaava ehto ei ole Eurokoodissa esitetty.

Limijatkosten jatkospituudet määritellään molemmissa ohjeissa verrannollisena jatkoskertoimeen. Jatkospituuden laskennassa saadaan huomioida suorien tankojen ankkuroinnin tavoin tankojen ankkurointia parantavia tekijöitä. Laskentatulosten perusteella Eurokoodin mukaan lasketut jatkospituudet ovat 12 % suuremmat, kun Betoninormeissa käytetään jatkoskertoimena a-kerrointa ja 17 % pienemmät, kun käytetään b-kerrointa.

LÄHTEET

www.eurocode.fi

www.ymparisto.fi

Leskelä M., EN 1992-1-1: Uusi Eurocode standardi betonirakenteiden suunnittelua varten

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2009. Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet

RIL 131-2004. Betoninormit

RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje

SFS-EN 1992-1-1+AC

Suomen Betoniyhdistys. 1985. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1. BY202

Suomen Betoniyhdistys. 1995. Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. BY203

Suomen Betoniyhdistys. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. BY210

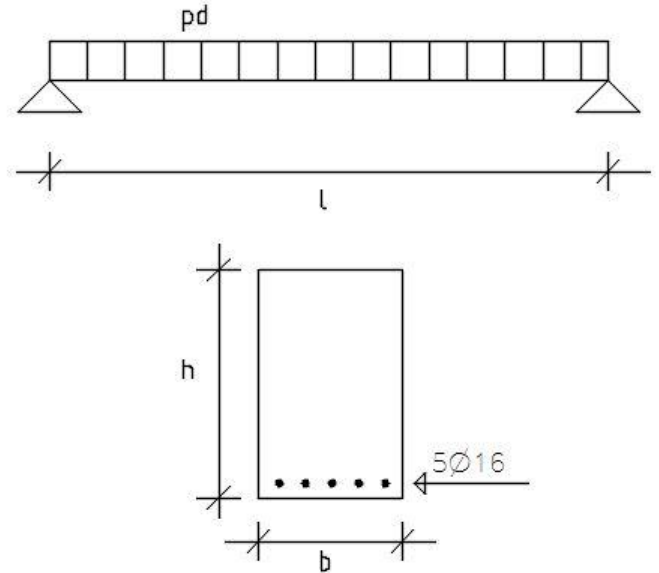
Suomen Betoniyhdistys. 2012. Betoninormit 2012. BY50

University of Texas at Austin. Williams C., Deschenes D., Bayrak o., 2012. Strut-and-Tie Model Design Exaples for Bridges: Final Reports

LITTEET

1.1 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2

h	600 mm
b	380 mm
l	6000 mm
p_d	$43,3 \frac{kN}{m}$
Betonin	C25/30-2
f_{ctd}	$1,2 \frac{N}{mm^2}$
Pääraudoitus	5 $\phi 16$
betonipeite	30 mm
α	90°
θ	$21,8^\circ$
α	90°
$c_{nom.}$	30 mm



Mitoitus leikkausvoima

$$V_{Ed} = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{43,3 \frac{kN}{m} \cdot 6 m}{2} = 129,9 kN$$

Ankkurointivoima

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{1}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot V_{Ed}$$

$$= \frac{1}{2} (2,5 - 0) \cdot 129,9 kN = 162,38 kN$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{162380 N}{1005 mm^2} = 161,57 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{N}{mm^2} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{bd,rqd} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16 mm}{4 \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2}} = 239 mm$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 239 \text{ mm} = 208 \text{ mm}$$

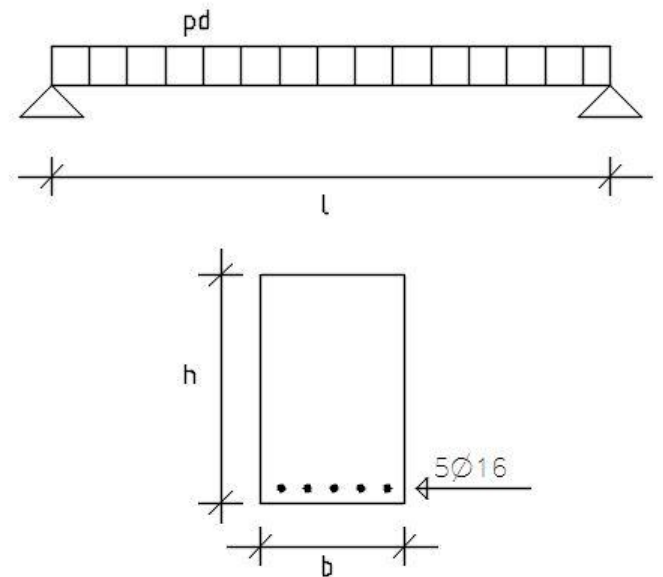
Minimiankkurointipituuden tarkistus

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max\{0,3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \varnothing, 100\text{mm}\} = \{71,7\text{mm}, 160\text{mm}, 100\text{mm}\} \\ &= 160 \text{ mm} < 208 \text{ mm ok.} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow l_{bd} = 208 \text{ mm}$$

1.2 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2

h	600 mm
b	380 mm
l	6000 mm
p_d	$43,3 \frac{kN}{m}$
Betonin	C25/30-2
f_{ctd}	$1,2 \frac{N}{mm^2}$
Pääraudoitus	5 $\phi 16$
betonipeite	30 mm
θ	45°
α	90°



Mitoitus leikkausvoima

$$V_{Ed} = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{43,3 \frac{kN}{m} \cdot 6 m}{2} = 129,9 kN$$

Ankkurointivoima

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{1}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot V_{Ed} \\ &= \frac{1}{2} (1 - 0) \cdot 129,9 kN = 64,95 kN \end{aligned}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{64950 N}{1005 mm^2} = 64,63 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{N}{mm^2} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{bd,rqd} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{64,63 \frac{N}{mm^2} \cdot 16 mm}{4 \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2}} = 96 mm$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

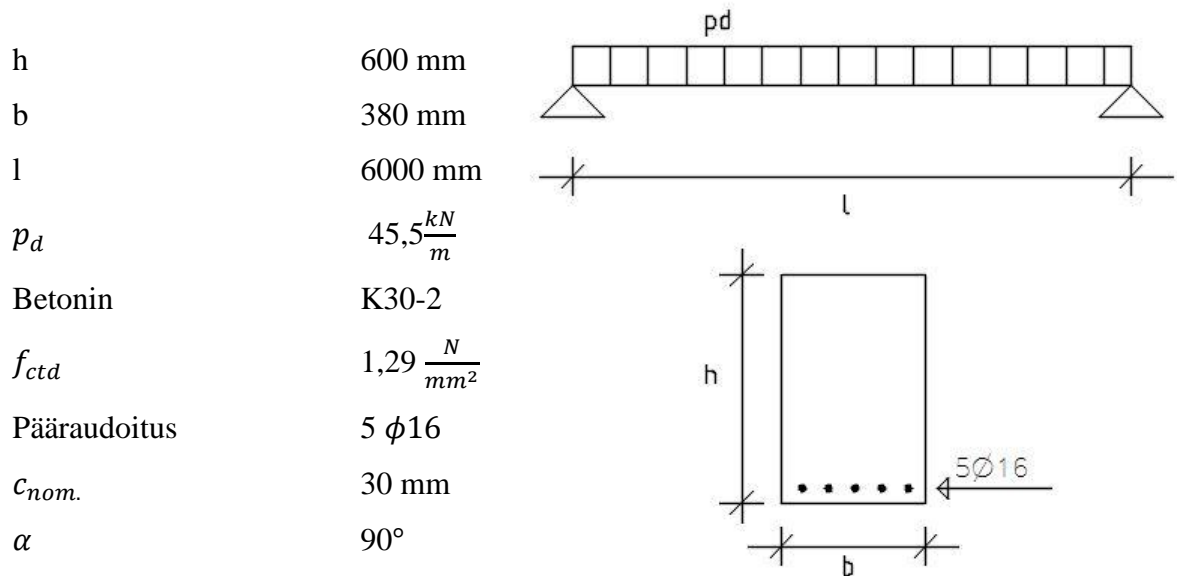
$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 96 mm = 84 mm$$

Minimiankkurointipituuden tarkistus

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max\{0,3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 mm\} = \{71,7 mm, 160 mm, 100 mm\} \\ &= 160 mm > 84 mm \end{aligned}$$

$$\Rightarrow l_{bd} = 160 \text{ mm}$$

1.3 Suorakaidepalkin raudituksen ankkurointi tuella Betoninormit



Mitoitus leikkausvoima

$$V_d = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{45,5 \frac{kN}{m} \cdot 6 m}{2} = 136,5 kN$$

Ankkurointivoima

$$N_s = \frac{M_d}{z} + k_a \cdot V_d = k_a \cdot V_d = 0,5 \cdot 136,5 kN = 86,61 kN$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{136500 N}{1005 mm^2} = 67,9 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bm} = k_b \cdot f_{ctd} = 2,4 \cdot 1,29 \frac{N}{mm^2} = 3,1 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituus

$$l_b = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bm}} = \frac{67,9 \frac{N}{mm^2} \cdot 16 mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 87 mm$$

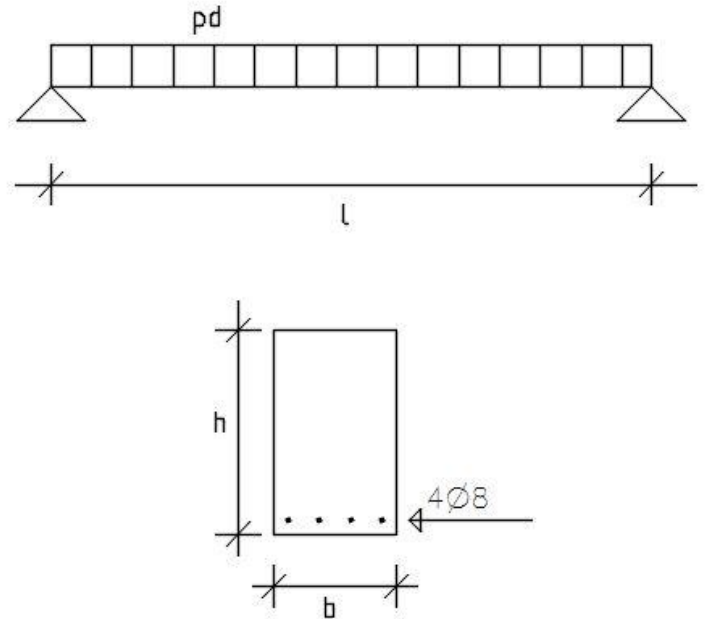
Minimi ankkurointipituuden tarkistus

$$l_{b,min} = 10 \cdot \phi = 10 \cdot 16 mm = 160 mm < 87 mm, ok.$$

$$\Rightarrow l_b = 160 mm$$

1.4 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan

h	500 mm
b	300 mm
l	4000 mm
p_d	$16,06 \frac{kN}{m}$
betoni	C25/30-2
f_{ctd}	$1,2 \frac{kN}{m}$
pää rauditus	$4\phi 8$
betonipeite	30 mm
θ	$21,8^\circ$
α	90°
Mitoitus leikkausvoima	



$$V_{Ed} = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{16,06 \frac{kN}{m} \cdot 4 m}{2} = 32,12 kN$$

Ankkurointivoima

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{1}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot V_{Ed} \\ &= \frac{1}{2} (2,5 - 0) \cdot 32,12 kN = 40,15 kN \end{aligned}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{40150 N}{201 mm^2} = 200 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{N}{mm^2} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{bd,rqd} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{200 \frac{N}{mm^2} \cdot 8 mm}{4 \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2}} = 148 mm$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 148 mm = 104 mm$$

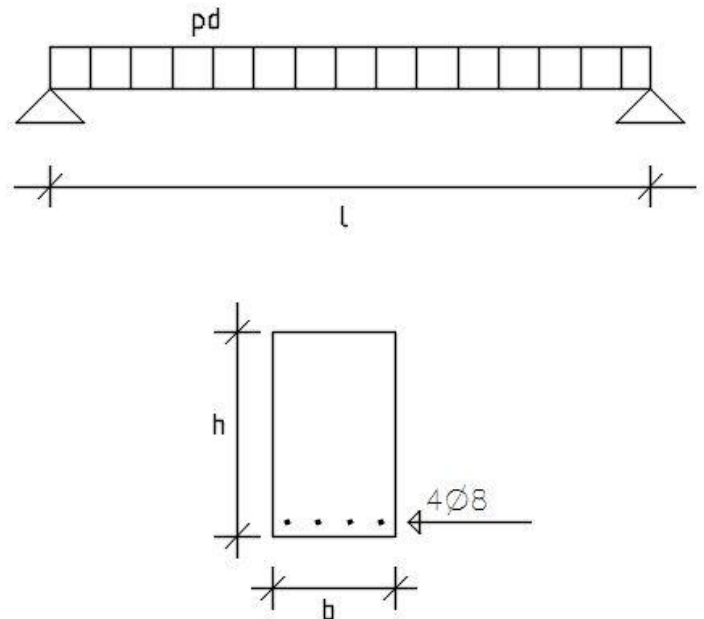
Minimiankkurointipituuden tarkistus

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max\{0,3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 mm\} = \{44 mm, 80 mm, 100 mm\} = 100 mm \\ &< 104 mm \text{ ok.} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow l_{bd} = 104mm$$

1.5 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan

h	500 mm
b	300 mm
l	4000 mm
p_d	$16,06 \frac{kN}{m}$
betoni	C25/30-2
f_{ctd}	$1,2 \frac{kN}{m}$
pää rauditus	$4\phi 8$
betonipeite	30 mm
θ	45°
α	90°



Mitoitus leikkausvoima

$$V_{Ed} = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{16,06 \frac{kN}{m} \cdot 4 m}{2} = 32,12 kN$$

Ankkurointivoima

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{1}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot V_{Ed} \\ &= \frac{1}{2} (1 - 0) \cdot 32,12 kN = 16,12 kN \end{aligned}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{16060 N}{201 mm^2} = 80 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{N}{mm^2} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{bd,rqd} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{80 \frac{N}{mm^2} \cdot 8 mm}{4 \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2}} = 59 mm$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

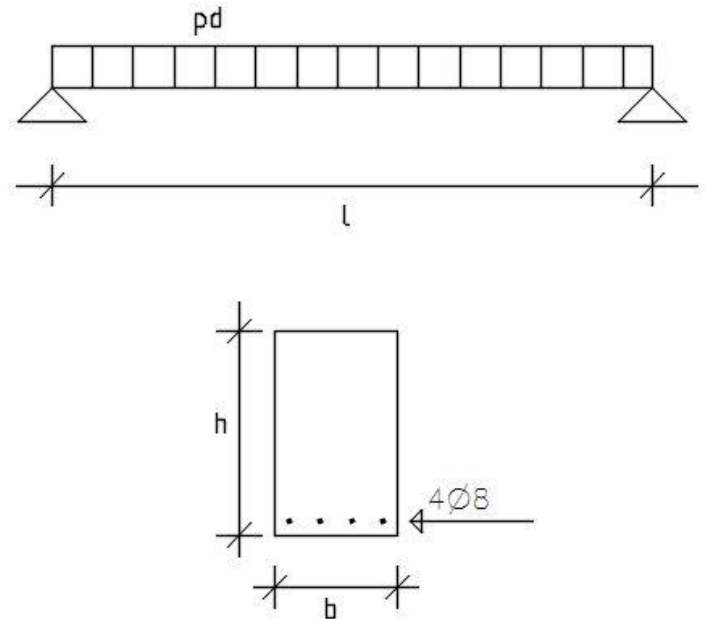
$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 59 mm = 41 mm$$

Minimiankkurointipituuden tarkistus

$$l_{b,min} = \max\{0,3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \emptyset, 100mm\} = \{18 \text{ mm}, 80 \text{ mm}, 100 \text{ mm}\} = 100 \text{ mm}$$
$$> 41 \text{ mm}$$
$$\Rightarrow l_{bd} = 100 \text{ mm}$$

1.6 Suorakaidepalkin ankkurointimitoitus Betoninormien mukaan

h	500 mm
b	300 mm
l	4000 mm
p_d	$16,9 \frac{kN}{m}$
Betonin	K30-2
Pääraudoitus	4 $\phi 8$
f_{yd}	$417 \frac{N}{mm^2}$
f_{ctd}	$1,29 \frac{N}{mm^2}$
$c_{nom.}$	30 mm
α	90°



Mitoitus leikkausvoima

$$V_d = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{16,9 \frac{kN}{m} \cdot 4 m}{2} = 33,8 kN$$

Ankkurointivoima

$$N_s = \frac{M_d}{z} + k_a \cdot V_d = k_a \cdot V_d = 0,5 \cdot 33,8 kN = 16,9 kN$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{16900 N}{201 mm^2} = 84 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bm} = k_b \cdot f_{ctd} = 2,4 \cdot 1,29 \frac{N}{mm^2} = 3,1 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituus

$$l_b = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bm}} = \frac{84 \frac{N}{mm^2} \cdot 8 mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 54 mm$$

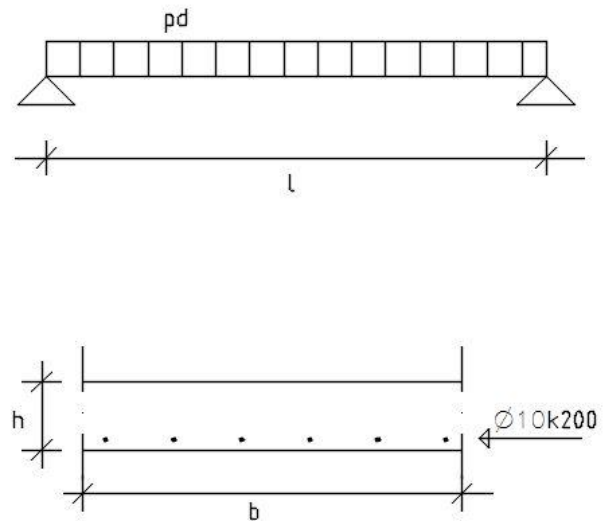
Minimi ankkurointipituuden tarkistus

$$l_{b,min} = 10 \cdot \phi = 10 \cdot 8 mm = 80 mm > 54 mm, ok.$$

$$\Rightarrow l_b = 80 \text{ mm}$$

1.7 Laatan ankkurointimitoitus Eurokoodi 2:n mukaan

h	200 mm
b	1000 mm
l	4200 mm
p_d	$11,75 \frac{kN}{m}$
Betonin	C25/30-2
Pääraudoitus	$\phi 10$ k200
f_{ctd}	$1,2 \frac{N}{mm^2}$
c_{nom}	30 mm



Mitoitus leikkausvoima

$$V_{Ed} = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{11,75 \frac{kN}{m} \cdot 4,2 m}{2} = 24,7 kN(m)$$

Ankkurointivoima

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{M_{Ed}}{z} + 1,5V_{Ed} \\ &= 1,5 \cdot 24,7 kN = 37,05 kN(m) \end{aligned}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{F_{td}}{A_s} = \frac{37050 N(m)}{393 mm^2(/m)} = 94,27 \frac{N}{mm^2} (/m)$$

Tartuntalujuus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{N}{mm^2} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{bd,rqd} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{94,27 \frac{N}{mm^2} (/m) \cdot 10 mm}{4 \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2}} = 87 mm(/m)$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 87 mm = 61 mm$$

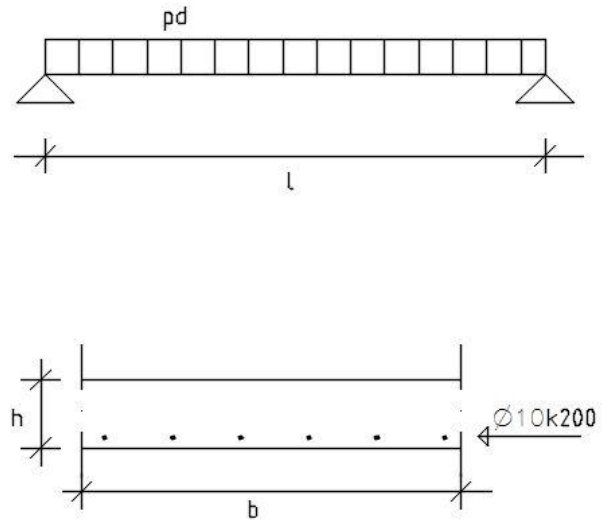
Minimiankkurointipituuden tarkistus

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max\{0,3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 mm\} = \{17,4 mm, 100 mm, 100 mm\} \\ &= 100 mm > 61 mm \end{aligned}$$

$\Rightarrow l_{bd} = 100 mm$

1.8 Laatan ankkurointimitoitus Betoninormien mukaan

h	200 mm
b	1000 mm
l	4200 mm
p_d	$12,4 \frac{kN}{m}$
Betonin	K30-2
Pääraudoitus	T10 k200
f_{ctd}	$1,29 \frac{N}{mm^2}$
$c_{nom.}$	30 mm



Mitoitus leikkausvoima

$$V_d = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{12,4 \frac{kN}{m} \cdot 4,2 m}{2} = 26,04 kN$$

Ankkurointivoima

$$N_s = \frac{M_d}{z} + k_a \cdot V_d = k_a \cdot V_d = 1,5 \cdot 26,04 kN = 39,06 kN$$

Teräsännitys

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{39060 N}{393 mm^2} = 99,4 \frac{N}{mm^2}$$

Tartuntalujuus

$$f_{bm} = k_b \cdot f_{ctd} = 2,4 \cdot 1,29 \frac{N}{mm^2} = 3,1 \frac{N}{mm^2}$$

Ankkurointipituus

$$l_b = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{4 \cdot f_{bm}} = \frac{99,4 \frac{N}{mm^2} \cdot 10 mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 80 mm$$

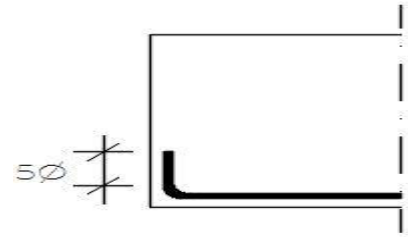
Minimi ankkurointipituuden tarkistus

$$l_{b,min} = 10 \cdot \phi = 10 \cdot 10 mm = 100 mm > 80 mm$$

$\Rightarrow l_b = 100 mm$

2.1 Koukun vaikutus ankkurointivoimaan Eurokoodi 2:n mukaan laskussa 1.1

l_{bd}	239 mm (suora tanko)
\emptyset	16 mm
\emptyset_m	64 mm
f_{bd}	$2,7 \frac{N}{mm^2}$
$c_{nom.}$	30 mm



Koukullisen tangon ankkurointipituus

$$l_{b,rqd} = 5 \cdot \emptyset + \left(\emptyset_m + \frac{\emptyset}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{4} + l_{b,rqd}(suora) - \emptyset - \frac{\emptyset_m}{2}$$

$$= 80 \text{ mm} + 56 \text{ mm} + 239 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 32 \text{ mm} = 327 \text{ mm}$$

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 327 \text{ mm} = 327 \text{ mm}$$

Koukullisen raudoitteen ankkuroima voima

$$F_{bu,k} = l_{bd} \cdot u_s \cdot f_{bd} = 327 \text{ mm} \cdot 50,3 \text{ mm} \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2} = 44\,410 \text{ N}$$

Suoran raudoitteen ankkuroima voima

$$F_{bu,s} = l_{bd} \cdot u_s \cdot f_{bd} = 239 \text{ mm} \cdot 50,3 \text{ mm} \cdot 2,7 \frac{N}{mm^2} = 32\,459 \text{ N}$$

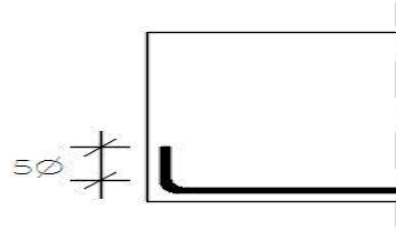
Koukun vähentävä vaikutus

$$F_b = F_{bu,k} - F_{bu,s} = 11\,951 \text{ N}$$

$$\frac{F_b}{F_{bu,s}} \cdot 100\% = \frac{11\,951 \text{ N}}{32\,459 \text{ N}} \cdot 100\% = 36,8 \%$$

2.2 Koukun vaikutus ankkurointivoimaan Betoninormien mukaan laskussa 1.1

\emptyset	16 mm
f_{bm}	$3,1 \frac{N}{mm^2}$
l_b	239 mm



Koukun vaikutus ankkurointipituuteen

$$l_{bh} = k_h \cdot \emptyset = 10 \cdot 16 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = l_b - \emptyset_m - \emptyset + l_{bh} = 239 \text{ mm} - 80 \text{ mm} - 16 \text{ mm} + 160 \text{ mm} = 303 \text{ mm}$$

Koukun ankkuroima voima

$$F_{bu} = f_{bm} \cdot u_s \cdot l_{bd}$$

$$F_{bu,k} = 3,1 \frac{N}{mm^2} \cdot 50,3 \text{ mm} \cdot 303 \text{ mm} = 47\,248 \text{ N}$$

Suoran tangon ankkuroima voima

$$F_{bu,s} = 3,1 \frac{N}{mm^2} \cdot 50,3 \text{ mm} \cdot 239 \text{ mm} = 37\,267 \text{ N}$$

Koukun vaikutus
ankkurointivoima

$$\frac{F_{bu,k} - F_{bu,s}}{F_{bu,s}} \cdot 100\% = \frac{47\,248 \text{ N} - 37\,267 \text{ N}}{37\,267 \text{ N}} \cdot 100\% = 26,8 \%$$

ankkurointipituus

$$\frac{l_{bd} - l_b}{l_b} \cdot 100\% = \frac{303 \text{ mm} - 239 \text{ mm}}{239 \text{ mm}} \cdot 100\% = 26,8 \%$$

3.1Jatkospituuksien laskenta vertailu Eurokoodi ja Betoninormit esimerkkilaskelma 1.1 arvoilla

Eurokoodin mukaiset jatkospituudet

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{bd,rqd}$$

$$l_{0,1/5} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 239 \text{ mm} = 239 \text{ mm}$$

$$l_{0,1/3} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 239 \text{ mm} = 275 \text{ mm}$$

$$l_{0,1/2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,41 \cdot 239 \text{ mm} = 337 \text{ mm}$$

$$l_{0,=>} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 239 \text{ mm} = 359 \text{ mm}$$

Betoninormien mukaiset jatkospituudet

$$l_j = 0,25 \cdot k_j \cdot \frac{\sigma_s \cdot \emptyset}{4 \cdot f_{bm}}$$

Käytettäessä taulukon 5 sarakkeen a arvoja:

$$l_{j,a,1/5} = 1,0 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 209 \text{ mm}$$

$$l_{j,a,1/3} = 1,2 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 250 \text{ mm}$$

$$l_{j,a,1/2} = 1,3 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 271 \text{ mm}$$

$$l_{j,a,=>} = 1,5 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 313 \text{ mm}$$

Käytettäessä taulukon 5 sarakkeen b arvoja

$$l_{j,b,1/5} = 1,2 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 250mm$$

$$l_{j,b,1/3} = 1,6 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 334 \text{ mm}$$

$$l_{j,b,1/2} = 1,8 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 375 \text{ mm}$$

$$l_{j,b,\Rightarrow} = 1,2 \cdot \frac{161,57 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm}{4 \cdot 3,1 \frac{N}{mm^2}} = 417 \text{ mm}$$