

KARELIA-AMMATTIKORKEAKOULU  
Rakennustekniikan koulutusohjelma

Simo Liukku

PAALUPERUSTUSTEN MITOITUS EUROKOODIEN MUKAISESTI

Opinnäytetyö  
Kesäkuu 2018



**OPINNÄYTETYÖ**  
**Kesäkuu 2018**  
**Rakennustekniikan koulutusohjelma**

Tikkarinne 9  
80200 JOENSUU  
+358 13 260 600 (vaihde)

Tekijä(t)

Simo Liukku

Nimeke

Paaluperustusten mitoitus eurokoodien mukaisesti

Toimeksiantaja

Ri-Plan Oy

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö tehtiin toimeksiantona Ri-Plan Oy:lle. Yrityksellä on yli 20 vuoden kokemus kaikenlaisesta rakennusalaan liittyvästä suunnittelusta, rakennuttamisesta ja valvonnasta.

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli tutustua paaluperustusten eurokoodien mukaiseen mitoitukseen. Työn tavoitteena oli luoda kyseisten määräysten ja ohjeiden mukainen mitoitus pohja, jonka tehtävänä on helpottaa ja nopeuttaa paaluperustusten suunnittelu työtä. Mitoitus pohja luotiin eurokoodien ja niitä mukailevien teosten ja julkaisujen kaavojen mukaisesti. Työssä keskitytään paaluanturan mitoitukseen ja paalujen toiminta ja mitoitus käydään läpi vain periaatteen tasolla.

Paaluperustuksia käytetään yleensä savikoille ja löyhien maakerrosten päälle rakennettaessa. Paalut tukeutuvat syväälle maahan kantavaan maakerrokseen ja toimivat yhdessä paaluanturan kanssa rakenteiden perustana. Paaluperustusten mitoitus eroaa huomattavasti maanvaraisien anturoiden mitoituksesta.

Työn lopputuotteena syntyi Excel-alustainen mitoitus pohja, jolla suunnittelija voi mitoittaa pilarianturan neljällä teräsbetoni- tai teräspaalulla sekä perusmuurianturan teräsbetoni- tai teräspaalupareilla.

Mitoitus pohjaa tehdessä tuli ilmi, että käytännössä paalujen keskiövälit ja sijaintipointeamat määrittävät paaluanturan sivumitat. Anturan paksuuden taas mitoittaa yleensä pilaripaaluanturoissa puristuskaistan kestävyys ja perusmuurianturassa leikkauskestävyys.

Kieli

suomi

Sivuja 54

Liitteet 1

Liitesivumäärä 13

Asiasanat

paaluperustus, eurokoodi, mitoitus pohja



**THESIS**  
**June 2018**  
**Degree Programme in Construction**  
**Engineering**

Tikkarinne 9  
80200 JOENSUU  
FINLAND  
+358 13 260 600

**Author(s)**

Simo Liukku

**Title**

Structural Designing of Pile Foundations According to Eurocode

Commissioned by  
Ri-Plan Oy

**Abstract**

This thesis was commissioned by Ri-Plan Oy. The company has over 20 years of experience in construction industry.

The purpose of this thesis was to take a look into structural designing of pile foundations according to Eurocode. The aim was to create a design tool, the mission of which is to simplify and speed up the design process. The design tool was created according to Eurocode and publications, which have been made according to Eurocode. The focus in this thesis is in the pad footing. The operation and design of piles are reviewed only in principle.

Pile foundations are usually needed when constructing on loose grounds like clay. The piles bear deep in the stiff ground or rock and together with the pad footing they form the base of the building. The structural design of pile foundations is very different compared to ground-supported foundations.

The design tool is based on Excel and with it the designer can design a column footing with four piles and a foundation wall footing with pile pairs. While finishing the tool, it was found that the distance between piles and position deviations define the width of the footing. The strength of the compression truss usually defines the thickness of a column footing. The shear stability defines the thickness of a foundation wall footing.

**Language**

Finnish

Pages 54

Appendices 1

Pages of Appendices 13

**Keywords**

pile foundation, Eurocode, design platform

## Sisältö

1	Johdanto.....	5
2	Opinnäytetyön tarkoitus, tavoite ja tehtävä .....	5
3	Paaluperustukset.....	6
3.1	Paalutyypit.....	7
3.2	Paalun kestävyys.....	8
3.3	Paalukuormat .....	9
4	Paaluantura .....	13
4.1	Ristikkomenetelmä ja taivutusteoria paaluanturan mitoituksessa.....	15
4.2	Pilaripaaluanturan mitoitus.....	17
4.2.1	Sauvavoimat ja vetoterästen poikkileikkausala .....	18
4.2.2	Ansaskulma .....	21
4.2.3	Puristuskaistan kestävyys .....	24
4.2.4	Solmujen kestävyys .....	25
4.2.5	Vetoterästen ankkurointi .....	28
4.2.6	Ripustusraudoitus .....	35
4.2.7	Leikkauskestävyys.....	36
4.2.8	Lävistysmitoitus .....	37
4.2.9	Kaatumisvarmuus.....	39
4.3	Perusmuuripaaluanturan mitoitus .....	43
4.3.1	Poikkileikkausmitat ja pääraudoitus .....	43
4.3.2	Leikkaustarkastelu .....	47
4.4	Erillisanturat.....	48
5	Mitoituspohjan suunnittelu ja toteutus .....	49
6	Pohdinta ja jatkokehitysideat .....	54
	Lähteet .....	55

## Liitteet

Liite 1 Mitoituspohjan sisältö

## 1 Johdanto

Yleensä rakennusten perustamistapa määräytyy geoteknisen suunnittelijan tekemän perustamistapalausunnon pohjalta. Talonrakennuskohteissa ensisijaisesti pyritään käyttämään maanvaraisia perustuksia. Joskus maan varaan perustaminen ei kuitenkaan ole mahdollista painumien, siirtymien, kiertymien tai jonkun muun syyn, kuten lähirakennusten sijainnin tai perustamistavan vuoksi. Tällöin tarvitaan paaluperustus. (Jääskeläinen 2009, 52.)

Paaluperustuksia käytetään yleensä savikoille ja löyhien maakerrosten päälle rakennettaessa. Paalut tukeutuvat syvälle maahan kantavaan maakerrokseen ja toimivat yhdessä paaluanturan kanssa rakenteiden perustana. Paaluperustusten mitoitus eroaa huomattavasti maanvaraisien anturoiden mitoituksesta.

Tässä opinnäytetyössä esitellään pilari- ja perusmuuripaaluanturoiden eurokoodin mukaista mitoitusta käyttäen apuna eurokoodeja ja standardeja mukailevia teoksia. Työssä keskitytään paaluanturan mitoitukseen ja paalujen toiminta ja mitoitus käydään läpi vain periaatteen tasolla. Työn lopputuotteena tehdään toimeksiantona paaluperustuksille mitoituspohja.

## 2 Opinnäytetyön tarkoitus, tavoite ja tehtävä

Tämä opinnäytetyö tehtiin toimeksiantona Ri-Plan Oy:lle. Yrityksellä on yli 20 vuoden kokemus kaikenlaisesta rakennusalaan liittyvästä suunnittelusta, rakennuttamisesta ja valvonnasta.

Työn tarkoituksena on lisätä toimeksiantajayrityksen henkilöstön tietoisuutta eurokoodien mukaisesta paaluperustusten mitoituksesta. Tavoitteena on luoda heille kyseisten määräysten mukainen paaluperustusten mitoituspohja, jonka

tehtävänä on helpottaa ja nopeuttaa suunnittelutyötä. Mitoituspohjan sekä teoriaosuuden sisältö rajataan talonrakennuskohteisiin.

### 3 Paaluperustukset

Paaluperustusten käyttö Suomessa on yleistynyt jatkuvasti. Osaltaan tähän vaikuttaa puute hyvistä rakennuspaikoista kaupungeissa, jolloin myös heikkopohjaisille alueille joudutaan rakentamaan. Myös kehitys paaluteollisuudessa sekä paalutustyön nopeus muihin ratkaisuihin verrattuna ovat lisänneet paaluperustusten käyttöä myös siellä, missä perustukset voitaisiin toteuttaa muillakin tavoilla. (Jääskeläinen 2009, 52.)

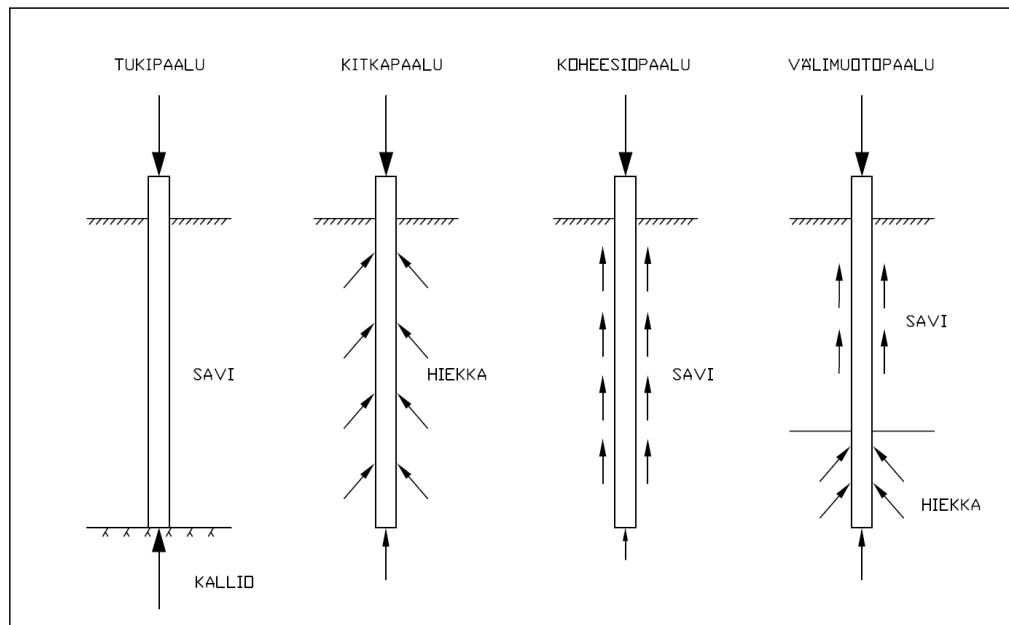
Rakennesuunnittelija suunnittelee paaluperustukset geoteknisen suunnittelijan antaman perustamistapalausannon perusteella. Lausunnossa esitetään yksittäisen paalun suurin sallittu puristuskestävyys  $F_{Rd}$  (käytetään myös merkintää  $R_{d,paalu}$  tai  $F_p$ ) eli paalun kapasiteetti sekä mahdollinen negatiivisen vaippahanauksen vaikutus. Näiden perusteella rakennesuunnittelija mitoittaa tarvittavan paalumäärän, paalujaon sekä suunnittelee paaluanturan.

Paalulla tarkoitetaan hoikkaa, maahan asennettavaa rakenneosaa, joka siirtää yläpuolisten rakenteiden kuormia paaluanturan alapinnasta kalliolle, kantavaan maakerrokseen tai painuvan maakerroksen perustamistasolle (RIL 254-1-2016, 19). Talonrakennuskohteissa paalut ovat materiaaliltaan joko teräsbetonia tai terästä. Betonipaalut voidaan tehdä joko työmaalla paikallavaluna tai esivalmistetisena. Teräspaalut tehdään poikkeuksetta tehtaalla. Paalun alapää pyritään ulottamaan kallioon saakka, jos se on taloudellisesti järkevää toteuttaa, muussa tapauksessa paalut ulotetaan niin syväälle kantavaan maakerrokseen kuin ne menevät. Paalun päälle tehdään paaluantura yleensä paikallavaluna.

### 3.1 Paalutyypit

Eurooppalaisten toteutusstandardien mukaan paalut jaetaan kahteen pääryhmään: maata syrjäyttämättömät paalut ja maata syrjäyttävät paalut. Maata syrjäyttämättömiä paaluja ovat kaivin- ja porapaalut. Kaivettavat paalut asennetaan maahan joko suojaputken avulla, tai kaivamalla sille reitti maahan, jonka jälkeen suojaputki tai kaivanto valetaan raudoitetulla tai raudoittamattomalla betonilla. Maata syrjäyttävät paalut asennetaan maahan lyömällä, puristamalla, täryttämällä, poraamalla tai näiden yhdistelmillä, jolloin maata ei poisteta tai siirretä. (RIL 254-1-2016, 15–16.)

Suomessa paalutyypeistä yleisempi on maata syrjäyttävät paalut, jotka voidaan jakaa edelleen toiminnallisuuden perusteella tuki-, kitka- ja koheesiopaaluihin. Suomessa talonrakennuksessa käytetään miltei yksinomaan tukipaaluja. Ne pyritään mahdollisuuksien mukaan lyömään kallioon saakka, mutta myös tiivisrakenteinen maakerros tuottaa tarvittavan kantavuuden. Ne siirtävät niihin kohdistuvat kuormat kallioon tai kantavaan maakerrokseen pääasiassa niiden kärkeen kohdistuvan puristuksen avulla. Tilanteessa, jossa kantava maakerros on syvällä löyhien kitkamaakerrosten alla, voidaan käyttää kitkapaaluja. Niiden kantokyky perustuu paalun vaippapinnan ja tiivisrakenteisen maakerroksen väliseen kitkaan. (RIL 254-1-2016, 18, 20; Jääskeläinen 2009, 53–54.) Koheesiopaaluja ei Suomessa käytetä talonrakennuksessa tai muissa pysyvissä rakenteissa (Liikennevirasto 2017b, 67). Niitä käytettäessä voi syntyä huomattaviakin painumia, jolloin esimerkiksi teräsbetonirakenteille ja muuratuille rakenteille asetetut painumaraajat voivat ylittyä (Jääskeläinen 2009, 54). Kuvassa 1 on esitetty eri paalutyypit.



Kuva 1: Eri paalutyypin kantavuustavat (Jääskeläinen 2009, 53).

### 3.2 Paalun kestävyys

Yksittäisen paalun kestävyys tarkoittaa paalun pituusakselin suuntaista puristuskestävyyttä. Se on enintään yhtä suuri, kuin pienempi yksittäisen paalun geoteknisestä tai rakenteellisesta kestävydestä. (Liikennevirasto 2017b, 51.)

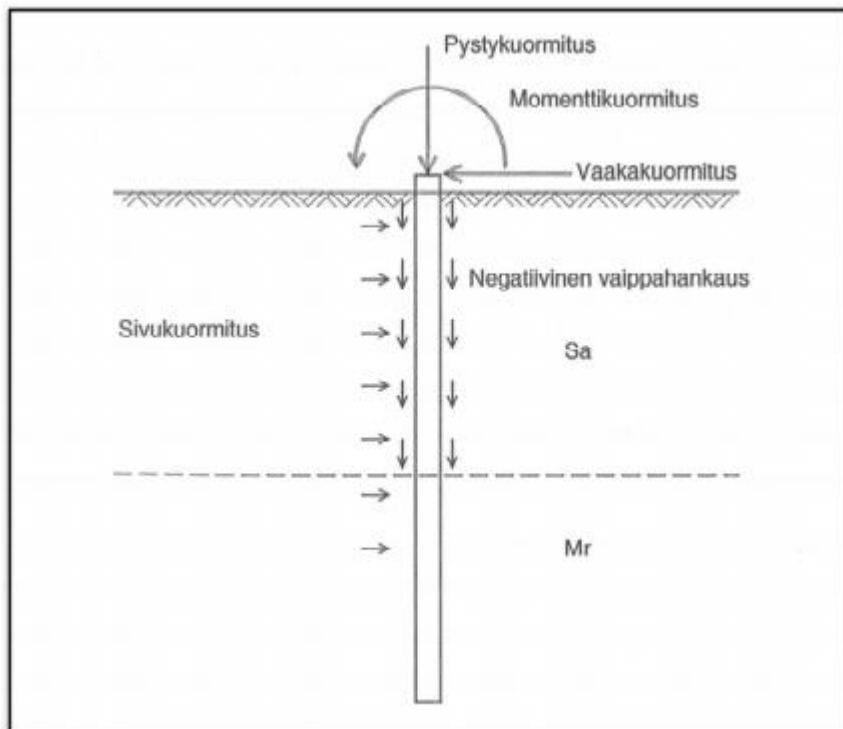
Paalun geoteknisen kestävyden mitoitusarvo saadaan huomioimalla sallitut painumat sekä varmuus maan murtumista vastaan (Jääskeläinen 2009, 53). Geotekninen murtorajatilamitoitus voidaan tehdä staattisten koekuormitusten, pohjatutkimustulosten, dynaamisten koekuormitusten, paalutuskaavojen tai iskuaaltoanalyysin perusteella (RIL 254-1-2016, 57–78). Geotekninen kestävyys varmistetaan loppulyöntien yhteydessä. Etenkin hiekkaisissa, silttisissä maissa jälkilyönneillä voidaan saavuttaa jopa suunniteltua suurempiakin lujuuksia, jolloin nämä voidaan ottaa huomioon. Jos tulokset ovat suunniteltua pienempiä, tulee näitä arvoja käyttää geoteknisen puristuskestävyyden arvioinnin perustana murtorajatilassa. (RIL 245-1-2016, 79.)



Paalun rakenteellisen kestävyysmitoitussarvo saadaan huomioimalla paalun sallitut muodonmuutokset sekä varmuus rakenteellista murtumista vastaan (Jääskeläinen 2009, 53). Paalut ovat kantavia rakenteita, joten ne tulee mitoittaa materiaalikohtaisten eurokoodien mukaisesti. Paalujen rakenne tulee mitoittaa asennusaikaisille olosuhteille ja rasituksille, kuten esivalmisteisten paalujen kuljetus ja nostot, lyöntien aiheuttamat rasitukset sekä lyöntien aikana ilmenevät nopeat lyöntivastuksen muutokset, kuin myös käytön aikaisille rasituksille, kuten kaikille yläpuolisille kuormituksille ja maan liikkeistä aiheutuville kuormituksille. (RIL 254-1-2016, 100.)

### **3.3 Paalukuormat**

Paaluun kohdistuvia yläpuolisia ulkoisia kuormituksia ovat pysty-, vaaka- ja momenttikuormitus. Maan sisäisiä paalulle ulkoisia kuormituksia ovat sivukuormitus ja negatiivinen vaippahankaus. Negatiivista vaippahankausta syntyy, kun maa paalun ympärillä painuu enemmän kuin paalu, jolloin maa kitkan vaikutuksesta ikään kuin vetää paalua alaspäin. Negatiivinen vaippahankaus huomioidaan paalun pysyvissä kuormissa. Kuormitukset ovat esitettyinä kuvassa 2.



Kuva 2: Paalun ulkoiset kuormitukset (Lyöntipaalutusohje 2005, 46).

Lopullisiin paaluille sallittaviin kuormiin vaikuttavat monet tekijät, eikä hyvänkään pohjatutkimuksen pohjalta voida täydellä varmuudella päätellä tulevia painumia tai kantokyvyn muodostumista. Tästä syystä joskus käytetään koepaalutusta, jonka perusteella saadaan selville todelliset paalutusolosuhteet, tunkeutumissyvyudet sekä loppulyönneillä saavutettavat iskutiukkuudet paalukuormien perustaksi. Tavallisissakin kohteissa monesti varmistetaan tavoitekantavuudet jousto- tai PDA-mittauksilla. (Jääskeläinen 2009, 71.)

Sallittuihin paalukuormiin vaikuttavat myös paalutettavan kohteen seuraamusluokka, geotekninen luokka, luotettavuusluokka sekä paalutustyöluokka, joista kukin on jaettu kohteen ja työn vaativuuden mukaan eri osiin. Seuraamusluokkia

on kolme: CC1, CC2 ja CC3, jotka määräytyvät taulukon 1 mukaisesti (SFS-EN 1990, 136).

Taulukko 1: Seuraamusluokkien määrittely (SFS-EN 1990, 136).

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä maa- ja vesirakennuskohteita koskevia esimerkkejä
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo)
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (esim. varastorakennukset), kasvihuoneet

Seuraamusluokkiin voidaan liittää luotettavuusluokat RC1, RC2 ja RC3. Ne voidaan määritellä joko luotettavuusindeksin  $\beta$  tai kuormituskertoimen  $K_{FI}$  avulla. Luotettavuusindeksin arvot ovat esitettyinä taulukossa 2 ja kuormituskertoimen arvot taulukossa 3.

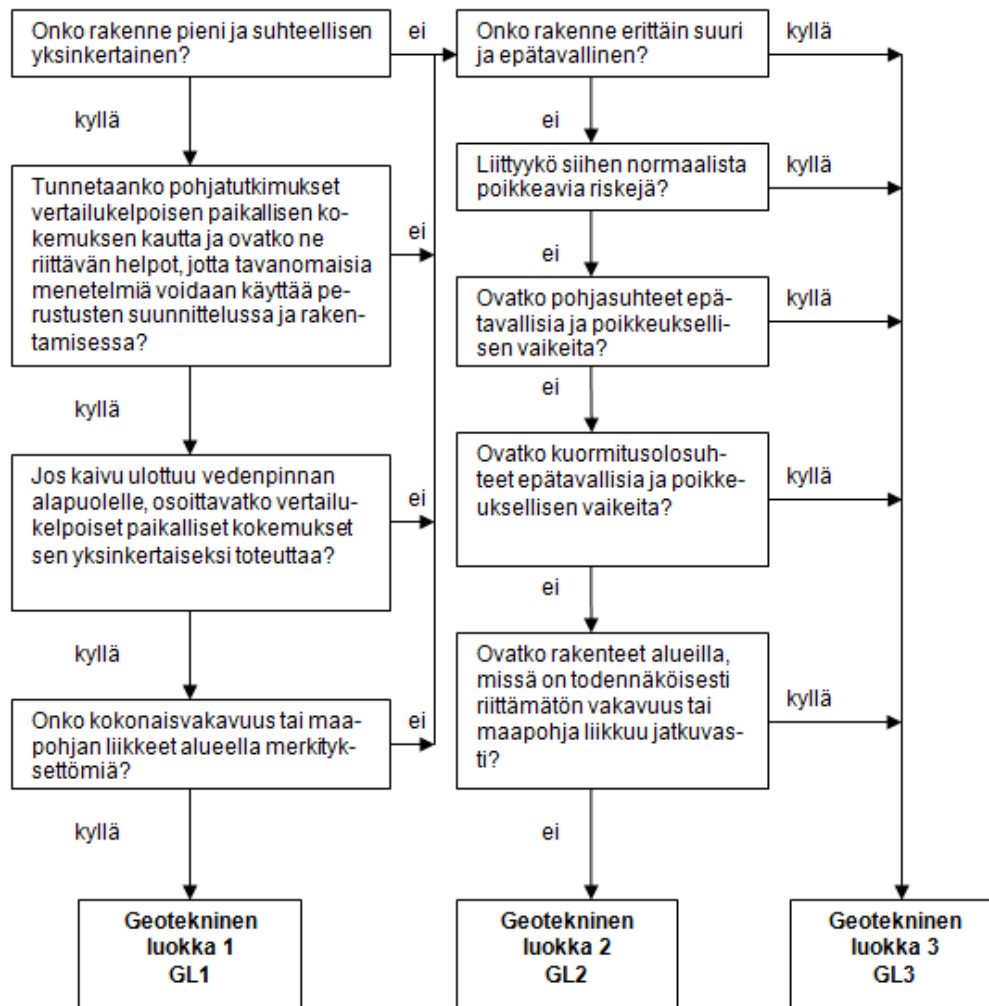
Taulukko 2: Murtorajatilan vähimmäisarvot luotettavuusindeksille  $\beta$  (SFS-EN 1990, 138).

Luotettavuusluokka	Indeksin $\beta$ vähimmäisarvot	
	1 vuoden tarkastelujakso	50 vuoden tarkastelujakso
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Taulukko 3: Kuormituskertoimen  $K_{FI}$  arvot eri luotettavuusluokilla (SFS-EN 1990, 138).

Kuormakerroin $K_{FI}$	Luotettavuusluokka		
	RC1	RC2	RC3
$K_{FI}$	0,9	1,0	1,1

Geotekninen luokka määräytyy pohjarakennuskohteen vaativuuden mukaan kuvan 3 mukaisesti kolmeen eri luokkaan. Luokka 1 on löyhin ja luokka 3 vaativin.



Kuva 3: Geoteknisen luokan valintaperusteet (RIL 254-1-2016, 30).

Paalutustyöluokkia on myös kolme, joihin paalutuskohde jaetaan paalutustyön vaativuuden mukaan. Luokat ovat esiteltyinä taulukossa 4. Paalutustyöluokkaan PTL3 kuuluvat pienet ja yksinkertaiset kohteet, paalutustyöluokkaan PTL2 kuuluvat tavanomaiset kohteet. Paalutustyöluokka 1 on jaettu alaluokkiin 1B ja 1A, näistä 1A on vaativin.

Taulukko 4: Paalutustyöluokat tavanomaisessa rakentamisessa (RIL 254-1-2016, 102).

Geotekninen luokka, ks. kohta 2.3	Seuraamusluokka, ks. SFS-EN 1990		
	CC1	CC2	CC3
GL1*	PTL1...(PTL3)	PTL2...(PTL3)	PTL2...(PTL3)
GL2	PTL1...(PTL3)	PTL2...(PTL3)	PTL3
GL3	PTL2...(PTL3)	PTL2...(PTL3)	PTL3

\*ei ole yleensä paaluttamista edellyttävä kohde

## 4 Paaluantura

Paaluanturan sivumitat määritetään paalujen keskiövälin ja sallittujen sijaintipoikkeamien perusteella. Tuki- ja kitkapaaluilla ehdoton minimikeskiöväli on 0,8 m ja koheesiopaluilla 1 m. Paalutusohjeessa PO-2016 on paalujen keskiöväliille myös ehdot, jotka vaihtelevat pituuksien mukaan, kuten on esitetty taulukossa 5. (RIL 254-2-2016, 179.)

Taulukko 5: Paalujen keskiöetäisyyden vähimmäisarvot paalun halkaisijan (pyöreä) tai sivumitan (neliömäinen) mukaan (RIL 254-2-2016, 179).

Paalun pituus [m]	Tuki- ja kitkapaalu		Koheesiopaalu	
	Pyöreä	Neliömäinen	Pyöreä	Neliömäinen
10	2,7d	3d	4d	4,5d
10-25	Väliarvot interpoloidaan		5d	5,6d
25	3,5d	4d	6d	6,8d

Lyötävillä teräsbetonipaaluilla pienen paaluryhmän (2-8 paalua) yksittäisen paalun sijaintipoikkeamaksi sallitaan enintään 150 mm ja tätä suuremman paaluryhmän vastaavasti enintään 200 mm. Paalurivillä yksittäinen paalu saa poiketa rivistä enintään 150 mm. Millään edellä mainituista tapauksista paaluryhmän tai -

rivin painopiste ei saa poiketa enempää kuin 50 mm suunnitellusta. Kaikki poikkeamat tulee mitata paalun katkaisutasosta. (Jääskeläinen 2009, 76.)

Paalun etäisyyden anturan reunasta tulisi olla riittävän suuri, että antura kestää sille tulevat jännitykset ja ettei anturan reuna lohkeaisi (RIL 254-2-2016, 180). Etäisyys valitaan siten, että paaluanturassa vaikuttavat vetovoimat voidaan ankkuroida riittävän hyvin ottaen huomioon työmaalla syntyvät mittapoikkeamat (SFS-EN 1992-1-1, 162). Teräsbetonipaaluilla suositeltu etäisyys paalun keskeltä anturan reunaan on vähintään paalun sivumitta. Teräspaaluilla ja muilla pyöreillä paaluilla etäisyys paalun tai paaluhatun reunasta tulisi olla vähintään puolet paalun halkaisijasta tai paaluhatun sivumitasta. (RIL 254-2-2016, 180.)

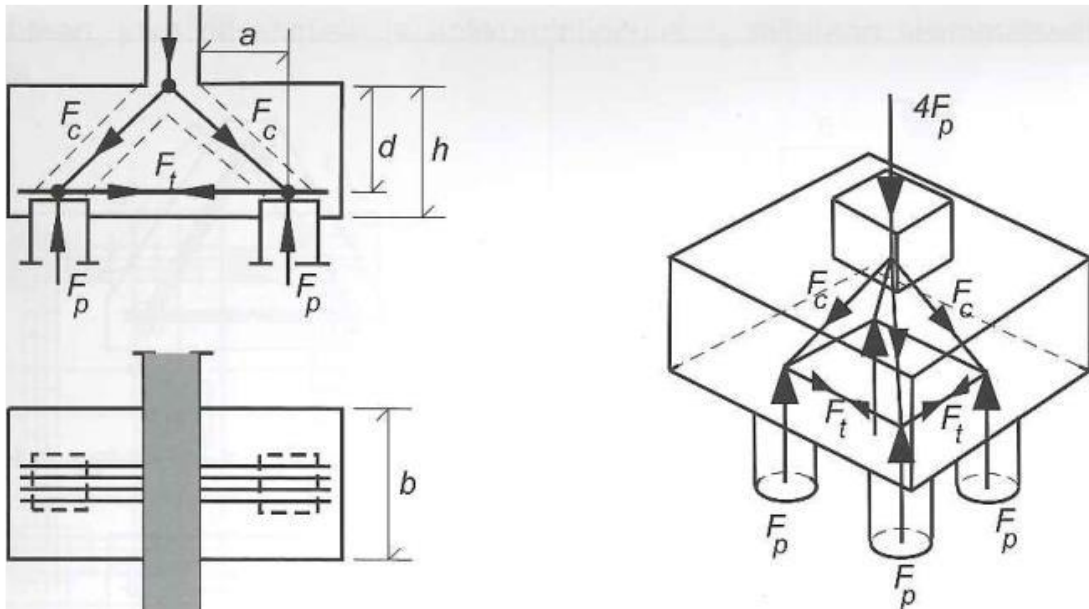
Anturan paksuuden määrittämiseen vaikuttaa oleellisesti, käytetäänkö mitoituksessa ristikko- vai taivutusmenetelmää. Mitoitusmenetelmistä kerrotaan lisää kohdassa 5.1. Yleensä antura kuitenkin mitoitetaan suoraan tarpeeksi suureksi, ettei lävistys tulisi määrääväksi (Leskelä 2008, 455). Tämän huomioiden rakennesuunnittelija määrittää paalun yläpään katkaisutason, eli kuinka syvällä paalun yläpää on anturan sisässä. Paalun yläpään on oltava vähintään 50 mm anturan sisässä, ellei rakenteen suunnittelu tai paalun kiinnitys anturaan vaadi muuta. Paalun yläpäätä ei kuitenkaan saa jättää liian ylös anturaan lävistymisvaaran takia. Joissain tapauksissa paalun yläpää joudutaan kiinnittämään momenttijäykästi, jolloin paalu ulotetaan syvemmälle anturaan. Tällöin paalun yläosaa saadaan purettua niin, että paalun pääteräkset saadaan ankkuroitua riittävän hyvin anturaan. (RIL 254-2-2016, 175; Jääskeläinen 2009, 77.)

Jos paalu työntyy suunniteltua syvemmälle maahan eli paalu jää anturaan nähdessä vajaaksi eikä paalun päälle ole järkevää asentaa jatkospaaluja, joudutaan paaluja jatkamaan muilla keinoilla. Talonrakennuskohteissa yleisiä ratkaisuja liian syvälle painuneiden teräsbetonipaalujen jatkamiseksi ovat niin kutsutut kaivonrengasjatkokset. Teräspaalujen päälle voidaan yksinkertaisesti hitsata jatkopala paalun päähän.

Voidaan olettaa, että perustukset ja maaperä ovat tarpeeksi vahvoja ottamaan vastaan rakennuksen rungolta tulevat vaakakuormat. Toisaalta paksut paaluanturat ja kellaritilat estävät vaakaliikkeet. Tällöin paalujen tarvittava määrä laskeaan perustukseen kohdistuvan normaalivoiman ja epäkeskisyydestä johtuvan momentin avulla ottaen huomioon yksittäisen paalun kantavuus. Vääntömomentin ehkäisemiseksi paalut sijoitetaan anturaan symmetrisesti. (Leskelä 2008, 454.) Toisaalta paalut voidaan sijoittaa perusmuurianturaan myös riviin, jolloin vääntö hallitaan risteävillä anturoilla tai vääntöraudoituksella.

#### 4.1 Ristikkomenetelmä ja taivutusteoria paaluanturan mitoituksessa

Paaluantura voidaan suunnitella joko ristikkomenetelmän tai taivutusteorian mukaisesti (Laitakari 2011, 3–4). Ristikkomenetelmä on esitelty SFS-EN 1992-1-1:n kohdissa 5.6.4 ja 6.5 ja se perustuu anturassa vaikuttaviin voimasuureisiin ja näitä yhdistäviin solmuihin, kuten on esitetty kuvassa 4. Puristusjännityskaistoina toimivat betoniset puristussauvat ( $F_c$ ) ja vetosauvoina ( $F_t$ ) raudoitus, jotka määritellään tasapainoon murtorajatilan kuormien kanssa. (Leskelä 2008, 430; SFS-EN 1992-1-1, 63.) Puristus- ja vetosauvojen välinen kulman  $\theta$ , eli ansaskulman, tulee olla vähintään  $21,8^\circ$  (kuvat 4 ja 7). Kulma mitataan tasossa, jonka määrää pilari ja paalu. (Betoniteollisuus 2011, 7.) Ansaskulman tulisi kuitenkin olla noin  $45^\circ \dots 55^\circ$  aina kun mahdollista, jotta ansasvaikutus olisi mahdollisimman edullinen (Leskelä 2008, 432). Kuvan 4 muut merkinnät:  $F_p = F_{Rd}$  = yksittäisen paalun kestävyys,  $h$  = anturan korkeus,  $d$  = mitta vetoraudoituksen keskeltä anturan yläpintaan ja  $a$  = mitta pilarin reunasta paalun keskelle.

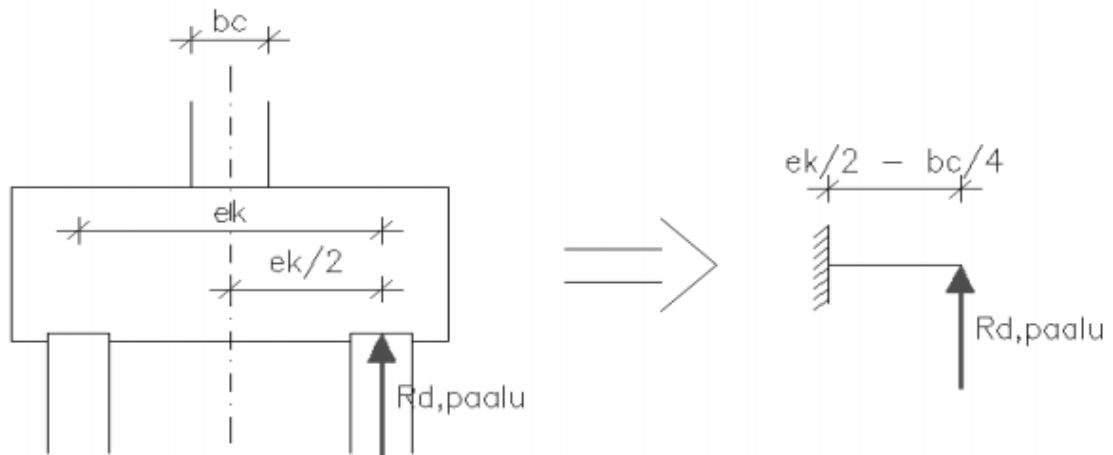


Kuva 4: Paaluanturan ristikkomallit (Leskelä 2008, 455).

Ristikkomenetelmää käyttäen voidaan tehdä myös käyttörajatilatarkastelut, kuten teräksissä vaikuttavat jännitykset ja halkeamaleveydet. Tämä edellyttää, että sauvavoimat säilyvät likimain yhteensopivina ja etenkin pääpuristussauvojen sijainti ja suunta määritetään lineaarisen kimmoteorian mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1, 63.)

Taivutusteoria (kuva 5), jota nykyään kutsutaan Euler-Bernoullin palkkiteoriaksi, perustuu lähes 400 vuoden aikana kehittyneeseen palkkiteoriaan, jossa oletetaan, että poikkileikkaustaso pysyy taivutettunakin tasona, joka on kohtisuoraan kappaleen pituusakselia vastaan (Saksala 2013, 55). Tätä menetelmää käytettäessä on tarkasteltava erikseen anturan leikkaus- ja lävistyskestävyys sekä pilarin että paalun osalta (Laitakari 2011, 4).





Kuva 5: Taivutusteorian periaate (Laitakari 2011, 4).

Yleensä paaluanturat suunnitellaan paaluväleihin verrattuna tarpeeksi paksuiksi, että voimasuureiden tarkasteluun voidaan käyttää ristikkomenetelmää (Leskelä 2008, 454). Pilarianturoissa ristikkomenetelmän käyttö lienee ainoa tarkoituksenmukainen ratkaisu. Jos pilarianturan paaluväli on jostain syystä poikkeuksellisen suuri, taivutusteorialla voidaan päästä taloudellisempaan ratkaisuun. Taivutusteoria soveltuu parhaiten perusmuurianturoille, joissa paaluväli saattaa olla useita metrejä, jolloin ristikkomenetelmän käyttö johtaisi turhan paksuihin anturoihin.

## 4.2 Pilaripaaluanturan mitoitus

Pilarianturan sivumitat määritetään kappaleessa 4 esitettyjen paaluvälien ja paalujen sijaintipoikkeamien mukaisesti. Anturan paksuus on syytä valita suoraan sellaiseksi, ettei leikkaus tai lävistys tulisi mitoittavaksi. Kun ansaskulma on noin 45 astetta tai yli, eivät nämä yleensä mitoita anturaa, mutta tarkastelu olisi kuitenkin hyvä tehdä.

Ristikkomenetelmällä mitoittaessa tulee tarkastaa seuraavat asiat:

- sauvavoimat ja vetoterästen poikkileikkausala
- ansaskulma
- puristuskaistan kestävyys

- solmujen kestävyys
- vetoterästen ankkurointi
- ripustusraudoitus
- leikkauskestävyys
- lävistyskestävyys
- kaatumisvarmuus. (SFS 1992-1-1.)

#### 4.2.1 Sauvavoimat ja vetoterästen poikkileikkausala

Sauvavoimilla tarkoitetaan anturan sisäisiä puristus- ja vetovoimia. Vetoraudoituksen jännitysvoima  $F_{t,i}$  lasketaan usean paalun anturassa kaavalla 1 (Leskelä 2008, 455):

$$F_{t,i} = k \frac{s_{p,i}}{d} \left(1 - \frac{h_c}{2s_{p,i}}\right) N_{Ed} \quad (1)$$

missä

$F_{t,i}$  = x-suunnassa  $F_{t,x}$  ja y-suunnassa  $F_{t,y}$

$k$  = paalujen lukumäärästä riippuva kerroin (taulukko 6)

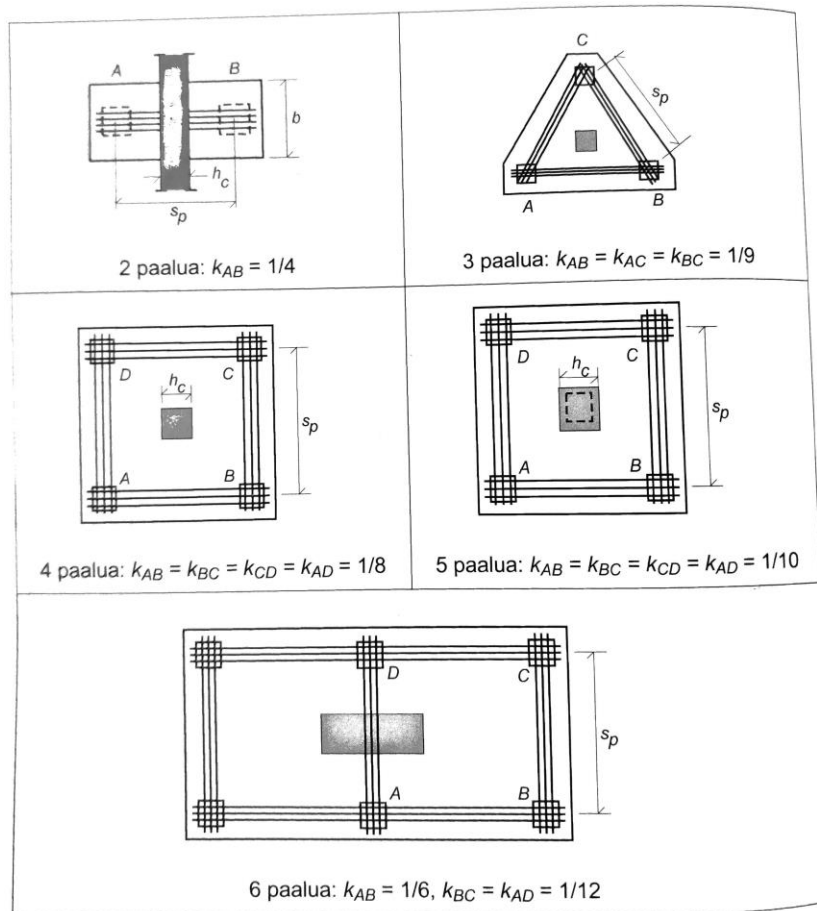
$s_{p,i}$  = paalujen keskiöväli raudoituksen suunnassa. x-suunnassa  $s_{p,x}$  ja y-suunnassa  $s_{p,y}$

$d$  = mitta vetoraudoituksen keskeltä anturan yläpintaan

$h_c$  = kuormitusalueen leveys (pilarin sivumitta, perusmuurin tai seinän leveys)

$N_{Ed}$  = paaluanturan yläpuolinen mitoituskuorma.

Taulukko 6: Kerroin  $k$  vetovoiman laskemiseen. (Leskelä 2008, 456.)



Kuuden paalun anturassa vetovoimat lasketaan suunnasta riippuen hieman eri tavalla. Merkittäköön taulukossa 6 esitetyn kuuden paalun anturan lyhyempää sivumittaa  $x$ :llä ja pidempää  $y$ :llä. Tällöin  $x$ -suunnan vetovoima  $F_{t,x}$  lasketaan käyttämällä paaluväliä  $BC$  ja  $k$ -kertoimena  $1/12$ . Vastaavasti  $y$ -suunnan vetovoima  $F_{t,y}$  lasketaan käyttämällä paaluväliä  $AB$  ja  $k$ -kertoimena  $1/6$ .

Vetoraudoituksen teräsmäärä  $A_{s,t}$  lasketaan kaavalla 2

$$A_{s,t} = \frac{F_{t,i}}{f_{sd}} \quad (2)$$

missä

$f_{sd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo saadaan laskettua kaavalla 3:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3)$$

missä

$f_{sk}$  = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo (yleisimmillä teräslaaduilla  $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ )

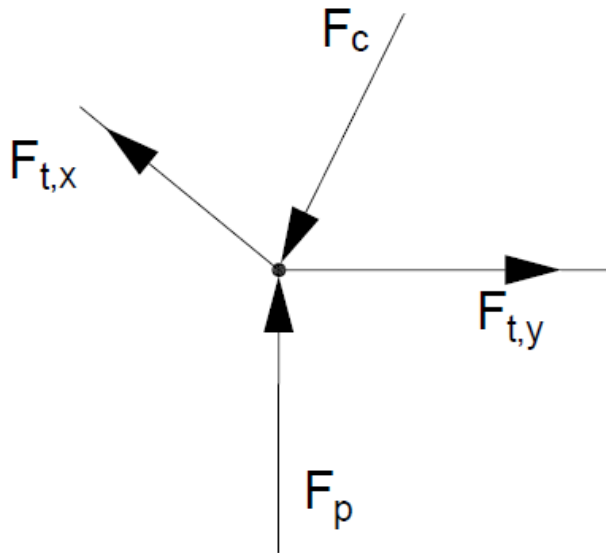
$\gamma_s$  = betoniteräksen osavarmuusluku, esitetään taulukossa 7.

Taulukko 7: Materiaalien osavarmuusluvut (Ympäristöministeriö 2015).

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku $\gamma_c$	Betoniteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$	Jänneteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitustilanteessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä: - SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu - betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,10	1,10
Onnettomuustilanne	1,0	1,0	1,0

Kun paalun kestävyys  $F_p$  ja vetoterästen jännitykset  $F_{t,x}$  ja  $F_{t,y}$  on tiedossa, voidaan puristuskaistassa vaikuttava puristusvoima  $F_c$  laskea solmupisteen tasapainoa apuna käyttäen kaavalla 4 kuvan 6 mukaan.

$$F_c = \sqrt{F_p^2 + F_{t,y}^2 + F_{t,x}^2} \quad (4)$$



Kuva 6: Puristusvoiman  $F_c$  laskennan periaate neljän paalun anturassa.

#### 4.2.2 Ansaskulma

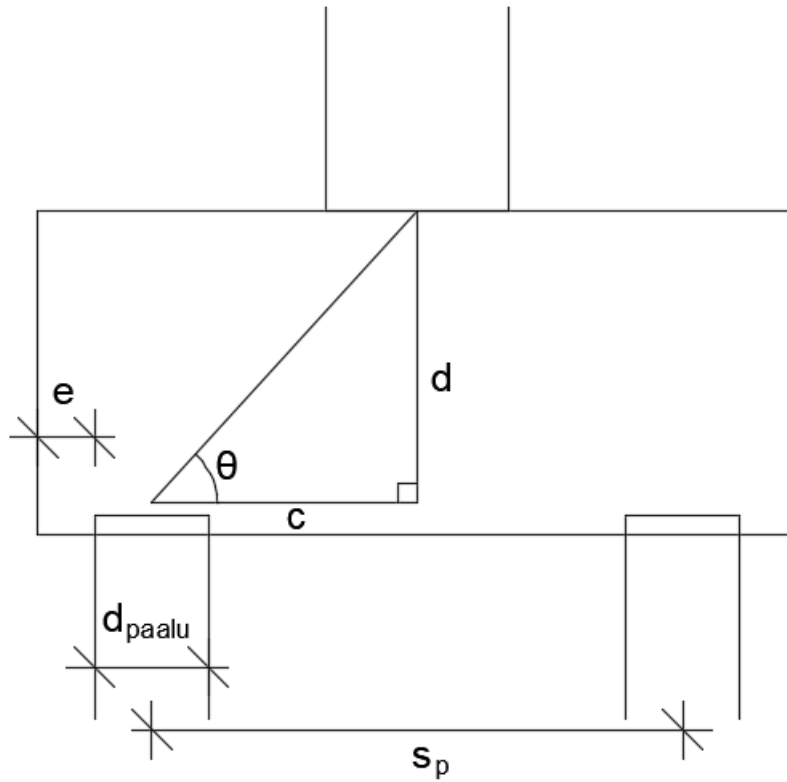
Ansaskulman  $\theta$  suuruuteen vaikuttavat anturan tehollinen korkeus, paaluväli sekä paalumäärä. Kulman laskentaan voidaan suoraan hyödyntää trigonometrian keinoja.

Kahden paalun anturassa ansaskulma lasketaan kulman käänteistä tangenttia käyttäen kaavalla 5 kuvan 7 mukaan:

$$\theta = \text{TAN}^{-1}\left(\frac{d}{c}\right) \quad (5)$$

missä

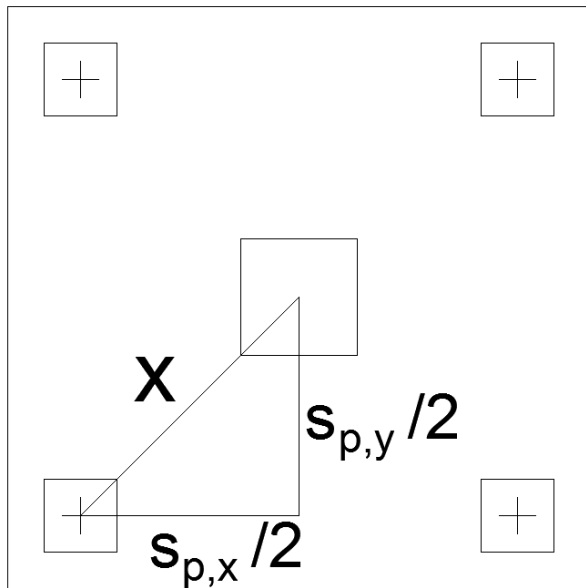
$c = s_p/2$ , kulman laskennassa käytettävän kolmion toinen kateetti.



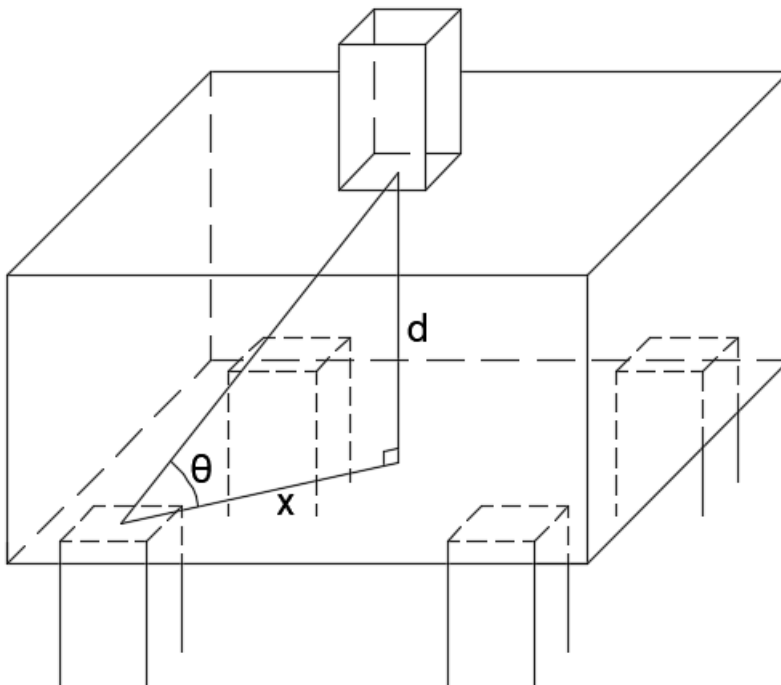
Kuva 7: Ansaskulman laskenta kahden paalun anturassa.

Neljän ja viiden paalun anturassa täytyy ensin laskea trigonometrian avulla etäisyys kuormituspisteestä solmuun solmun tasossa kaavalla 6 kuvien 8 ja 9 mukaisesti:

$$x = \sqrt{\left(\frac{s_{p,x}}{2}\right)^2 + \left(\frac{s_{p,y}}{2}\right)^2} \quad (6)$$



Kuva 8: Etäisyys kuormituspisteestä solmupisteeseen neljän paalun neliöanturassa.



Kuva 9: Ansaskulman laskennan trigonometria neljän paalun neliöanturassa.

$x$ :n avulla voidaan laskea ansaskulma käyttämällä apuna kulman tangenttia (kaava 7):

$$\theta = \text{TAN}\left(\frac{d}{x}\right) \quad (7)$$

Kuuden paalun anturassa mitta  $x$  määritetään muuten samalla tavalla kuin neljän ja viiden paalun anturassa, mutta neliöjuuren sisällä käytetään täyttä paaluväliä. Kulman suuruus määritetään kuitenkin samalla kaavalla (7).

#### 4.2.3 Puristuskaistan kestävyys

Puristuskaistan jännitykset voidaan ratkaista ristikkoanalogialla. Kaistan puristuskapasiteetti lasketaan kaavalla 8, kun kaistassa vaikuttaa myös poikittainen veto (SFS-EN 1992-1-1, 106).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd} \quad (8)$$

missä

$v'$  = suure, joka huomioi poikittaisen vedon  $1-f_{ck}/250$

$f_{cd}$  = Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  määritetään kaavalla 9:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (9)$$

missä

$\alpha_{cc}$  = kerroin, jolla otetaan kuormien pitkäaikaisvaikutukset huomioon (Kansallisen liitteen mukaan Suomessa käytetään arvoa 0,85)

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo.

Kaistan puristuskapasiteettia verrataan puristusvoimasta  $F_c$  johtuvaan jännitykseen  $\sigma_{cd}$ , joka lasketaan kaavalla 10:

$$\sigma_{cd} = \frac{F_c}{A_{Fc}} \quad (10)$$



missä

$A_{Fc}$  = pinta-ala, jolle  $F_c$  kohdistuu solmupisteen reunalla.

$A_{Fc}$  lasketaan projektiona niin sanotusti puristuskaistan näkökulmasta. Pinta-alan määrittämiseen vaikuttaa paalun tai paaluhatun sivumittojen lisäksi myös ansaskulma ja paalumäärä. Kahden ja kolmen paalun anturalla pinta-ala lasketaan kaavalla 11:

$$A_{Fc} = d_{paalu} * \sqrt{2} * d \quad (11)$$

Neljän tai viiden paalun anturalla kaavalla 12:

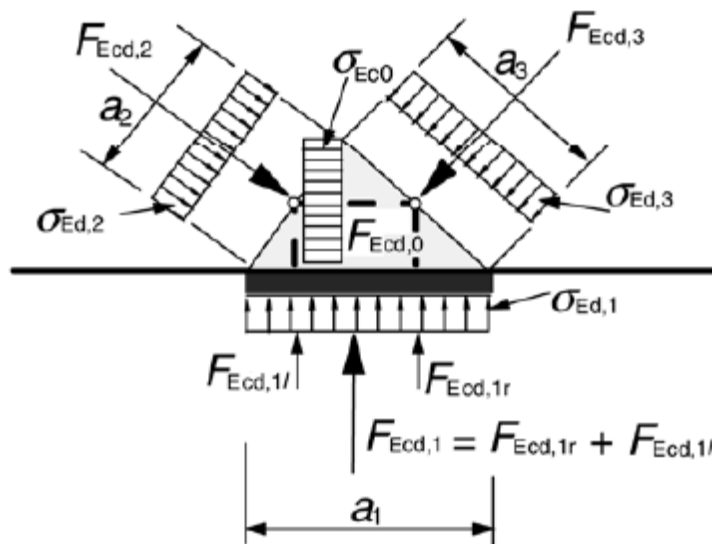
$$A_{Fc} = ((d_{paalu} * \sqrt{2}) * (d_{paalu} * \sqrt{2} / \cos(\theta))) / 2 \quad (12)$$

#### 4.2.4 Solmujen kestävyys

Ristikkomallin mukainen laskenta edellyttää myös solmupisteiden kestävyys tarkastamista. Solmupisteet ovat puristus- ja vetosauvojen leikkauspisteitä, joiden on oltava voimatasapainossa. (SFS-EN 1992-1-1, 107–109.) Eurokoodissa mainitaan kolme eri solmutyppiä:

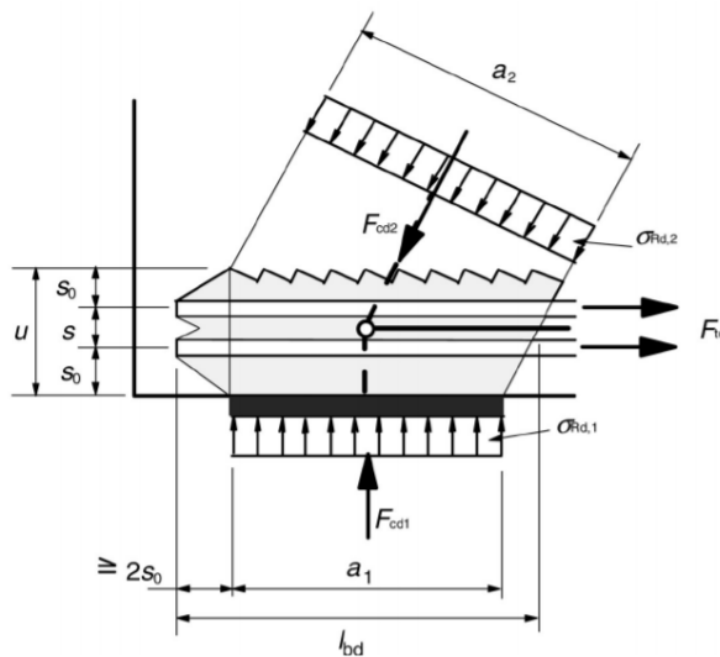
- a) solmu, johon liittyy pelkästään puristussauvoja (kuva 10)
- b) solmu, johon liittyy puristussauva sekä vetosauva vain yhdestä suunnasta (kuva 11)
- c) solmu, johon liittyy puristussauva sekä kaksi vetosauvaa (kuva 12).

Jos kuva 10 käännettäisiin ylösalaisin, se kuvaisi tyypillistä solmutyypin a tilannetta, jossa puristusolmu sijaitsee pilarianturassa pilarin eli kuormituspisteen kohdalla tai hieman sen alla.



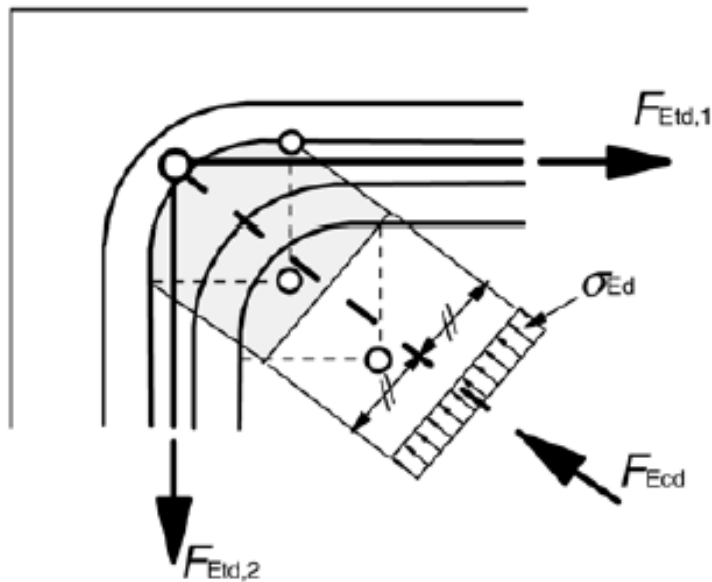
Kuva 10: Solmutyyppi a, johon liittyy vain puristussauvoja (SFS-EN 1992-1-1, 108).

Solmutyyppi b on vastaavasti tyypillisesti kahden paalun anturassa paalun päällä sijaitseva solmu. Tällöin vetoraudoitus ankkuroituu solmuun vain yhdestä suunnasta.



Kuva 11: Solmutyyppi b, johon liittyy puristussauvan lisäksi yksi vetosauva (SFS-EN 1992-1-1, 109).

Paaluanturassa solmutyyppi c on kolmen tai useamman paalun anturan tukipisteissä, joihin liittyy vetoraudoitus kahdesta suunnasta. Yleensä anturan nurkissa sijaitsevien paalujen päälle muodostuu tyyppin c solmu.



Kuva 12: Solmutyyppi c johon liittyy puristussauvan lisäksi vetosauvat kahdesta suunnasta (SFS-EN 1992-1-1, 110).

Solmujen puristusjännitysten mitoitusarvot  $\sigma_{Rd,max}$  saadaan kaavasta 13:

$$\sigma_{Rd,max} = k_i v' f_{cd} \quad (13)$$

missä

$$k_i = k_1 = 1,0, \text{ solmutyypissä a}$$

$$k_i = k_2 = 0,85, \text{ solmutyypissä b}$$

$$k_i = k_3 = 0,75, \text{ solmutyypissä c}$$

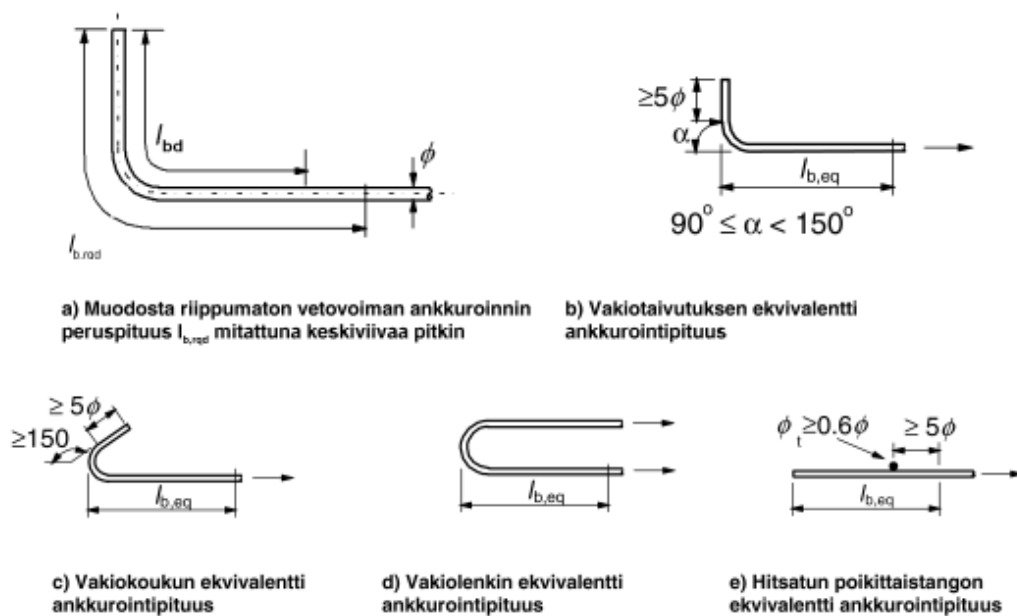
$$v' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Saatua arvoa verrataan betonin jännitykseen  $\sigma_{cd}$  (kaava 10) ja epäyhtälön (kaava 14) on oltava voimassa.

$$\sigma_{Rd,max} \geq \sigma_{cd} \quad (14)$$

#### 4.2.5 Vetoterästen ankkurointi

Vetoteräkset voidaan ankkuroida anturaan suorilla tangoilla, koukuilla, lenkeillä tai hitsatuilla poikittaistangoilla. Raudituksen ankkuroinnin tulee olla riittävä, että se kykenee luotettavasti siirtämään tartuntavoimat betonille aiheuttamatta betonin halkeilua tai lohkeilua. Myös tartuntalujuuden  $f_{bd}$  tulee murtorajatilassa olla riittävä, ettei tartunta petä ja aiheuta murtumista. (SFS-EN 1992-1-1, 131–132.) Suurin tartuntalujuuteen vaikuttava tekijä on tangon pinta (vertaa esimerkiksi siileä ja harjatanko). Muita lujuuteen vaikuttavia tekijöitä on betonin vetolujuus, rauditteen sijainti, asento ja tangon halkaisija. Voimien siirto rauditukselta betonille varmistetaan ankkurointipituudella  $l_b$ , jonka suuruuteen vaikuttaa ankkuroitava voima. Ankkurointipituus lasketaan tangon keskilinjaa pitkin suorissa ja taivuteissa tangoissa kuvan 13 mukaisesti. (Leskelä 2008, 463–464.) Eurokoodin mukaan raudituksessa vallitseva jännitys oletetaan vakioksi koko matkalta, joten rauditus tulee ankkuroida täydelle vetovoimalle.



Kuva 13: Ankkurointimenetelmiä (SFS-EN 1992-1-1, 132).

Jos ankkurointi tehdään taivutetulla tangolla, täytyy ottaa huomioon tankojen taivutussäteet taulukon 8 mukaisesti. Teräksen vaurioitumisen välttämiseksi on joka tapauksessa syytä käyttää taivutustelan halkaisijana vähintään tangon halkaisijaa. (SFS-EN 1992-1-1, 131.)

Taulukko 8: Taivutustelan vähimmäishalkaisijat (SFS-EN 1992-1-1, 131).

a) tangoille ja langoille

Tangon halkaisija	Taivutustelan vähimmäishalkaisija taivutuksille, koukuille ja lenkeille (ks. kuvaa 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$f > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

b) hitsatuille taivutettaville raudoiteille ja verkoille, jotka taivutetaan hitsauksen jälkeen

Taivutustelan vähimmäishalkaisija	
tai	tai
$5\phi$	$d \geq 3\phi$ : $5\phi$ $d < 3\phi$ tai hitsi taivutusalueella: $20\phi$
HUOM. Taivutustelan kokoa voidaan pienentää hitsin ollessa taivutusalueella arvoon $5\phi$ silloin, kun hitsaus suoritetaan standardin EN ISO 17660 liitteen B mukaisesti.	

Tartuntalujuuden mitoitusarvo  $f_{bd}$  lasketaan murtorajatilassa kaavalla 15 (SFS-EN 1992-1-1, 132):

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (15)$$

missä

$\eta_1$  = kerroin, joka riippuu tartuntaolosuhteista sekä tangon sijainnista betonoinnin aikana.  $\eta_1=1,0$ , kun betonointiolosuhteet ovat 'hyvät' ja  $\eta_1 = 0,7$  kaikissa muissa tapauksissa sekä liukuvaletuissa rakennesissa

$\eta_2$  = kerroin, joka riippuu tangon halkaisijasta.  $\eta_2 = 1,0$ , kun  $\Phi \leq 32$  mm ja  $\eta_2 = (132-\Phi) / 100$ , kun  $\Phi > 32$  mm

$f_{ctd}$  = betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 16 (SFS-EN 1992-1-1, 35):

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (16)$$

missä

$f_{ctk,0,05}$  = vetolujuuden ominaisarvon 5% fraktiili (taulukko 5).

Ankkurointipituuden perusarvolla tarkoitetaan sitä pituutta  $l_b$ , joka tarvitaan ankkuroimaan voima  $A_s\sigma_{sd}$ . Sen laskenta perustuu ankkurointipituudella vaikuttavaan tartuntalujuuteen  $f_{bd}$  (Leskelä 2008, 464) ja lasketaan kaavalla 17 (SFS-EN 1992-1-1, 133):

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\Phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (17)$$

missä

$\Phi$  = tangon halkaisija

$\sigma_{sd}$  = tangossa vallitsevan jännityksen mitoitusarvo.

Mitoitusjännitys  $\sigma_{sd}$  on teräsjännitys paalun reunan kohdalla ja sen on oltava  $\leq f_{sd}$ . Jännitys lasketaan kaavalla 18:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_t}{A_{s,t}} \quad (18)$$

Ankkurointipituudelle on olemassa minimiarvo, joka vedetyissä tangoissa on suurin arvo seuraavista kaavoista (19, 20 ja 21) (SFS-EN 1992-1-1, 134):

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100 \text{ mm}\} \quad (19; 20; 21)$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo määritetään suhteessa perusarvoon  $l_{b,rqd}$  kaavalla 22 (Leskelä 2008, 465):

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (22)$$

Kertoimien  $\alpha_1, \dots, \alpha_5$  selitykset esitetään taulukossa 9 ja arvot taulukossa 10.

Taulukko 9: Kertoimet  $\alpha_1, \dots, \alpha_5$  (Perustuu lähteeseen: Leskelä 2008, 465).

Kerroin	Selitys
$\alpha_1$	Huomioi niiden tankojen muodon vaikutuksen, joilla on riittävä betonipeite
$\alpha_2$	Huomioi tankojen betonipeitteen paksuuden vaikutuksen mitoitusarvon $c_d$ avulla (kuva 9)
$\alpha_3$	Huomioi poikittaisen raudituksen parantavan vaikutuksen
$\alpha_4$	Huomioi hitsattujen poikittaisien tankojen vaikutuksen, jotka sisältyvät ankkurointipituuteen $l_{bd}$
$\alpha_5$	Huomioi poikittaisen paineen vaikutuksen tangon suuntaisen halkeamisen estäjänä ankkurointipituudella

Kertoimien  $\alpha_2, \alpha_3$  ja  $\alpha_5$  tulo on oltava välillä 0,7-1,0.

Taulukko 10: Kertoimien  $\alpha_1, \dots, \alpha_5$  arvot vedetyissä ja puristetuissa tangoissa (SFS-EN 1992-1-1, 135).  $\alpha_4$ :n määrittämisessä mainittu lähteen kuva 8.1 viittaa tässä työssä kuvaan 13 ja 8.3 kuvaan 14.

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraukoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraukoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–

missä

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

$\Sigma A_{st}$  poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta  $l_{bd}$

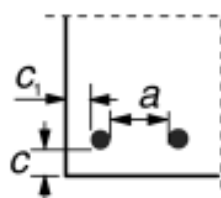
$\Sigma A_{st,min}$  poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo  
= 0,25  $A_s$  palkeilla ja 0 laatoilla

$A_s$  yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala

$K$  kuvan 8.4 arvot

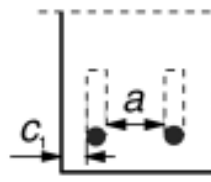
$p$  poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta  $l_{bd}$ .

\* Ks. myös kohtaa 8.6: Väittömällä tuella ankkurointipituuden mitoitusarvona  $l_{bd}$  voidaan käyttää pienempää arvoa kuin  $l_{b,min}$  mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaisankuri. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalla.



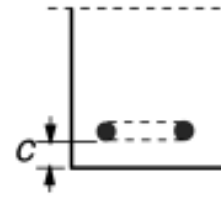
a) Suorat tangot

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



c) Lenkipäiset tangot

$$c_d = c$$

Kuva 14:  $c_d$ :n arvot (SFS-EN 1992-1-1, 134).



Kuvan 14 mukaisesti suorilla tangoilla  $c_d$  on pienin seuraavista (kaava 23):

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1; c\right\} \quad (23)$$

Taivutetuilla tai päätykourkuisilla tangoilla  $c_d$ :n arvo saadaan kaavasta 24:

$$c_d = \min\left\{\frac{a}{2}; c_1\right\} \quad (24)$$

Lenkeillä vastaavasti  $c_d$  lasketaan kaavalla 25:

$$c_d = c \quad (25)$$

Paalujen vapaavälin  $h_p$  ollessa suurempi kuin kolme kertaa paalun sivumitta, sijoitetaan osa raudoituksesta keskeisesti paalujen väliselle alueelle kuvan 14 mukaisesti (Leskelä 2008, 456).

Hitsatuilla poikittaistangoilla ankkuroitaessa ankkurointikestävyys voidaan käyttää enintään hitsausliitoksen leikkauslujuuden mitoitusarvoa  $F_{wd}$ . Ankkurointikestävyys lasketaan kaavalla 26 (SFS-EN 1992-1-1, 137):

$$F_{btd} = l_{td}\phi_t\sigma_{td} \leq F_{wd} \quad (26)$$

missä

$l_{td}$  = poikittaisen tangon mitoituspituus (kaava 27)

$\phi_t$  = poikittaisen tangon halkaisija

$\sigma_{td}$  = betonin jännitys (kaava 28).

$$l_{td} = 1,16\phi_t\left(\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}\right)^{0,5} \leq l_t \quad (27)$$

missä

$l_t$  = poikittaistangon pituus, enintään vetoraudoituksen jakoväli.

$$\sigma_{td} = \frac{(f_{ctd} + \sigma_{cm})}{y} \leq 3f_{cd} \quad (28)$$

missä

$\sigma_{cm}$  = betonin keskimääräinen puristusjännitys, joka vaikuttaa kohtisuorassa kumpaakin tankoa vastaan

$y$  = funktio  $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$ , missä  $x = 2(c/\Phi_t) + 1$ .

Ankkurointi voidaan tehdä myös käyttämällä kahta poikittaistankoa. Jos ne hitsataan vetoraudoituksen vastakkaisille puolille, voidaan ankkurointikestävyys  $F_{btd}$  kaksinkertaistaa. Jos poikittaistangot hitsataan samalle puolelle vetoraudoitusta käyttäen minimijakoväliä  $3\Phi$ , voidaan  $F_{btd}$  kertoa luvulla 1,41. (SFS-EN 192-1-1, 137.)

Jos vetoraudoituksen ja hitsaustankojen halkaisijat ovat molemmat 12 mm tai alle, ankkurointikestävyys muodostuu pääasiassa hitsausliitoksen lujuudesta (SFS-EN 1992-1-1, 137). Tällöin ankkurointikestävyys lasketaan kaavalla 29:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s f_{cd} \Phi_t / \Phi_l \quad (29)$$

missä

$\Phi_t$  = poikittaisen tangon halkaisija:  $\Phi_t \leq 12$  mm

$\Phi_l$  = vetoraudoituksen tangon halkaisija:  $\Phi_l \leq 12$  mm.

Tällöinkin käytettäessä kahta poikittaista, hitsattua tankoa minimijakoväliä  $\Phi_t$  käyttäen, voidaan ankkurointikestävyys kertoa luvulla 1,41 (SFS-EN 1992-1-1, 137).

#### 4.2.6 Ripustusraudoitus

Jos paaluväli on yli neljä kertaa paalun sivumitta, tarvitaan anturaan ripustusraudoitus, jolla varmistetaan, että pilarikuorma  $N_{Ed}$  varmasti siirtyisi paaluille. Ripustusraudoitus mitoitetaan leikkausvoimalle  $V_{sv,Ed}$ , joka määritetään kaavan 30 mukaan (Leskelä 2008, 456):

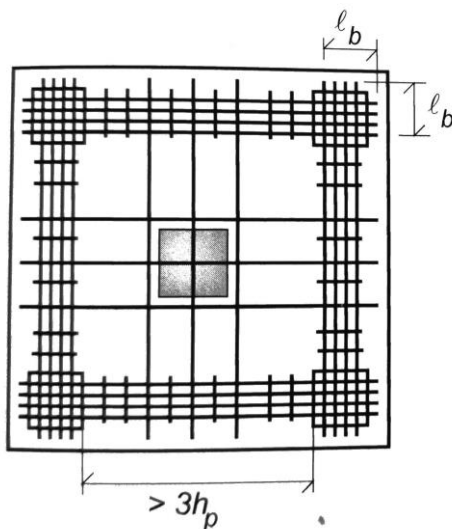
$$V_{sv,Ed} = \frac{N_{Ed}}{1,5 * n} \quad (30)$$

missä

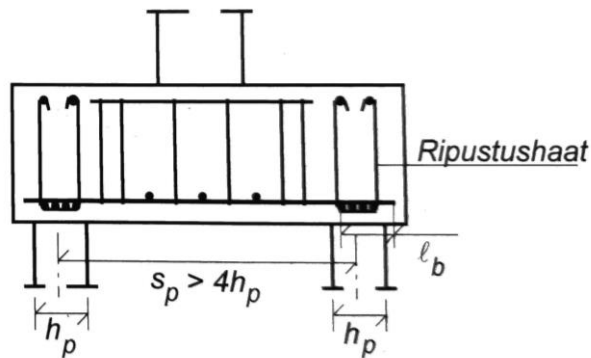
$n$  = paalujen lukumäärä.

Vaadittu ripustusteräsmäärä  $A_{sv}$  ratkaistaan kaavalla 31. Hakojen ollessa 2-leikkeisiä, voidaan  $A_{sv}$  jakaa kahdella. Ripustushaht jaetaan anturaan kuvien 15 ja 16 mukaisesti paalujen väliin.

$$A_{sv} = \frac{V_{sv,Ed}}{f_{sd}} \quad (31)$$



Kuva 15: Ripustusraudoitus ja vetoraudoituksen ankkurointipituus  $l_b$ , kun paaluväli on huomattava.



Kuva 16: Ripustushaajat paaluanturassa.

#### 4.2.7 Leikkauskestävyys

Jos ansaskulma anturassa on  $45^\circ$  tai yli, niin leikkaus ei käytännössä tule mitoitettavaksi tekijäksi. Yleinen menettely leikkausmitoituksessa on, että leikkausrasitus  $V_{Ed}$  ei saa ylittää leikkauskestävyyttä  $V_{Rd,c}$ . Niissä paikoissa, joissa  $V_{Ed}$  on pienempi, kuin  $V_{Rd,c}$  ei tarvita laskennallista leikkausraudoitusta. Tällöin määritetään kuitenkin minimileikkausraudoitus eurokoodin kohdan 9.2.2 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1, 84.)

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys  $V_{Rd,c}$  saadaan kaavasta 32 (SFS-EN 1992-1-1, 84):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (32)$$

missä

$C_{Rd,c}$  = suositusarvo on  $0,18/\gamma_c$

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$

$\rho_l = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$

$A_{sl}$  = tarkasteltavasta poikkileikkauksesta alkaen momentin itseisarvon vähenemissuuntaan minimissään mitan  $(l_{bd} + d)$  päähän ulottuvan vetöraudoituksen pinta-ala kuvan 17 mukaisesti

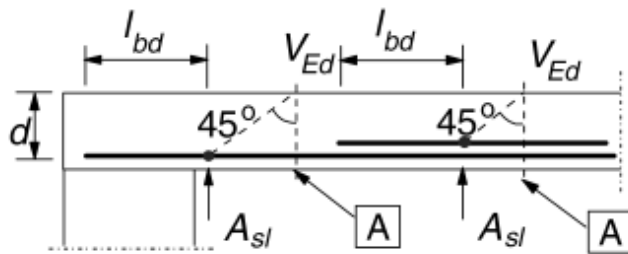
$b_w$  = anturan poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella

$k_1$  = kansallisen liitteen mukaan 0,1

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$$

$N_{Ed}$  = poikkileikkauksen normaalivoima, jonka aiheuttaa kuormituksesta tai jännevoimasta

$A_c$  = anturan poikkileikkauksen pinta-ala.



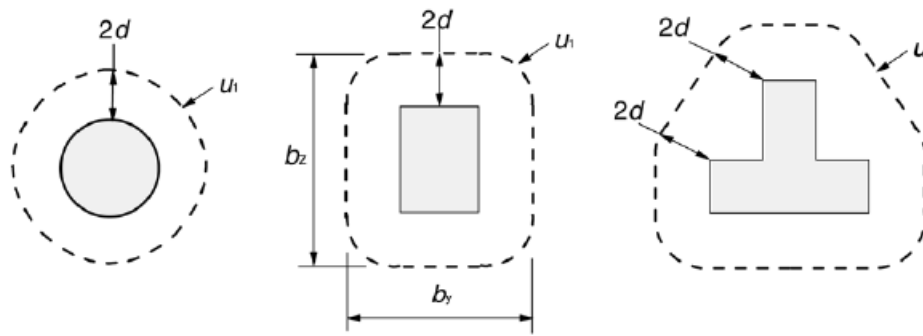
Kuva 17:  $A_{sl}$ :n määräytyminen.

#### 4.2.8 Lävistysmitoitus

Jos kuorma tai tukireaktio vaikuttaa anturaan suhteellisen pienellä pinta-alalla, voi tästä seurata lävistyminen. Jos antura mitoitetaan ristikkomenetelmällä, lävistys ei yleensä tule mitoittavaksi, koska anturan paksuus on tarpeeksi suuri suhteessa sivumittoihin. Pilarianturan lävistyskestävyyden laskemiseen käytetään tarkistuspiirejä, jotka ympäröivät kuormituspinta-aloja tai pilarin tai paalun piiriä enintään etäisyydellä  $2d$  (SFS-EN 1992-1-1, 95, 97, 103). Tarkistuspiirejä ovat:

- perustarkistuspiiri  $u_1$
- pilarin tai paalun piiri  $u_0$
- lisätarkistuspiiri  $u_{out,ef}$ .

Perustarkistuspiiri  $u_1$  sijaitsee enintään etäisyydellä  $2d$  kuormituspinta-alan reunasta ja se määritetään mahdollisimman lyhyeksi (kuva 18). Pilarin tai paalun piiri  $u_0$  on pienin mahdollinen piiri, jonka sisään pilarin tai paalun poikkileikkaus mahtuu. Jos rakenneseosaan tarvitaan leikkausraudoitus, määritetään lisätarkistuspiiri  $u_{out,ef}$ , jossa leikkausraudoitusta ei enää tarvita. (SFS-EN 1992-1-1, 96–97, 104.)



Kuva 18: Perustarkistuspiirit erilaisilla kuormituspinta-aloilla (SFS-EN 1992-1-1, 97).

Pilarianturan lävistysmitoituksessa tulee tarkastaa, ettei lävistymisraudoitusta tarvita (kaava 33). Jos lävistyskuorma  $v_{Ed}$  (kaava 34) ylittää lävistyskestävyyden arvon  $v_{Rd,c}$ , määritellään lävistymisraudoitus eurokoodin luvun 6.4.5 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1, 99.)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (33)$$

missä

$v_{Rd,c}$  = lävistyskestävyys ilman leikkausraudoitusta.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/u_d \quad (34)$$

missä

$V_{Ed,red}$  = reducedoitettu leikkausvoima (kaava 35)

$u_i$  = tarkistuspiirin pituus

$d$  = anturan tehollisen paksuuden keskiarvo,  $d = (d_y + d_z)/2$ .

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (35)$$

missä

$V_{Ed}$  = rakenneosassa vaikuttava leikkausvoima

$\Delta V_{Ed}$  = tarkistuspiirin sisäpuolella anturan alapinnassa ylöspäin vaikuttava pohjapaine, josta on vähennetty anturan paino.

Pilarianturan lävistyskestävyys  $v_{Rd,c}$  lasketaan kaavalla 36 (SFS-EN 1992-1-1, 103):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \frac{2d}{a} \geq v_{min} * 2d/a \quad (36)$$

missä

$C_{Rd,c}$  = kerroin, joka lasketaan Suomen kansallisen liitteen mukaan kaavalla 37

$k$  = kerroin, joka lasketaan kaavalla 38

$\rho_l$  = y- ja x-suuntien vetoterästen suhde (kaava 39)

$a$  = mitta pilarin ulkoreunasta tarkistuspiiriin.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (37)$$

missä

$D$  = pilarin halkaisija tai suorakaiteella  $D = \sqrt{c_1 c_2}$ , jossa  $c_1$  ja  $c_2$  ovat pilarin sivumitat.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (38)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lx}} \leq 0,02 \quad (39)$$

#### 4.2.9 Kaatumisvarmuus

Anturan kaatumisvarmuus tarkistetaan kyseeseen tulevissa tilanteissa staattisen tasapainorajatilän (EQU) mukaisesti. Tällöin kyseessä olevaa perustusta käsitellään jäykkänä kappaleena, jossa käytetyillä materiaaleilla eikä maapohjan lujuu-

della ole merkitystä kestävyiden muodostumisessa. (SFS-EN 1997-1, 29.) Rajatilassa osoitetaan, että edullisten eli rakennetta vakauttavien kuormien tai niiden vaikutuksen mitoitusarvon ja tasapainoa lisäävän kestävyiden mitoitusarvon summa on suurempi kuin epäedullisten eli kaatavien kuormien mitoitusarvo.

Tarkastelussa tulee osoittaa, että epäyhtälö, joka on näytetty kaavassa 40, on voimassa. (SFS-EN 1997-1, 30).

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (40)$$

missä

$E_{dst;d}$  = epäedullisten eli kaatavien kuormien mitoitusarvo

$E_{stb;d}$  = edullisten eli vakauttavien kuormien mitoitusarvo

$T_d$  = kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo.

Staattinen tasapainotarkastelu EQU tulee yleensä kyseeseen vain rakenteellisessa mitoituksessa. Jos leikkauskestävyys  $T_d$  otetaan huomioon, tulisi sen merkityksen olla vähäinen. (SFS-EN 1997-1, 30).

Standardissa SFS-EN 1997-1 on esitetty osavarmuusluvut epäedullisille ja edullisille kuormituksille (taulukko 11).



Taulukko 11: Kaatavien ja vakauttavien kuormien merkinnät ja osavarmuusluvut (SFS-EN 1997-1, 122).

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä		
Epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,1
Edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva		
Epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
Edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,stb}$	0
<sup>a</sup> Kaatava <sup>b</sup> Vakauttava		

Kuvassa 19 on esitetty kaatumiseen vaikuttavat tekijät. Pystykuormitukset ( $N$  ja  $g$ ) ovat vakauttavia kuormia ja vaakakuormat ( $H$ ) ovat kaatavia kuormia. Koska edullisten muuttuvien kuormien osavarmuusluku on 0, vain pysyvät kuormat huomioidaan rakennetta vakauttaviksi kuormituksiksi. Kaataviin kuormiin lasketaan sekä vakauttavat, että kaatavat kuormitukset. Rakenteen oletetaan kaatuvan pisteen A ympäri. Tarkastelu tehdään molemmista suunnista. Kuvan 19 merkinnät:

$N_{gk}$  = pysyvien pystykuormien ominaisarvo

$N_{qk}$  = muuttuvien pystykuormien ominaisarvo

$H_{gk}$  = pysyvien vaakavoimien ominaisarvo

$H_{qk}$  = muuttuvien vaakakuormien ominaisarvo

$g_{k,rak.osa}$  = pilarin tai perusmuurin painon ominaisarvo

$g_{k,maa}$  = anturan päällä olevan maan tilavuuspaino, josta on vähennetty pilarin tai perusmuurin osuus

$g_{k,antura}$  = anturan painon ominaisarvo.

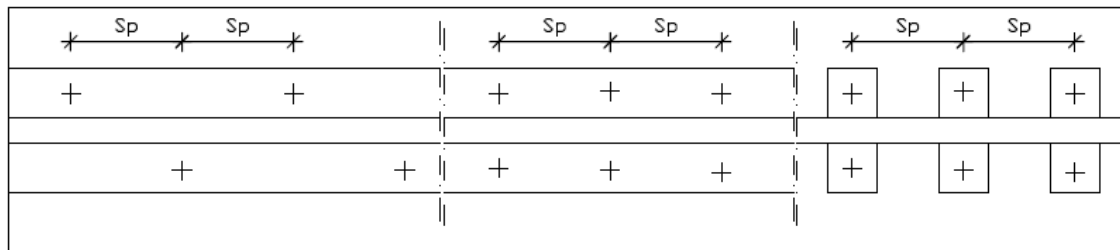


Epäyhtälö tulee tarkastaa molemmilla suunnilla erikseen. Kaatavien ja vakauttavien voimien yhteisvaikutus tulee olla alle 1,0 kaavan 45 mukaan:

$$\frac{E_{dst;d,B}}{E_{stb;d}} + \frac{E_{dst;d,L}}{E_{stb;d}} \leq 1,0 \quad (45)$$

### 4.3 Perusmuuripaaluanturan mitoitus

Paalut voidaan sijoittaa perusmuurianturaan useaan eri tapaan, kuten on esitetty kuvassa 20. Paaluanturan ollessa yhtenäinen voidaan paalut sijoittaa siksak-sijoitteluna, jossa seuraava paalu tulee paaluvälin  $s_p$  päähän toiselle puolelle perusmuuria tai vaihtoehtoisesti pareittain eri puolille perusmuuria. Paalupareille voidaan tehdä myös erillisanturat. (Jääskeläinen 2009, 78.)



Kuva 20: Havainnekuva eri vaihtoehdoista perusmuurianturan paalujen sijoittelulle. (Perustuu lähteeseen: Jääskeläinen 2009, 78.)

#### 4.3.1 Poikkileikkausmitat ja pääraudoitus

Jatkuvan perusmuuripaaluanturan staattisen mallin voidaan ajatella vastaavan jatkuvaa palkkia, missä paalut toimivat tukina ja paalujen keskiöväli  $s_p$  on jänneväli. Olettaen, että paaluvälit pysyvät likimain samana koko anturan matkalla, voidaan alustavan poikkileikkauksen määrittelyssä käyttää mitoitusmomenttia  $M_{Ed}$ , joka saadaan kaavasta 46 (Leskelä 2008, 378):

$$M_{Ed} = \frac{p_d L^2}{12} \quad (46)$$

missä

$p_d$  = mitoituskuorma (kaava 47)

$L = s_p$  = jänneväli eli paalujen keskiöväli.

$$p_d = 1,15g_k + 1,5q_k \quad (47)$$

missä

$g_k$  = pysyvien kuormien ominaisarvo

$q_k$  = muuttuvien kuormien ominaisarvo.

Poikkileikkauksen korkeudelle suositeltavana arvona pidetään kuormituksesta riippuen kaavan 48 mukaista arvoa.

$$h = \frac{L}{10} \dots \frac{L}{18} \quad (48)$$

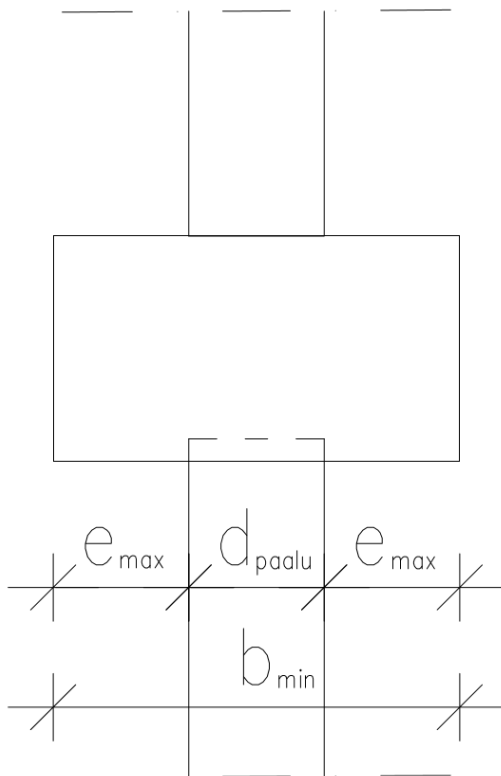
Poikkileikkauksen minimileveys  $b_{min}$  saadaan laskettua paalun sivumitan tai halkaisijan ja suurimman sallitun sijaintipoikkeaman perusteella kaavalla 49 kuvan 21 mukaisesti:

$$b_{min} = d_{paalu} + 2e_{max} \quad (49)$$

missä

$d_{paalu}$  = neliömäisen paalun sivumitta tai pyöreän paalun halkaisija

$e_{max}$  = suurin sallittu sijaintipoikkeama, joka määritetään kappa-  
leessa 5 esiteltyjen arvojen mukaisesti.



Kuva 21: Anturan leveyden määrittäminen.

Tarvittava pääteräsmäärä  $A_s$  lasketaan tästä eteenpäin betonipalkin menetelmällä. Ensiksi ratkaistaan poikkileikkauksen tehollinen korkeus, suhteellinen momentti ja sisäinen momenttivarsi kaavoilla 51, 52 ja 53:

$$d = h - 0,1 \dots 0,2h \quad (51)$$

missä

$h$  = anturan korkeus.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_t d^2 f_{cd}} \quad (52)$$

missä

$\mu$  = suhteellinen momentti

$b_t$  = anturan leveys.

$$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (53)$$

missä

$z$  = sisäinen momenttivarsi.

Tämän jälkeen ratkaistaan tarvittava teräsmäärä  $A_s$  kaavalla 54:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{sd}} \quad (54)$$

Tarvittavan teräsmäärän lisäksi tarkastetaan minimiteräsmäärä  $A_{s,min}$  kaavoilla 55 ja 56, joista suurempaa verrataan tarvittavaan teräsmäärään (SFS-EN 1992-1-1, 150).

$$A_{s,min} = \max\left\{0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} b_t d ; 0,0013 b_t d\right\} \quad (55; 56)$$

missä

$f_{ctm}$  = vetojännityksen alaisen betonialueen vetolujuus (taulukko 12).

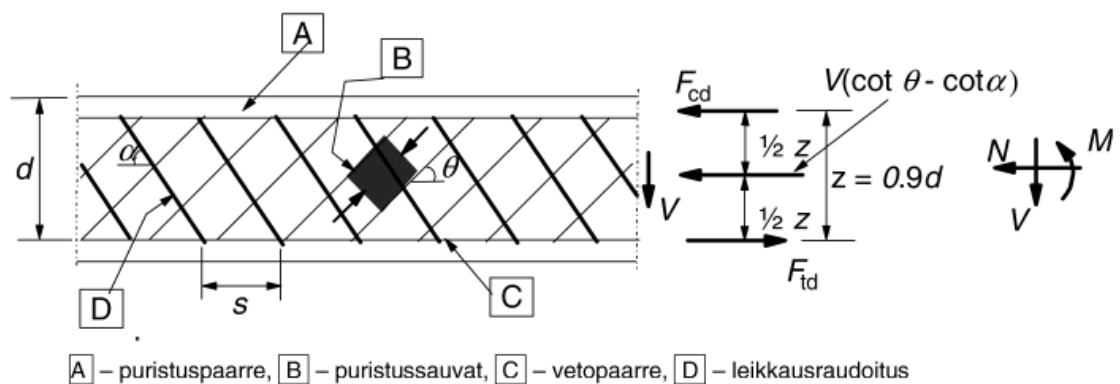
Taulukko 12: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1, 30).

Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
$f_{dk}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{dk, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{dm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{dk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{dk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{dk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{dk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{1,3}$ ( $f_{cm}$ MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{dk} - 50)^{0,83}$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Perusmuuripaaluanturan alapinnan pääteräkset jaetaan tasavälein koko anturan leveydelle huomioiden vaaditut betonipeitteen paksuudet.

### 4.3.2 Leikkaustarkastelu

Koska perusmuuriantura mitoitetaan palkin menetelmällä, tehdään anturalle myös leikkaustarkastelu. Myös leikkausmitoitus voidaan tehdä ristikkomenetelmällä (kuva 22), jossa vetosauvoina toimivat sekä alapinnan pääraudoitus, että leikkausraudoitus (SFS-EN 1992-1-1, 86).



Kuva 22: Leikkausraudoituksen ristikkomalli (SFS-EN 1992-1-1, 87).

Kuvan 22 merkintöjä:

$\alpha$  = leikkausraudoituksen kulma anturaan nähden

$\theta$  = puristussauvan kulma anturaan nähden. Kulma valitaan väliltä  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$  eli  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ .

Yleensä leikkaushaajat asennetaan  $90^\circ$  kulmaan. Tällöin leikkauskestävyys  $V_{Rd}$  on pienempi kaavoista 57 ja 58 saaduista arvoista:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (57)$$

missä

$A_{sw}$  = leikkausraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala

$s$  = hakaväli

$z = 0,9d$  tässä kaavassa

$f_{ywd}$  = leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (58)$$

missä

$\alpha_{cw}$  = kerroin, joka huomioi poikkileikkauksen puristusjäännitystilan vaikutuksen. Jännittämättömissä rakenteissa  $\alpha_{cw} = 1$ .

$b_w$  = pienin leveys veto- ja puristuspaarteiden välillä

$v_1 = 0,6$ , kun  $f_{ck} \leq 60$  MPa. Leikkausvoimasta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin.

Kun käytetään vertikaalista leikkausraudoitusta, leikkaushakojen poikkileikkauksen suurin sallittu pinta-ala  $A_{sw,max}$  lasketaan kaavasta 59:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (59)$$

Vastaavasti leikkaushakojen suurin sallittu jakoväli saadaan kaavasta 60:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) \quad (60)$$

#### 4.4 Erillisanturat

Erillisanturat voidaan mitoittaa ristikkomenetelmän avulla kuvassa 4 vasemmalla olevien kuvien mukaisesti. Tällöin ovat voimassa epäyhtälöt, jotka ovat esitettyinä kaavoissa 61 ja 62. (Leskelä 2008, 455.)

$$\frac{a}{h} \leq 1 \quad (61)$$



$$F_c \leq 0,15f_{cd}bd \quad (62)$$

Raudoituksessa vaikuttava vetovoima  $F_t$  lasketaan kaavalla 63:

$$F_t = F_p \frac{a}{z} \quad (64)$$

missä

$F_t$  = betoniteräksen vetovoima

$F_p$  = yksittäisen paalun kestävyys

$a$  = mitta pilarin reunasta paalun keskelle

$z$  = sisäinen momenttivarsi, tässä kaavassa  $z = 0,8d$ .

Kaavalla 65 lasketaan vaadittu vetoteräsmäärä  $A_{s,t}$ :

$$A_{s,t} = \frac{F_t}{f_{sd}} \quad (65)$$

Erillisanturassa vetoraudoitus jaetaan paalujen päälle, kuten on aiemmin esitetty kuvan 4 vasemmassa alalaidassa. Raudoitus tulee  $0,1 \dots 0,2h$  korkeudelle mitattuna anturan alapinnasta.

Erillisanturoiden menetelmää voidaan käyttää myös jatkuvalla perusmuurianturalle. Tällöin leveydeksi  $b$  merkataan paalujen kuormituspituus eli käytännössä paaluväli.

## 5 Mitoituspohjan suunnittelu ja toteutus

Toimeksiantajayrityksen toiveiden mukaan mitoituspohja on tehty Microsoft Excel ohjelmistolla sen yksinkertaisuuden, muokattavuuden ja monipuolisuuden vuoksi. Ohjelmisto on yrityksen työntekijöille entuudestaan tuttu, koska heillä on

olemassa entuudestaan paaluperustuksille mitoituspohja. Tarve uudelle mitoituspohjalle tuli esiin rakennusmääräysten uusiuduttua. Uusi laskentapohja on vanhaa monipuolisempi ja laskentamenetelmät ovat ajantasaisia.

Laskentaa on pyritty automatisoimaan mahdollisimman paljon, jättäen kuitenkin tiettyjä kohtia suunnittelijan itsensä määriteltäväksi. Mitoitusvälilehdet on yritetty tehdä mahdollisimman selkeiksi korostamalla tiettyjä asioita eri väreillä siten, että suunnittelija näkee heti esimerkiksi paalujen kapasiteetin ylittymisen. Laskenta perustuu eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1997 sekä Betoniyhdistyksen julkaisun by 210 mukaiseen laskentaan. Osa anturan geometrian kaavoista on tämän opinnäytetyön tekijän itsensä johtamia tai soveltamia. Mitoituspohjalla mitoitetaan pilari- ja perusmuurianturassa paalujako, paaluanturan mitat sekä raudoitukset ja näiden ankkuroinnit.

Mitoituspohja on jaoteltu eri välilehtiin anturatyypin ja paalun materiaalin perusteella. Yhteensä välilehtiä on kahdeksan: Etusivu, neljä kappaletta mitoitusvälilehtiä ja lisäksi ohje-, info- ja data-sivut. Työn aikataulun takia pilarianturoiden mitoitusvälilehdet ovat rajattu laskemaan vain neljän paalun anturoita.

### **Etusivu**

Etusivulla esitetään yrityksen logo ja yhteystiedot, mitoituspohjan otsikko sekä laskennassa käytetyt standardit ja julkaisut.

### **TB-pilariantura**

Tällä välilehdellä mitoitetaan neljän teräsbetonisen paalun pilariantura.

### **TB-perusmuuri**

Tällä välilehdellä mitoitetaan perusmuuriantura, joka tehdään teräsbetonisten paalujen päälle.

### **TERÄS-pilariantura**

Tällä välilehdellä mitoitetaan neljän teräksisen paalun pilariantura.

## **TERÄS-perusmuuri**

Tällä välilehdellä mitoitetaan perusmuuriantura, joka tehdään teräksisten paalujen päälle.

## **OHJE**

Tällä välilehdellä on kerrottu, mihin laskenta perustuu ja miten se käytännössä tehdään. Apuna on myös havainnollistavia kuvia sekä eri värien merkitykset.

## **Info**

Tällä välilehdellä on esitetty taulukoita ja perusteita tietyille laskennassa tarvittavien arvojen valitsemiseksi.

## **Data**

Tällä välilehdellä on avattavien luetteloiden tiedot, joihin viitataan mitoitusvälilehdillä. Sisältää myös kaikki osavarmuuskertoimet.

Kunkin mitoitusvälilehden alussa syötetään kohteen tiedot, päivämäärä, suunnittelijan nimi sekä anturan tunnus. Seuraavaksi valitaan laskennan lähtötiedot avattavista luetteloista, joiden perusteella laskentaan valikoituu valitun lähtötiedon parametrit. Tämän vieressä määritetään betoniteräksen laatu ja syötetään tämän myötölujuuden ominaisarvo. Kunkin välilehden alkuun on myös sijoitettu laskennan yhteenveto, jossa suunnittelija näkee kaikki tarkastetut käyttöasteet sekä saadut teräsmäärät.

Ominaiskuormat syötetään laskuriin käsin, joten suunnittelijan täytyy määrittää ne erikseen. Muuttuvien pystykuormien solujen vieressä on avattavat luettelot, joista valitaan muuttuvan kuorman tyyppi (lumi tai hyötykuorman luokka A...G). Laskuri laskee mitoituskuormat ja epäkeskisyyden automaattisesti ominaiskuormien ja osavarmuuslukujen perusteella, jotka laskuri hakee Data-välilehdeltä. Tähän laskuri laskee myös suoraan anturan painon myöhemmänä syötettävien anturan mittojen perusteella.

Seuraavana mitoitusvälilehdellä on anturan mittojen määrittäminen. Laskuriin syötetään teräsbetonisia paaluja käytettäessä paalun sivumitta ja pituus, joiden perusteella laskuri laskee anturalle automaattisesti minimisivumitat. Mitat määräytyvät tässä työssä esitettyjen paalujen sivumittojen, pituuden, sijaintipoikkeamien ja keskiöväliden perusteella. Teräksisillä paaluilla vastaavaan soluun syötetään paalun halkaisija. Laskuri kuitenkin laskee edellä mainitut vähimmäismitat paaluhatun koon perusteella, joka TERÄS-pilariantura-välilehdellä syötetään alempaan taulukkoon. Suunnittelija voi tässä kohtaa syöttää minimimittojen alla oleviin oransseihin soluihin joko annetut minimimitat tai itsensä valitsemat mitat, kunhan ne valitaan vähintään yhtä suuriksi minimimittojen kanssa. Anturan korkeus syötetään tässä vaiheessa laskentaan arviona.

Otsikon Paalukuormat alle lasketaan pystysuorien kuormien jakaantuminen yksittäiselle paalulle. Tässä käytetty kaava jakaa kuormat tasan kaikkien paalujen kesken. Saatua arvoa verrataan paalun kapasiteettiin, mistä saadaan yksittäiselle paalulle käyttöaste. Jos käyttöaste ylittyy, on syytä tarkastaa kuormien laskennan oikeus tai valita kapasiteetiltaan suurempi paalu.

Seuraavana laskurissa määritetään raudoituksen vetovoimat sekä puristuskaistan kestävyys. Kummankin laskennassa käytetty kaava on laitettu näkyviin. Jos puristuskaistan kestävyys ylittyy, suunnittelijan kannattaa tarkastaa, onko betonin lujuusluokka syötetty oikein tai kasvattaa anturan korkeutta.

Vetovoimien perusteella saadaan laskettua vetoraidoitusmäärät kummassakin suunnassa sekä minimiraidoitus. Näistä suurimmat arvot valikoituvat alempana oleviin soluihin. Vetoterästen yhteyteen on laitettu myös ripustushakojen laskenta, joiden asennukselle on esitetty ehto taulukon alla.

Raidoitusmäärien ollessa selvillä, lasketaan terästen ankkurointipituudet. Laskentaan syötetään ankkurointityypin lisäksi myös mahdolliset poikittaisraudoitukset ja -paineet sekä betonipeitteet ja ankkuroitavien terästen jakoväli. Viimeisenä taulukossa on lävistys- ja kaatumistarkastelut.

TERÄS-pilariantura-välilehti on käytännössä identtinen TB-pilariantura-välilehteen verrattuna. Ainut ero näiden välillä on paaluvälin ja anturan minimimittojen määrittämisessä, jotka teräksisillä paaluilla lasketaan paaluhatun perusteella.

Perusmuurianturan mitoitus on rajoitettu laskemaan vain erillisanturoita tai jatkuvia anturoita, joissa on erillisanturoiden tapaan paaluparit. Perusmuurianturan mitoitusvälilehtien alku on kuormien syöttöön saakka samanlainen, kuin pilarianturan mitoitusvälilehdet. Ensimmäinen eroavaisuus on anturan mittojen määrittämisessä, jossa perusmuurianturalle lasketaan vain minimileveys ja syötetään valittu leveys ja anturan korkeus.

Mittojen määrittämisen jälkeen syötetään pääraudoitustaulukkoon tangon halkaisija, jolle laskuri laskee automaattisesti tarvittavan kappalemäärän (kuva 24). Seuraavassa taulukossa on laskettu aiemmin syötettyjen arvojen perusteella poikittaisen vetoraudoituksen vetovoima ja tarvittava teräsmäärä. Taulukkoon syötetään jälleen vain tangon halkaisija, jonka perusteella saadaan tarvittava kappalemäärä. Tämän alla olevassa taulukossa on tarkastettu puristuskaistan kestävyys.

Raudoituksen ollessa selvillä, lasketaan vetoterästen ankkurointipituus samalla menetelmällä kuin pilarianturassakin. Ankkuroinnin jälkeen laskurissa on jäljellä enää leikkauskestävyyden tarkastelu. Taulukkoon syötetään maksimileikkausvoima, leikkausraudoituksen ja puristussauvan kulma sekä hakojen halkaisija ja hakaväli. Jos käyttöaste ylittyy, kasvatetaan tangon halkaisijaa tai pienennetään hakaväliä.

## 6 Pohdinta ja jatkokehitysideat

Tässä opinnäytetyössä tutustuttiin eurokoodien mukaiseen paaluperustusten mitoitus- ja tehtiin näille kyseisten ohjeiden ja määräysten mukainen mitoituspohja. Työssä esiteltiin paalutyypit ja niiden mitoitusperusteita sekä pilaripaalu- anturan eri mitoitusmenetelmien vaihtoehtoja. Työssä käytiin läpi myös perusmuuripaalu- anturan mitoitusperusteet. Pääpaino työssä oli ristikkomenetelmän mukaisessa pilaripaalu- anturan murtorajatilamitoituksessa sekä perusmuuri- paalu- anturan mitoituksessa jatkuvana palkkina. Pilaripaalu- anturan murtorajati- lamitoitukseen sisältyivät paalun ja puristuskaistan kestävyys, perustusten kaatuminen sekä lävistys. Perusmuuripaalu- anturan mitoituksessa tarkistettiin pu- ristuskaistan kestävyys sekä leikkauskestävyys.

Paaluperustusten suunnittelussa suunnittelijoiden täytyy osata soveltaa muun muassa palkin mitoituksen menetelmiä. Paaluperustuksille on olemassa suunnit- teluohjeita, jotka mukailevat ja soveltavat eurokoodin antamia ohjeita ja määräyk- siä, mutta kokonaisvaltaista laskentarunkoa ei näissäkään ole esitelty. Yhdessä eurokoodit ja suunnitteluohjeet ovat kuitenkin riittävä apu suunnittelijalle paalu- perustusten mitoituksessa.


Mitoituspohjaa tehdessä tuli ilmi, että käytännössä paalujen keskiövälit ja sijain- tipoikkeamat määrittävät paalu- anturan sivumitat. Anturan paksuuden taas mitoiti- taa yleensä pilaripaalu- anturoissa puristuskaistan kestävyys ja perusmuuriantu- rassa leikkauskestävyys.

Haasteellisinta työssä oli saada mitoituspohja toimimaan halutulla tavalla. Kaa- voissa on todella paljon riippuvuuksia toisiinsa, joten etenkin JOS-lauseiden ja niiden ketjuttamisen kanssa sai olla tarkkana. Mitoituspohja lopulta saatiin toimi- maan kuten pitääkin, joten työn tavoite saavutettiin. Mitoituspohjaa tullaan myö- hemmin kehittämään siten, että se toimii kokonaisuudessaan 2-6 paalun pilari- anturoiden mitoittajana.

## Lähteet

- Betoniteollisuus. 2011. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 6: Perustukset. [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_6\\_Perustukset.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_6_Perustukset.pdf). Viitattu 25.4.2018
- Jääskeläinen, R. 2009. Pohjarakennuksen perusteet. 1. painos. Tampere: Tammermekaniikka/AMK-Kustannus Oy
- Kansallinen liite (LVM). 2015a. SFS-EN1990:2002/A1 (Liite A2). Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Liikenne- ja viestintäministeriö.
- Kansallinen liite (LVM).2015b. SFS-EN 1997-1. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Liikenne- ja viestintäministeriö
- Leskelä M. 2008. By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy
- Liikennevirasto. 2017a. Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Helsinki: Liikennevirasto. [julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo\\_2017-31\\_ncci2\\_web.pdf](http://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf). Viitattu 23.3.2018.
- Liikennevirasto. 2017b. Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Helsinki: Liikennevirasto. [julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo\\_2017-13\\_ncci7\\_web.pdf](http://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-13_ncci7_web.pdf). Viitattu 22.3.2018.
- RIL 254-2016. Paalutusohje PO-2016. 2016. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry
- Saksala T. 2013. Palkin teknisen taivutusteorian historiasta. Tampere: Tampereen Teknillinen Yliopisto
- SFS-EN 1990. 2006. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS
- SFS-EN 1992-1-1. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS
- SFS-EN 1997-1. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS
- Suomen Rakentamismääräyskokoelma. 2016. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Helsinki: Ympäristöministeriö. [www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismääräyskokoelma/Rakenteiden\\_lujuus\\_ja\\_vakaus](http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismääräyskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus). Viitattu 15.4.2018.

**Mitoituspohjan sisältö**

 <b>RI-PLAN</b>	<b>Kouvola</b> Ilmarinkuja 3 45100 Kouvola	<b>Turku</b> Pronssikuja 1 21410 Vanhalinna
<b>Paaluperustusten mitoitus eurokoodien mukaan</b>		
Laskennassa käytetyt standardit:	SFS-EN 1990 SFS-EN 1991 SFS-EN 1992 SFS-EN 1997	
Muut julkaisut:	by 210 Betonirakenteiden suunnittelu, Leskelä Paalutusohje PO-2016	



## Mitoituspohjan sisältö

PILARIPAALUANTURAN MITOITUS	TERÄSBETONIPAALUT
Kohde:	Anturatunnus:
Kohdenro:	
PVM:	
Tekijä:	

Valitse luokat alasvetovalkoista

Laskennan lähtötiedot	
Seuraamustaluokka	CC2
Geotekninen luokka	GL2
Paalutustyöluokka	PTL2
Rasitusluokka	XC2
Betonin lujuusluokka	C25/30

Betoniteräs	
Teräsaste	A500HW
$f_{tk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{sd}$	434,8 N/mm <sup>2</sup>

YHTEENVETO	
<b>Käyttöasteet</b>	
Paalukuormat	37 %
Puristuskaisla	93 %
Kaatuminen	5 %
Läivistys	12 %
<b>Teräsmäärät</b>	
Vetoteräsket, x	1472,6 mm <sup>2</sup>
=> 3T25	
Vetoteräsket, y	1472,6 mm <sup>2</sup>
=> 3T25	

Paalun kapasiteetti, $F_{Rd}$	850,0 kN
Negatiivinen vaippahankaus, $F_{neg}$	0,0 kN
Peruspilarin sivumitta, x	0,480 m
Peruspilarin sivumitta, y	0,480 m

Syötä ominaiskuormat käsin

Ominaiskuormat [kN, kNm]	
Pysyvät	
$N_{qk}$	700,00 kN
$M_{qk}$	5,00 kNm
$H_{qk,x}$	0,00 kN
$H_{qk,y}$	0,00 kN
Muuttuvat	
$N_{qk}$	10,00 Lumi
$N_{qk}$	50,00 Hyöty A
$N_{qk}$	0,00 Hyöty C
$M_{qk}$	0,00 kNm
$H_{qk,x}$	0,00 kN
$H_{qk,y}$	0,00 kN

Mitoituskuormat [kN, kNm]	
Pysyvät	
$N_{qd}$	805,00 kN
$M_{qd}$	5,75 kNm
$H_{qd,x}$	0,00 kN
$H_{qd,y}$	0,00 kN
Muuttuvat	
$N_{qd}$	15,00 Lumi
$N_{qd}$	75,00 Hyöty A
$N_{qd}$	0,00 Hyöty C
$M_{qd}$	0,00 kNm
$H_{qd,x}$	0,00 kN
$H_{qd,y}$	0,00 kN

Epäkeskisyyss	
$e_{kok,x}$	0,000 m
$e_{kok,y}$	0,000 m

Anturan omapaino	
$G_{k,antura}$	100,80 kN
<b>Muut pystykuormat (jos on)</b>	
esim. lattia	kN
	kN
	kN
<b>Huomi! Licsä nämä ilman varmuuskertoimia ominaiskuormiin</b>	

$\Sigma N_{k,kok}$	710,00 kN
$\Sigma M_{k,kok}$	5,00 kNm
$\Sigma H_{k,kok,x}$	0,00 kN
$\Sigma H_{k,kok,y}$	0,00 kN

$\Sigma N_{d,kok}$	1010,82 kN
$\Sigma M_{d,kok}$	5,75 kNm
$\Sigma H_{d,kok,x}$	0,00 kN
$\Sigma H_{d,kok,y}$	0,00 kN

$M_{k,z}$	0,00 kNm
$M_{k,y}$	0,00 kNm

$M_{d,kok,x}$	0,00 kNm
$M_{d,kok,y}$	0,00 kNm

## Mitoituspohjan sisältö

Teräsbetonipaalu	
Paalut "esim. TB300b"	
Paalun sivumitta	0,300 m
Paalun pituus	25,0 m
Paalujen lkm	4 kpl
Paaluja rivissä, x	2 kpl
Paaluja rivissä, y	2 kpl
Minimipaaluväli, $s_{p,min}$	1,200 m

Tuki- ja kiikapaaluille ehdoton minimipaaluväli on 0,8

Jos paaluväli yllä menee alle vaaditun, laskuri laskee minimillä.

Syötä paaluvälit, k/k	
$s_{p,x}$	1,400 m
$s_{p,y}$	1,400 m
$s_{p,y,ruud}$	0,700 m
Paalujen vapaa väli	0,900 m
Paalun sijaintipolkeama	0,150 m
Paalun reunaetäisyys	0,300 m
Suositeltu etäisyys paalun keskellä anturan reunaan on vähintään paalun sivumitta	

Raidoituksen vetovoimat	
(Kaavat: by 210, s. 455)	
$F_t = k \frac{s_p}{d} \left(1 - \frac{h_c}{2s_p}\right) N_{Ed}$	
k	0,13
$s_{p,x}$	1,400 m
$s_{p,y}$	1,400 m
d	0,595 m
$h_{c,x}$	0,480 m
$h_{c,y}$	0,480 m
$N_{Ed}$	1010,9 kN
$F_{t,x}$	248,4 kN
$F_{t,y}$	248,4 kN

Anturan minimisivumitat	
$x_{min}$	2,400 m
$y_{min}$	2,400 m
Syötä anturan mitat	
B=x	2,400 m
L=y	2,400 m
H	0,700 m
d	0,595 m

Ansaskulma	
29,21 °	MIN 21,8°. Optimi 45...55°
0,5098 rad	

Paalukuormat	
$F_{Ed}$	315,69 kN
$F_{Rd}$	850,00 kN
Käyttöaste	37 % OK

Betonin kestävyys (puristuskaista)	
$\sigma_{cd} = \frac{F_c}{A_{Fc}} \leq \sigma_{Rd,max}$	
$F_c$	918,6 kN
$A_{Fc}$	103114 mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cd}$	8,9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{Rd,max}$	9,6 N/mm <sup>2</sup>
$k_2$	0,85
$k_3$	0,75
$\nu'$	0,9
Käyttöaste	93 %

Betonin puristusvoima  
Ala, jolle  $F_c$  kohdistuu paalun päällä

OK:  $\sigma_{cd} \leq \sigma_{Rd,max}$

### Mitoituspohjan sisältö

Raudoitukset			
Poikittainen vetorausitus		Ripustushaat	
$A_{st} = \frac{F_t}{f_{sd}}$		Leikemäärä	2
		$V_{w,Ed}$	168,5 kN
$A_{st,x}$	566,6 mm <sup>2</sup>	$A_{wv}$	EI TARVITA mm <sup>2</sup> /m
$A_{st,y}$	566,6 mm <sup>2</sup>	Ripustushakoje ei tarvita, jos paaluväli on alle 4*paalun sivumitta	
Minimiteräsmäärä			
$A_{st,min,1} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$		Paaluväli	0,900 m
$A_{st,min,2} = 0,0013 b_t d$		4*sivumitta	1,2 m
$A_{s,min,1}$	793,6 mm <sup>2</sup>		
$A_{s,min,2}$	773,5 mm <sup>2</sup>		

=> Valitaan esim 3T16"

VETORAUDOITUKSEN TERÄSMÄÄRÄ, X	793,6	mm <sup>2</sup>
VETORAUDOITUKSEN TERÄSMÄÄRÄ, Y	793,6	mm <sup>2</sup>
Teräs halk.	25	mm
1 kpl $A_s$	490,9	mm <sup>2</sup>
Tarvitaan, x	1,6	kpl
Tarvitaan, y	1,6	kpl
=> 3T25	1472,6	mm <sup>2</sup>

Vetorausituksen ankkurointi							
$f_{sd}$	2,69	N/mm <sup>2</sup>	Valitse ankkurointityyppi alla			Jos poikittaista raudoitusta tai painetta ei ole, jätä nämä tyhjäksi. Vaikuttaa $\alpha$ kertoimin	
$\eta_1$	1,0		Suora tanko				
$\eta_2$	1,0		a	50	mm	$\lambda$	0
$l_{b,req,x}$	720,4	mm	$c_1$	50	mm	$\Sigma A_{sE}$	0
$l_{b,req,y}$	720,4	mm	c	100	mm	$\Sigma A_{sE,min}$	0
Minimiankkurointipituudet			$c_{ij}$	25	mm	$A_s$	0
x-suunta			$\alpha_1$	1,0		K	0
	216,1	mm	$\alpha_2$	1,0	$0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	p	
max{	250	mm	$\alpha_3$	1,0	$0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$		
	100	mm	$\alpha_4$	0,7		Kertoimien $\alpha_2$ , $\alpha_3$ ja $\alpha_4$ tulo on oltava välillä 0,7-1,0	
$l_{b,min,x}$	250,0	mm	$\alpha_5$	1,0	$0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4$	1,00 OK
y-suunta							
	216,1	mm	<p><math>l = (\Sigma A_{sE} - \Sigma A_{sE,min}) / A_s</math></p> <p><math>\Sigma A_{sE}</math> on ankkurointipituudella <math>l_{b,req}</math> olevan poikittaisen raudituksen kokonaismäärä.</p> <p><math>\Sigma A_{sE,min}</math> on poikittausraudituksen vähimmäismäärä + 0,25 <math>A_s</math> paineessa ja 0 paineessa.</p> <p><math>A_s</math> on suurimman yksittäisen ankkurointitangan poikkileikkauksen ala.</p> <p>K on alla olevan kuvan mukainen.</p> <p>p on murtorajallaan ankkurointipituudella <math>l_{b,req}</math> vaikuttava poikittainen paine (MPa).</p>				
max{	250	mm					
	100	mm					
$l_{b,min,y}$	250,0	mm					
ANKKUROINTIPITUUS, X							
$l_{b,x}$	504,3	mm					
ANKKUROINTIPITUUS, Y							
$l_{b,y}$	504,3	mm					

## Mitoituspohjan sisältö

Lävistys	
Leikkausvoima $V_{Ed}$	300 kN
$\Delta V_{Ed}$	N
$V_{ed,red}$	300000 N
$u$	9239,9 mm
$d_x$	0,595 m
$d_y$	0,570 m
$d$	582,50 mm
Leikkausjännitys, $v_{Ed}$	0,06 N/mm <sup>2</sup>
$\hat{C}_{red,c}$	0,10
$D$	480 mm
$k$	$1,6 \leq 2$
$\rho_c$	0,001
$\rho_s$	0,001
$\rho$	$0,0009 \leq 0,02$
$a$	510 mm
Leikkauskestävyys, $v_{red,c}$	0,45 N/mm <sup>2</sup>
Käyttöaste	12 % OK

Kaatumisvarmuus	
$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d$	
Kaalavat	
$H_{Edst,x}$	5,5 kN
$E_{dst,x}$	20,35 kNm
$H_{Edst,y}$	5,5 kN
$E_{dst,y}$	20,35 kNm
Vakauttavat	
$G_{k,plati}$	17,28 kN
$G_{k,rao}$	38,4 kN
$G_{k,antur}$	100,8 kN
$N_{Edst,b}$	1167,4 kN
$E_{stb,d}$	817,33 kNm
Suuntien yhteisvaikutus	
$\frac{E_{dst;d,x}}{E_{stb;d}} + \frac{E_{dst;d,y}}{E_{stb;d}} \leq 1,0$	
0,05	1 OK
Käyttöaste	5 %

## Mitoituspohjan sisältö

## PERUSMUURIPAALUAN TURAN MITOITUS TERÄSBETONIPAALUT

Kohde:	Anturatunnus:
Kohdenro:	
PVM:	
Tekijä:	

Valitse luokat alusvetovälikoista

Laskennan lähtötiedot	
Seuraamusluokka	CC2
Geotekninen luokka	GL2
Paalutustyyli	PTL2
Rasitusluokka	XC2
Betonin lujuusluokka	C25/30

Rauditus	
Teräslaatu	A500HW
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{td}$	434,8 N/mm <sup>2</sup>

YHTEENVETO	
Käyttöasteet	
Puristuskaista	31 %
Leikkaus	77 %
Teräsmäärät	
Pääteräkset	1812,7 mm <sup>2</sup>
=> 4T25	
Vetoteräkset	1277,8 mm <sup>2</sup>
=> 5T20	

Paalun kapasiteetti, $F_{Rd}$	850 kN
Negatiivinen vaippahankaus, $F_{neg}$	kN
Peruspilarin sivumitta, x	0,58 m
Peruspilarin sivumitta, y	0,58 m

Syötä ominaiskuormat käsin

Ominaiskuormat		
Pysyvät		
$N_{yk}$	600,00 kN	
$M_{yk}$	100,00 kNm	
$H_{yk}$	0,00 kN	
Muuttuvat		
$N_{yk}$	200,00	Lumi
$N_{yk}$	0,00	Hyöty A
$N_{yk}$	0,00	Hyöty B
$M_{yk}$	75,00 kNm	
$H_{yk}$	0,00 kN	

Mitoituskuormat		
Pysyvät		
$N_{pd}$	690,00 kN	
$M_{pd}$	115,00 kNm	
$H_{pd}$	0,00 kN	
Muuttuvat		
$N_{pd}$	300,00	Lumi
$N_{pd}$	0,00	Hyöty A
$N_{pd}$	0,00	Hyöty B
$M_{pd}$	112,50 kNm	
$H_{pd}$	0,00 kN	

Epäkeskisyyks	
$e_{ok}$	0,22 m

Anturan omapaino	
$g_{k,antura}$	29,26125 kN
Muut pystykuormat (jos on)	
esim. lattia	kN
	kN
	kN
<b>Huomi! Lisää nämä ilman varmuuskertoimia ominaiskuormiin</b>	

$\Sigma N_{k,ok}$	800,0 kN
$\Sigma M_{k,ok}$	175,0 kNm
$\Sigma H_{k,ok}$	0,0 kN

$\Sigma N_{d,ok}$	1023,7 kN
$\Sigma M_{d,ok}$	451,4 kNm
$\Sigma H_{d,ok}$	0,0 kN

## Mitoituspohjan sisältö

Teräsbetonipaalut	
Paalut	esim. TB300c
Paalun sivumitta	0,30 m
Paalun pituus	20,0 m
Paalujen lkm	2 kpl
Paaluja rivissä, x	2 kpl
Paaluja rivissä, y	1 kpl
Minimipaaluväli, $s_{p,min}$	k/k 1,10 m
Tuki- ja kiikapaaluille ehdoton minimipaaluväli on	0,8 m

Jos paaluväli ylä menee alle vaaditun, laskuri laskee minimiä.

Syötä paaluvälit, k/k	
$s_{p,x}$	1,1 m
L	2,0 m
Paalujen vapaa väli	0,80 m
Paalun sijaintipöikkeäma	0,15 m
Paalun reunaetäisyys	0,3 m
Suositeltu etäisyys paalun keskeltä anturan reunaan on vähintään paalun sivumitta	

Pääteräksset	
$P_d$	1475,1 kN/m
$M_{Ed}$	590,0 kNm
d	0,765 m
$\mu$	0,042
z	748,6 mm
$A_{s0}$	1812,7 mm <sup>2</sup>
$A_{s,min,1}$	1758,3 mm <sup>2</sup>
$A_{s,min,2}$	1690,7 mm <sup>2</sup>
Määräävä	1812,7 mm <sup>2</sup>
Teräs halk	25 mm
1 kpl As	490,9 mm <sup>2</sup>
Tarvitaan	3,7 kpl
	=> 4T25 1963,5 mm <sup>2</sup>

Leikkauskestävyys		
$V_{Ed}$	300 kN	Leikkausrasitus
$\alpha$	90 °	Leikkausraudoituksen kulma vaakatasoon nähden
$\theta$	21,8 °	Puristussauvan kulma vaakatasoon nähden. $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
$\sigma$ haka	10 mm	Haan halkaisija
leikkeet	2 kpl	
$A_{sw}$	157 mm <sup>2</sup>	Haan poikkileikkausala
s	300 mm	Hakaväli
$s_{max}$	574 mm	Maksimi hakaväli
z	688,5 mm	
$f_{ywd}$	434,8 MPa	
$\alpha_{sw}$	1	
$v_1$	0,6	
Kestävyys on pienempi seuraavista		
$V_{Rd,s}$	391,9 kN	
$V_{Rd,max}$	3430,5 kN	
Käyttöaste	77 %	

Anturan minimi sivumitta	
$B_{min} = x_{min}$	1,7 m

Syötä anturan mitat		
B = x	1,7 m	a/h ≤ 1
H	0,9 m	0,61
d	0,765 m	OK

Ansaskulma	
54,29 °	MIN 21,8°, Optimi 45...55°

Poikittainen vetorauhoitus	
$F_{Tc}$	850 kN
a	0,4 m
z	0,612 m
F <sub>l</sub>	555,6 kN
$A_{s,t}$	1277,8 mm <sup>2</sup>
Teräs halk	20 mm
1 kpl As	314,2 mm <sup>2</sup>
Tarvitaan	4,1 kpl
=> 5T20	1570,8 mm <sup>2</sup>

Betonin kestävyys (puristuskaista)		
$F_c$	1015,5 kN	≤ 0,15 $f_{cd}$ bd
0,15 $f_{cd}$ bd	3251,3 kN	
Käyttöaste	31 %	OK

## Mitoituspohjan sisältö

## PILARIPAALUANTURAN MITOITUS

## TERÄSPAALUT

Kohde:	Antura:
Piirustusno:	
PVM:	
Tekijä:	

Valitse luokat alasetvalikoista

Laskennan lähtötiedot	
Seuraamusluokka	CC2
Geotekninen luokka	GL2
Paalutustyöluokka	PTL2
Rasitusluokka	XC2
Betonin lujuusluokka	C25/30
Paalun kapasiteetti, $R_d$	872 kN
Negatiivinen vaippahankaus, $F_{neg}$	0 kN
Peruspilarin sivumitta, x	0,48 m
Peruspilarin sivumitta, y	0,48 m

Rauditus	
Teräslaatu	A500HW
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{td}$	434,8 N/mm <sup>2</sup>

YHTEENVETO	
Käyttöasteet	
Paalukuormat	21 %
Puristuskaista	88 %
Kaatuminen	0 %
Lävistys	2 %
Teräsmäärät	
Vetoteräokset, x	1472,6 mm <sup>2</sup>
=> 3T25	
Vetoteräokset, y	1472,6 mm <sup>2</sup>
=> 3T25	

Syötä ominaiskuormat käsin

Ominaiskuormat	
Pysyvät	
$N_{gk}$	300,00 kN
$M_{gk}$	100,00 kNm
$H_{gk,x}$	0,00 kN
$H_{gk,y}$	0,00 kN
Muuttuvat	
$N_{qk}$	20,00 Lumi
$N_{qk}$	0,00 Hyöty A
$N_{qk}$	0,00 Hyöty E
$M_{qk}$	0,00 kNm
$H_{qk,x}$	0,00 kN
$H_{qk,y}$	0,00 kN

Mitoituskuormat	
Pysyvät	
$N_{gd}$	345,00 kN
$M_{gd}$	115,00 kNm
$H_{gd,x}$	0,00 kN
$H_{gd,y}$	0,00 kN
Muuttuvat	
$N_{qd}$	30,00 Lumi
$N_{qd}$	0,00 Hyöty A
$N_{qd}$	0,00 Hyöty E
$M_{qd}$	0,00 kNm
$H_{qd,x}$	0,00 kN
$H_{qd,y}$	0,00 kN

Epäkeskisyydet	
$e_{yok,x}$	0,00 m
$e_{yok,y}$	0,00 m

Anturan omapaino	
$G_{k,antura}$	57,8 kN
Muut pystykuormat (jos on)	
esim. lattia	kN
	kN
	kN

Huom! Lisää nämä varmuuskertoimien kanssa mitoituskuormiin

Valitse hyötykuormat alasetvalikoista

$\Sigma N_{k,kok}$	320,00 kN
$\Sigma M_{k,kok}$	100,00 kNm
$M_{k,kok,x}$	0,00 kNm
$M_{k,kok,y}$	0,00 kNm
$\Sigma H_{k,x,kok}$	0,00 kN
$\Sigma H_{k,y,kok}$	0,00 kN

$\Sigma N_{d,kok}$	375,00 kN
$\Sigma M_{d,kok}$	115,00 kNm
$M_{d,kok,x}$	0,00 kNm
$M_{d,kok,y}$	0,00 kNm
$\Sigma H_{d,x,kok}$	0,00 kN
$\Sigma H_{d,y,kok}$	0,00 kN

## Mitoituspohjan sisältö

Teräsraudoitus	
Paalut	*esim. RR/RD140/8
Paalun halkaisija	0,140 m
Paalun pituus	25,0 m
Paalujen lkm	4 kpl
Paaluja rivissä, x	2 kpl
Paaluja rivissä, y	2 kpl
Minimipaaluväli, $s_{p,min}$	k/k 0,490 m

Tuki- ja kiikapaalulle ehdoton minimipaaluväli on 0,8 m

Jos paaluväli yltä menee alle vaaditun, laskuri laskee minimillä.

Syötä paaluvälit, k/k	
$s_{p,x}$	1,100 m
$s_{p,y}$	1,100 m
Paalujen vapaa väli	0,550 m
Paalun sijaintipoikkeama	0,150 m
Paalun min reunaetäisyys	0,275 m
Paaluhatun sivumitta	0,250 m

Suositeltu etäisyys paalun keskeistä anturan reunaan on vähintään paalun halkaisija tai paaluhatun sivumitta

Anturan minimisivumitat	
$x_{min}$	1,650 m
$y_{min}$	1,650 m

Syötä anturan mitat	
B=x	1,700 m
L=y	1,700 m
H	0,800 m
d	0,680 m

Ansaskulma	
53,08 °	MIN 21,8°, Optimi 45...55°
0,9265 rad	

Paalukuormat	
$R_d$	183,9 kN
$R_{d,max}$	872,0 kN
Käyttöaste	21 % OK

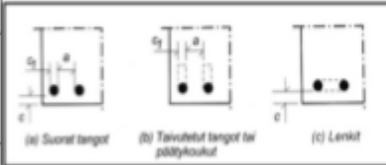
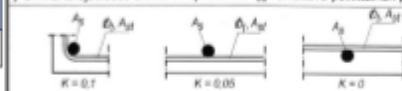
Raudituksen vetovoimat	
(Kaava: by 210, s. 455)	
$F_t = k \frac{s_p}{d} \left(1 - \frac{h_c}{2s_p}\right) N_{Ed}$	
k	0,13
$s_{p,x}$	1,100 m
$s_{p,y}$	1,100 m
d	0,680 m
$h_{cx}$	0,480 m
$h_{cy}$	0,480 m
$N_{Ed}$	375,0 kN
$F_{t,x}$	59,3 kN
$F_{t,y}$	59,3 kN

Betoniin kestävyys (puristuskaista)			
$\sigma_{cd} = \frac{F_c}{A_{Fc}} \leq \sigma_{Rd,max}$			
$F_c$	876,0 kN	Betoniin puristusvoima	
$A_{Fc}$	104050,4 mm <sup>2</sup>	Ala, jolle $F_c$ kohdistuu paalun päällä	
$\sigma_{cd}$	8,4 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_{Rd,max}$	9,6 N/mm <sup>2</sup>		OK: $\sigma_{cd} \leq \sigma_{Rd,max}$
$k_1$	0,85		
$k_2$	0,75		
$v'$	0,9		
Käyttöaste	88 %		



### Mitoituspohjan sisältö

Raudoitukset			
Poikittainen vetorausitus		Ripustushaat	
$A_s = \frac{F_t}{f_{td}}$		Leikemäärä	2
		$V_{sv,Ed}$	62,5 kN
$A_{s,x}$	138,4 mm <sup>2</sup>	$A_{sv}$	0,0 mm <sup>2</sup> /m => Valitaan "esim 3T16"
$A_{s,y}$	138,4 mm <sup>2</sup>	<b>Ripustushakoja ei tarvita, jos paaluväli on alle 4*paalun sivumitta</b>	
<b>Minimiteräsmäärä</b>			
$A_{s,min,1} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d$			
$A_{s,min,2} = 0,0013 b_w d$			
$A_{s,min,1}$	919,4 mm <sup>2</sup>		
$A_{s,min,2}$	884,0 mm <sup>2</sup>		
VETORAUDOITUKSEN TERÄSMÄÄRÄ, X		919,4 mm <sup>2</sup>	
VETORAUDOITUKSEN TERÄSMÄÄRÄ, Y		919,4 mm <sup>2</sup>	
Teräs halk	25 mm		
1 kpl $A_s$	490,9 mm <sup>2</sup>		
Tarvitaan, x	1,9 kpl		
Tarvitaan, y	1,9 kpl		
=> 3T25	1472,6 mm <sup>2</sup>		

Pääraudoituksen ankkurointi			
$f_{td}$	2,7 N/mm <sup>2</sup>	Valitse ankkurointityyppi alta	
$\eta_1$	1,0	Ylös taivutettu tai päätykoukku	
$\eta_2$	1,0	a	150 mm
$l_{b,rd,x}$	149,3 mm	$c_1$	75 mm
$l_{b,rd,y}$	149,3 mm	c	100 mm
Minimiankkurointipituudet		$c_d$	75 mm
x-suunta		$\alpha_1$	1,0
max{	44,8 mm	$\alpha_2$	1,0 $0,7s\alpha_2 \leq 1,0$
	250 mm	$\alpha_3$	1,0 $0,7s\alpha_3 \leq 1,0$
	100 mm	$\alpha_4$	0,7
$l_{b,min,x}$	250,0 mm	$\alpha_5$	1,0 $0,7s\alpha_5 \leq 1,0$
y-suunta			
max{	44,8 mm	<p><math>\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,ank})/A_s</math>  <math>\Sigma A_{st}</math> on ankkurointipituudella <math>l_{b,rd}</math> olevan poikittaisen raudituksen kokonaisala.  <math>\Sigma A_{st,ank}</math> on poikittaisraudoituksen vähimmäisala = 0,25 <math>A_s</math> paikoissa ja 0 lautoissa.  <math>A_s</math> on suurimman yksittäisen ankkuroitun tangon poikkileikkauksen ala.                      K on alla olevan kuvan mukainen.                      p on murtorajalla ankkurointipituudella <math>l_{b,rd}</math> vaikuttava poikittainen paine (MPa)</p> 	
	250 mm		
	100 mm		
$l_{b,min,y}$	250,0 mm	$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5$ 1,00 OK	
<b>ANKKUROINTIPITUUS, X</b>			
$l_{bd,x}$	250,0 mm		
<b>ANKKUROINTIPITUUS, Y</b>			
$l_{bd,y}$	250,0 mm		

## Mitoituspohjan

Lävistys	
Leikkausvoima $V_{Ed}$	200 kN
$\Delta V_{Ed}$	
$V_{ed,red}$	200000 N
$u_i$	10308,1 mm
$d_x$	680,000 mm
$d_y$	655,000 mm
$d$	667,50 mm
Leikkausjännitys, $v_{Ed}$	0,02907 N/mm <sup>2</sup>
$C_{Rd,c}$	0,20
$D$	480 mm
$k$	1,5 $\leq$ 2
$\rho_x$	0,001
$\rho_y$	0,001
$\rho_z$	0,001 $\leq$ 0,02
$a$	265 mm
Leikkauskestävyys, $v_{Rd,c}$	1,4 N/mm <sup>2</sup>
Käyttöaste	2 % OK

## sisältö

Kaatumisvarmuus	
$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d$	
Kaatavat	
$H_{Ed,dt,x}$	0 kN
$E_{ed,dt,x}$	0 kNm
$H_{Ed,dt,y}$	11 kN
$E_{ed,dt,y}$	52,8 kNm
Vakauttavat	
$g_{k,pker}$	17,28 kN
$g_{k,maa}$	24,4 kN
$g_{k,antam}$	57,8 kN
$N_{Ed,dtb}$	474,5 kN
$E_{sb,d}$	261,0 kNm
Suuntien yhteisvaikutus	
$\frac{E_{dst;d,x}}{E_{stb;d}} + \frac{E_{dst;d,y}}{E_{stb;d}} \leq 1,0$	
0,20	1 OK
Käyttöaste	20 %

## Mitoituspohjan sisältö

## PERUSMUURIPAALUANTURAN MITOITUS

## TERÄSPAALUT

Kohde:	Antura nro.
Kohdenro:	
PVM:	
Tekijä:	

Valitse luokat alasetoalikoista

Laskennan lähtötiedot	
Seuraamusluokka	CC2
Geotekninen luokka	GL2
Paalutustyöluokka	PTL2
Rasitusluokka	XC2
Betonin lujuusluokka	C25/30

Raidoitus	
Teräslaatu	A500HW
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{sd}$	434,8 N/mm <sup>2</sup>

YHTEENVETO	
Käyttöasteet	
Puristusaste	26 %
Leikkaus	77 %
Teräsmäärät	
Pääteräsket => 5T25	2454,4 mm <sup>2</sup>
Vetoteräsket => 4T20	1256,6 mm <sup>2</sup>
Leikkaushaajat => 10k200	

Paalun kapasiteetti, $R_d$	872 kN
Negatiivinen vaippahankaus, $F_{neg}$	kN
Peruspilarin sivumitta, x	0,58 m
Peruspilarin sivumitta, y	0,58 m

Syötä ominaiskuormat käsin

Ominaiskuormat	
Pysyvät	
$N_{Gk}$	500,00 kN
$M_{Gk}$	0,00 kNm
$H_{Gk}$	kN
Muuttuvat	
$N_{Gk}$	100,00 Lumi
$N_{Gk}$	0,00 Hyöty A
$N_{Gk}$	0,00 Hyöty C
$M_{Gk}$	0,00 kNm
$H_{Gk}$	0,00 kN

Mitoituskuormat	
Pysyvät	
$N_{Gd}$	575,00 kN
$M_{Gd}$	0,00 kNm
$H_{Gd}$	0,00 kN
Muuttuvat	
$N_{Gd}$	150,00 Lumi
$N_{Gd}$	0,00 Hyöty A
$N_{Gd}$	0,00 Hyöty C
$M_{Gd}$	0,00 kNm
$H_{Gd}$	0,00 kN

Epäkeskisyydet	
$e_{k,k}$	0,00 m

Anturan omapaino	
$G_{antura}$	37,125 kN
Muut pystykuormat (jos on)	
esim. lattia	kN
	kN
	kN
Huom! Lisää nämä ilman varmuuskerroimia ominaiskuormiin	

$\Sigma N_{k,kak}$	500,00 kN
$\Sigma M_{k,kak}$	0,00 kNm
$\Sigma H_{k,kak}$	0,00 kN

$\Sigma N_{d,kak}$	617,69 kN
$\Sigma M_{d,kak}$	0,00 kNm
$\Sigma H_{d,kak}$	0,00 kN

## Mitoituspohjan sisältö

Teräsbetonipaalu	
Paalut	esim. RR/RD140/8
Paalun sivumitta	0,14 m
Paalun pituus	20,0 m
Paalujen lkm	2 kpl
Paaluja rivissä, x	2 kpl
Paaluja rivissä, y	1 kpl
Minimipaaluväli, $s_{p,min}$	k/k 0,51 m
Tuki- ja kiikapaaluille ehdoton minimipaaluväli on	0,8 m

Jos paaluväli ylä menee alle vaaditun, laskuri laskee minimiä.

Syötä paaluvälit, k/k	
$s_{p,x}$	1,1 m
L	2,0 m
Paalujen vapaa väli	0,66 m
Paalun sijaintipolkeama	0,15 m
Paalun reunaetäisyys	0,275 m
Paaluhetun sivumitta	0,25 m
Suositeltu etäisyys paalun keskeltä anturan reunaan on vähintään paalun tai -hetun sivumitta	

Pääteräkset	
$P_{Ed}$	617,7 kN/m
$M_{Ed}$	247,1 kNm
d	0,850 m
$\mu$	0,012
z	844,8 mm
$A_s$	672,6 mm <sup>2</sup>
$A_{s,min,1}$	2007,7 mm <sup>2</sup>
$A_{s,min,2}$	1930,5 mm <sup>2</sup>
Määräävä	2007,7 mm <sup>2</sup>
Teräs halk	25 mm
1 kpl $A_s$	490,9 mm <sup>2</sup>
Tarvitaan	4,1 kpl
=> 5T25	2454,4 mm <sup>2</sup>

Leikkauskestävyys		
$V_{Ed}$	200 kN	Leikkausrasitus
$\alpha$	90 °	Leikkausrudoituksen kulma vaakatasoon nähden
$\theta$	45 °	Puristusseuran kulma vaakatasoon nähden, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
$\phi$ halka	10 mm	Haan halkaisija
leikkaet	2 kpl	
$A_{sp}$	157 mm <sup>2</sup>	Haan poikkileikkauksen
s	200 mm	Hakaväli
$s_{max}$	638 mm	Maksimi hakaväli
z	785 mm	
$f_{yad}$	434,8 Mpa	
$\sigma_{cw}$	1	
$v_i$	0,6	
Kestävyys on pienempi seuraavista		
$V_{Rd,2}$	261,2 kN	
$V_{Rd,max}$	5364,6 kN	
Käyttöaste	77 %	

Anturan minimisivumitta	
$B_{min}$	1,65 m

Syötä anturan mitat		
B	1,65 m	a/h $\leq 1$
H	1 m	0,43
d	0,9 m	OK

Ansaskulma	
58,6 °	MIN 21,8°. Optimi 45...55°

Poikittainen vetorudoitus	
$R_d$	872 kN
a	0,425 m
z	0,72 m
$F_t$	514,7 kN
$A_{s,1}$	1183,86 mm <sup>2</sup>
Teräs halk	20 mm
1 kpl $A_s$	314,2 mm <sup>2</sup>
Tarvitaan	3,8 kpl
=> 4T20	1256,6 mm <sup>2</sup>

Puristuskaista		
$F_c$	1012582 N	$\leq 0,15f_{cd}$
$0,15f_{cd}$	3825000 N	
Käyttöaste	26 %	OK