



EUROKOODIEN TUOMAT MUU- TOKSET PAALUANTUROIDEN MI- TOITUKSEEN

Petri Timo

Opinnäytetyö
Toukokuu 2012
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikan suuntautu-
misvaihtoehto

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Tampere University of Applied Sciences

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikan suuntautumisvaihtoehto

PETRI TIMO:

Eurokoodien tuomat muutokset paaluanturoiden mitoitukseen

Opinnäytetyö 52 sivua

Toukokuu 2012

Eurokoodien käyttöönotto tulee tuomaan muutoksia paaluanturoiden mitoitukseen. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli vertailla erillispaluanturoiden mitoituskäytäntöjen eroja vanhojen betoninormien ja uusien eurokoodien välillä. Työssä keskityttiin ristikkomalleihin ja tutkittiin niiden taustalla olevia teorioita. Työssä käytiin läpi eurokoodia sekä Suomen rakentamismääräyskokoelmaan perustuvia julkaisuja. Tarkoituksena oli myös selvittää pilarin sivumittojen vaikutusta paaluanturan sisäisiin voimasuureisiin. Tämän vuoksi työssä selvitettiin myös paaluanturoiden statiikkaa ja ristikkomallin ansaskulman vaikutuksia voimien kulkuun ja suuruuteen.

Oleellisimpia eroavaisuuksia eurokoodimitoituksessa on solmupisteiden kestävyystarkastelu, jollaista vanhat suomalaiset ohjeet eivät tunne. Vanhassa B4:ssä rajoitettiin tarkastelu puristussauvojen kestävyuteen. Eurokoodin mukaista ristikkomenetelmää käytettäessä kuormaresultantin tulisi myös olla pistemäinen, jolloin pilarin sivumitalla ei ole vaikutusta. Vanhoissa ohjeissa voimaresultantti on kuitenkin voitu jakaa useaan pisteeseen. Tästä syystä vanhoilla sovellusohjeilla ansaskulma on suurempi, ja sisäiset sauvavoimat sekä pääraudoituksen teräsmäärät ovat pienemmät.

Eurokoodissa on myös periaatteellisia eroja raudituksen ankkuroinnin laskennassa. Eurokoodissa esimerkiksi koukun vaikutus huomioidaan pienentämällä kertoimella vaadittavaa ankkurointipituutta. Vanhoissa sovellusohjeissa vastaavasti koukun vaikutus huomioidaan kasvattamalla tangon ankkurointikapasiteettia. Ankkurointipituus on vanhoissa kansallisissa ohjeissa suositeltu mitattavan paalun keskeltä tangon päähän. Vastaavasti eurokoodissa ankkurointipituus mitataan paalun etureunasta tangon päähän.

Eurokoodeissa tai vanhoissa betoninormeissa ei kummassakaan ole minimirauditusohjeita ristikkomenetelmän mukaan mitoittaville rakenteille. Jos käytetään taivutusteorian mukaista minimirauditusta, saattaa teräsmäärä kasvaa ylisuureksi. Suunnittelun apuvälineeksi käyviä sovellusohjeita on vähän. Mitoituksen teoria solmupistetarkasteluineen on myös vaikeammin hallittavissa. Paaluanturoiden mitoitus ilman tietokoneohjelmistoa on eurokoodien myötä muuttunut kokonaisuutena hankalammaksi.

Asiasanat: eurokoodi, betoninormi, paaluantura, mitoitus, vertailu.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Construction Engineering
Option of Building Construction

PETRI TIMO:

Changes Caused by Eurocode in the Design of Pile Foundations

Bachelor's thesis 52 pages

May 2012

Adopting Eurocodes brings some changes concerning the design of pile foundations. The main objective of this thesis was to compare design practices between the old national Concrete Code and the new Eurocode. Thesis concentrates on truss models and theories behind it. The other objective was to find out how the column dimensions affect the forces in the inner truss. The statics of pile foundations and the effect of truss angle on the inner truss were studied.

Checking of node resistance is included as a new feature in Eurocode. Finnish specifications do not include similar checking. The force from column needs to be focused on to a single point when designing with Eurocode's strut and tie -method. In the old national code the force is divided to multiple points. That leads to bigger angle between strut and tie and there is needed less reinforcement in foundations.

The design of anchorage differs between the old and the new practice, for example in the way the anchorage of a hooked bar is calculated. In the Eurocode the hook affects to the factor which reduces the anchorage length. The old way was that the hook increases anchorage capacity. The anchorage length is in old national code measured from the end of the bar to the middle of the pile whereas in Eurocode it is measured from the end of the bar to the front edge of pile.

In Eurocode nor National Code there aren't any minimum requirements for reinforcement when designing structures with strut-and-tie method. The minimum requirements for bended structure lead to excessive amounts of reinforcement due to the massive cross-section of the structures. There are only few practical guides available for designers. Also the use of computer is almost necessary because of the complexity of the calculations involving EC design methods.

Key words: Eurocode, national finnish concrete code, pile foundations, design, comparison.

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	5
2	RISTIKKOMENETELMÄ	6
2.1	Yleistä ristikkomenetelmästä.....	6
2.1.1	Puristussauvat.....	7
2.1.2	Vetosauvat.....	9
2.1.3	Solmupisteet.....	9
2.2	Ristikkomenetelmän soveltaminen paaluanturoihin.....	10
3	PAALUANTUROIDEN MITTOJEN MÄÄRÄYTYMINEN.....	11
3.1	Periaatteet.....	11
3.2	Paalujen keskinäinen etäisyys.....	11
3.3	Paalujen katkaisutaso	12
3.4	Solmupisteiden välisen vertikaalimitan määräytyminen	13
3.5	Paalun etäisyys anturan reunasta	15
3.6	Pilarin sijaintipoikkeama ja epäkeskisyys	16
4	PAALUANTUROIDEN STATIIKKA	17
4.1	Yleistä	17
4.2	Kahden paalun antura	18
4.2.1	Paalukuorman vaikutus sisäisiin voimasuureisiin.....	18
4.2.2	Sauvavoimat ja ansaskulma kun kuormitus on yhdestä pisteestä	19
4.2.3	Sauvavoimat ja ansaskulma kun kuormitus on kahdesta pisteestä	21
4.3	Neljän paalun antura	23
4.3.1	Paalukuorman vaikutus	23
4.3.2	Sauvavoimat ja ansaskulma	25
4.3.3	Erikoistapausten ratkaisu	28
4.4	Usean paalun antura.....	29
5	PAALUANTUROIDEN MITOITUS	31
5.1	Mitoituskäytännöistä.....	31
5.2	Mitoitus Suomen kansallisten ohjeiden mukaan	32
5.2.1	Yleistä	32
5.2.2	Kuormat.....	32
5.2.3	Pääraudoitus	33
5.2.4	Pääraudoituksen ankkurointi.....	33
5.2.5	Puristusdiagonaalin kestävyys	36
5.2.6	Leikkaus- ja lävistysmitoitus.....	37
5.3	Mitoitus eurokoodien mukaan	37
5.3.1	Yleistä	37
5.3.2	Kuormat.....	38
5.3.3	Pääraudoitus	39
5.3.4	Pääraudoituksen ankkurointi.....	40
5.3.5	Puristusdiagonaalin kestävyys	42
5.3.6	Solmujen kestävyuden tarkastelu.....	43
5.3.7	Leikkaus- ja lävistysmitoitus.....	46
5.4	Yhteenveto	46
6	TULOKSET JA JOHTOPÄÄTÖKSET	48
	LÄHTEET.....	51

1 JOHDANTO

Tämä opinnäytetyö sai aiheensa, kun sen tekijä osallistui SKOL ry:n nelipaaluanturan laskentaohjelman tarkastustyöhön vuonna 2011. Tarkastustyössä tehtiin muun muassa betonipaaluanturan voima- ja jännityssuureiden vertailulaskentaa. Tarkastustyö kuului osana SKOL Eurocode-laskentapohjien laadintahanke 2008–2011 -projektiin. Tässä opinnäytetyöraportissa kerrotaan peruseriaatteita paaluanturoiden mitoituksesta ja toimintatavasta. Raportin tarkoituksena on muun muassa selvittää pilarin sivumittojen vaikutus paaluille perustetun pilarianturan voimasuureisiin. Käsiteltävät paaluanturat ovat erillispaaluanturoita, eikä esimerkiksi talorakenteiden jatkuviin paaluanturoihin oteta kantaa.

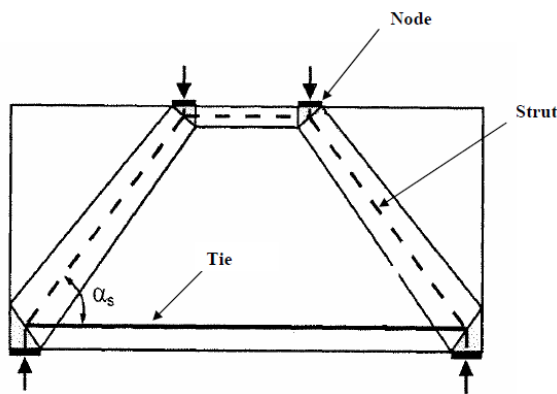
Euroopan laajuista betonirakentamista ohjeistavaan eurokoodiin EN-1992-1-1 on kirjattu mitoitus tapa ristikkomenetelmällä, joka soveltuu hyvin korkeiden paaluanturoiden mitoitusmenetelmäksi. Tämän hetken tiedon mukaan betonirakentamisen eurokoodit tulevat korvaamaan vanhat betonirakentamisen ohjeet, kun Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osa uudistuu vuoden 2013 heinäkuussa (Mölsä 2012, 15). Kuitenkaan Suomen betonirakentamista ohjaavassa Suomen rakentamismääräyskokoelman nykyisessä B-osassa ei viitata ristikkomenetelmän käyttöön rakenteiden mitoituksessa (tilanne keväällä 2012). Tässä opinnäytetyössä käydään läpi mitoituskäytäntöjen eroavaisuuksia. Painotus on eurokoodien mukaisessa laskennassa, mutta tarkoitus on ollut kuvata päätasolla myös Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 (2005) pohjautuvia mitoituskäytäntöjä.

Tässä opinnäytetyössä keskitytään teräsbetonirakenteiden tarkasteluun. Tarkasteltavia asioita ovat muun muassa ristikon ansaskulma, raudoituksen ankkurointi ja solmupistetarkastelu. Vaikka asiat ovat ainakin jonkin verran materiaalisidonnaisia, voidaan esimerkiksi statiikkaosiossa käsitellyjä asioita hyödyntää myös yleisellä tasolla.

2 RISTIKKOMENETELMÄ

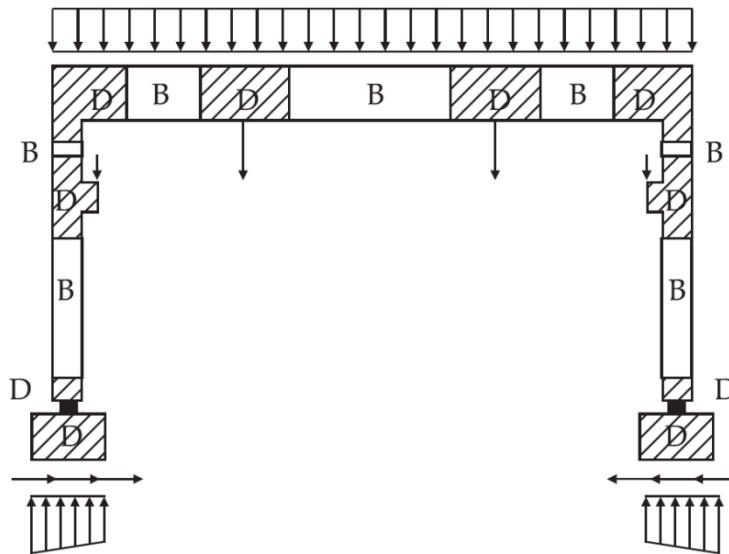
2.1 Yleistä ristikkomenetelmästä

Ristikkomenetelmän ajatus on lähtöisin 1900-luvun taitteesta, kun Ritter ja Mörsh tutkivat betonirakenteiden käyttäytymistä. Menetelmä tuli uudelleen esille 1970-luvun alussa, kun betonirakenteiden yhdistettyä vääntöä ja leikkausta alettiin tutkia. Noin 25 vuotta sitten 1980-luvun lopulla, ristikkomenetelmä alkoi saada laaja-alaisempaa hyväksyntää. Menetelmä kuvaa melko todenmukaisesti voimien kulkua betonissa, kun voimien kulku ei ole suora tai kun rakenteen geometria muuttuu. (Barney 2007, 5).



KUVA 1 Solmupisteet sekä puristus- ja vetosauvat (Barney 2007, 1)

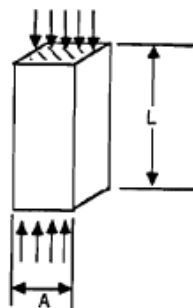
Ristikkomallissa rasitukset keskittyvät tietyille kaistoille rakenteen sisällä. Tarkoitus on tutkia näiden kaistojen – sauvojen – staattista voimatasapainoa. Ristikkomenetelmällä suoritettavaan rakenneanalyysiin kuuluvat puristussauvat (eng. struts), vetosauvat (eng. ties) ja solmupisteet (eng. nodes, kuva 1). Yleisesti ottaen ristikkomallia käytetään rakenteiden d-alueilla (kuva 2) eli alueilla joilla ei käytetä teknistä taivutusteoriaa. (Leskelä 2005, 430).



KUVA 2 Erään kehärakenteen d-alueet eli alueet, joilla tekninen taivutusteoria ei ole käytössä (Nori & Tharval 2007, 13)

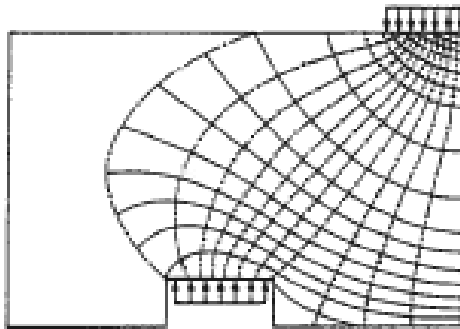
2.1.1 Puristussauvat

Puristusdiagonaaleilla on kolme perusmuotoa: pullomainen, viuhka ja prisma (Leskelä 2005, 436.) Jos kahden samanlaisen solmupisteen välillä on muuttumaton poikkileikkaus siten, että kuorma ei jakaannu, on kyseessä puristusprisma. Puristusprismassa ei ole poikittaisia vetojännityksiä. Tällainen puristussauva on esimerkiksi pilarin B-osassa (kuva 1). Myös taivutetun palkin keskellä on puristusprisma. Tasalaatuisen materiaalin lujuus tulee määrääväksi yhtäläillä sekä puristusprismassa että solmupisteessä. Kuvassa 3 on esitetty puristusprisma.



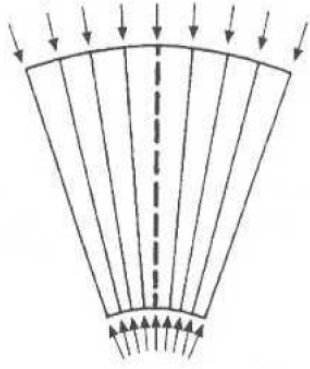
KUVA 3. Puristusprisma (Bergmeister, Breen, Jirsa & Kreger 1993, 43)

Tavanomaisesti puristusrasitus muodostaa solmupisteiden välille solmusta levenevän pullomaisen puristusvyöhykkeen. Käytännön rakenteessa puristusjännitykset eivät siis etene solmusta solmuun suoraviivaisesti vaan solmupiste muodostaa jännityskentälle pullonkaulan. Äärettömän kokoisessa rakenteessa puristusvoima jakautuu solmujen välillä leveälle alueelle kolmiulotteisessa avaruudessa. Jännitys on pienimmillään, kun puristusvoima on jakautunut leveimmilleen. Tasapainoehtojen mukaisesti levenevä jännityskenttä aiheuttaa puristussauvaan nähden kohtisuoria tai lähes kohtisuoria vetovoimia. Jännityskentän muotoon vaikuttaa muun muassa solmupisteen jäykkyys ja betonirakenteissa rauditus (Barney 2007, 2). Myös rakenteen geometria vaikuttaa olennaisesti jännityskentän muotoon. Esimerkiksi poikkileikkaukseltaan kapeissa rakenteissa kuten pilareissa, jännityskenttä ei pääse levenemään rakenteen dimensioita leveämmälle. Pullomaisia jännityskenttiä esiintyy esimerkiksi paaluanturoiden kuormitus- ja tukipisteiden välillä. Pullomaisesta muodosta johtuen kyseisenlaisen puristusdiagonaalin kestävyyttä on syytä tarkastella solmupisteiden välittömissä läheisyyksissä, joissa jännitykset ovat suurimmillaan. Kuvassa 4 on esitetty pullomainen jännityskenttä.



KUVA 4 Pullomainen puristusjännityskenttä (Zhou 1994, 6)

Kolmannessa puristussauvan muodossa toista solmupistettä ei ole tai se kuvataan hyvin laaja-alaiseksi. Yksinkertaistaen toinen solmupiste korvataan tasaisella kuormituksella. Kun tasainen kuormitus keskitetään pistemäisiin kohtiin, solmuihin, voidaan ristikkoanalyysi tehdä. Viuhkan muotoisella jännityskentällä on mitätön kaarevuus, jolloin poikittaista vetojännitystä ei esiinny lähes lainkaan (Barney 2007, 2). Kuvassa 5 on esitetty viuhkan muotoinen jännityskenttä.



KUVA 5. Viuhkan muotoinen puristusjännityskenttä (Fu 2001, 23)

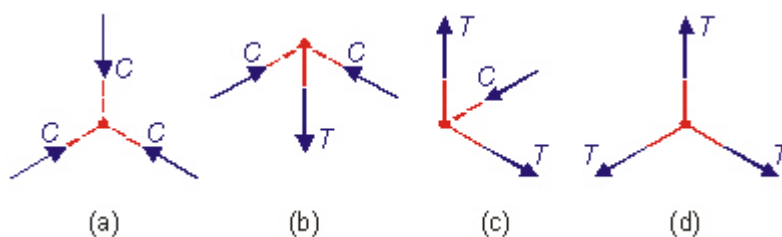
2.1.2 Vetosauvat

Vetosauvat ovat niitä solmupisteiden välisiä sauvoja, joissa on vetojännityksiä. Betonirakenteissa vetojännitykset otetaan vastaan vetoteräksillä. Teräkset sijoitetaankin solmupisteiden välisille alueille, joissa ristikkomallin mukaisesti laskettaessa on vetorastuksia.

2.1.3 Solmupisteet

Matti Leskelän kokoaman kirjan By 210:n määritelmän mukaan solmu on rakenteen kohta, jossa eri suuntaisten sauvojen resultanttivoimat kohtaavat ja jossa näiden voimien tulee olla tasapainossa (Leskelä 2005, 437). Solmutyyppejä ovat

- kolmiakselialinen puristussolmu (kuva 6, kohta a)
- kahden akselin puristus- ja yhden akselin vetosolmu (kuva 6, kohta b)
- yhden akselin puristus- ja kahden akselin vetosolmu (kuva 6, kohta c)
- kolmiakselialinen vetosolmu (kuva 6, kohta d).



KUVA 6. Solmupisteet (Kuchma & Tjhin 2005)

Useissa lähteissä mainitaan ainoastaan kolme ensimmäistä solmutyyppiä. Kolmiakselilisen vetosolmun esiintyminen etenkin betonirakenteissa onkin teoreettista.

Solmupisteen pinta-aladimensiot muodostuvat pieniksi, kun solmuun kohdistuu pistemäisiä – keskitettyjä – rasituksia (Bergmeister ym. 1993, 105). Keskitetyllä rasituksella tarkoitetaan tässä kuormituksen aiheuttamaa, lähes pistemäistä jännitystä. Betonirakenteissa tällaisia rasituksia ovat mm. vetoterästen aiheuttamat jännitykset solmupisteeseen sekä pistemäisten tuki- tai kuormituspisteiden puristusjännitykset. Solmua, jossa on yksikin ”keskittynyt” jännitysalue, kutsutaan singulaariseksi solmuksi (Bergmeister ym. 1993). Tällaiseen, erityisesti yhdenkin vetosauvan sisältämän, solmun dimensioihin tulee kiinnittää erityistä huomiota.

2.2 Ristikkomenetelmän soveltaminen paaluanturoihin

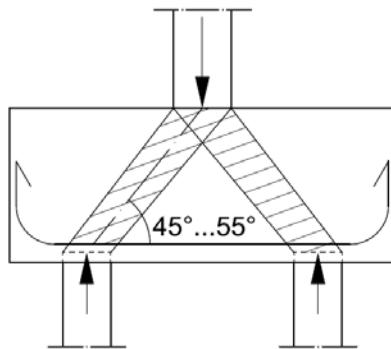
Ristikkomenetelmällä (eng. strut and tie model, STM) voidaan tehdä rakennemalli, joka soveltuu kuvaamaan paaluanturoiden toimintatapaa. Testaustulosten mukaan ristikkomalli antaa todenmukaisen kuvan rakenteen käyttäytymisestä korkeilla paaluanturoilla (Adebar & Zhou, 1996, 437.)

”Paaluanturat tehdään tavallisesti paksuiksi paalujen keskiöväleihin verrattuna, joten ne ovat massiivisia 3-ulotteisia rakenneosia. Niiden mitoituksessa käytettäviksi rakennemalleiksi soveltuvat parhaiten erilaiset ansasmallit, esim. EC2:n ristikko-menetelmä.” (Lindberg & Kerokoski, 2009, 268.)

3 PAALUANTUROIDEN MITTOJEN MÄÄRÄYTYMINEN

3.1 Periaatteet

Anturat pyritään tekemään niin paksuiksi, että anturan leikkaus- ja lävistyskestävyys on riittävä. Puristussauvojen kaltevuuskulmaksi pyritään valitsemaan $45^\circ \dots 55^\circ$ kuvan 7 mukaisesti.



KUVA 7. Puristussauvojen optimaalisin ansaskulma

Puristetussa betonirakenteissa kuormien ajatellaan jakaantuvan 45° :n kulmassa. Esimerkiksi laatan lävistystä laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä d (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 19). Tämä johtaa siihen, että ansaskulman tulee olla vähintään 45° . Ansaskulma määritetään yleensä sauvojen keskilinjoja pitkin kuten kuvassa 7.

Alle 45° :n ansaskulmilla kuorma joudutaan nostamaan ripustusteräksillä puristusvyöhykkeelle. Tällöin myös lävistyskestävyys jouduttaisiin tarkastamaan. Yli 55° :n ansaskulmien käyttö ei yleensä betonimenekin takia ole järkevää, vaikkakin suurella ansaskulmalla voidaan pienentää vetoterästen ja puristusdiagonaalien jännityksiä.

3.2 Paalujen keskinäinen etäisyys

Paalut syrjäyttävät maata ympäriltään. Maaperä tiivistyy paalun ympäriltä, mikä saattaa haitata seuraavan paalun uppoamista. Tämän takia tuki- ja kitkapaalujen pienin sallittu etäisyys toisistaan on 0,8 m. Koheesiopaaluille vähimmäiskeskiöväli on 1 m. Lisäksi

paalun pienikin suuntavirhe voi viedä paaluja lähemmäksi toisiaan, kuin on tarkoitettu. Suuntavirheiden takia pidempien paalujen keskinäinen minimiväli kasvaa. (Jääskeläinen, 2009, 76). Paalujen vähimmäiseskiötäisyydet tarkistetaan taulukosta 1, jossa d on pyöreän paalun halkaisija tai neliömäisen paalun sivumitta.

TAULUKKO 1. Vähimmäiseskiötäisyydet katkaisutasossa (RIL 223-2005, 90)

Paalun pituus (m)	Tuki- ja kitkapaalu		Koheesiopaalu	
	Pyöreä	Neliömäinen	Pyöreä	Neliömäinen
10	2,7 d	3 d	4 d	4,5 d
10–25	(väliarvot interpoloidaan)		5 d	5,6 d
25	3,5 d	4 d	6 d	6,8 d

”Koheesiomaakerroksessa lähellä maanpintaa voidaan paalujen paksuuden suuruista vapaata väliä pitää riittävänä, mikäli paalu voidaan asennettaessa suunnata niin, ettei se osu viereisiin paaluihin.” (RIL 223-2005, 91.)

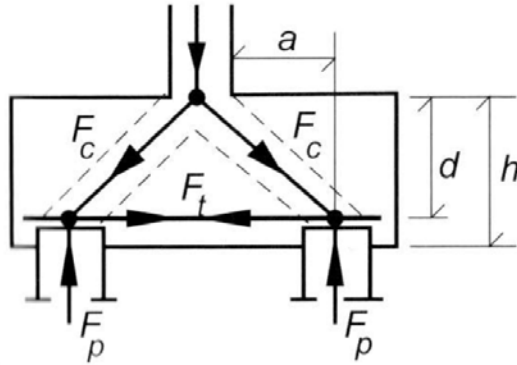
Paalujen keskinäinen etäisyys on suurin anturan kokoon ja materiaalimenekkiin vaikuttava tekijä. Paaluvälin perusteella määräytyy myös anturan korkeus ristikkomenetelmän toimintaperiaatteiden mukaan.

3.3 Paalujen katkaisutaso

Paalujen yläpään katkaisutaso on yleensä 50 mm betonisen anturan sisässä. Tällöin paalun ja anturan liitos saadaan tukevaksi (Jääskeläinen, 2009, 77). Tällöin myös ympäristöolosuhteista johtuva raudoituksen vähimmäisbetonipeitevaatimus 50 ja 100 vuoden käyttöiällä täyttyy. Myös RIL:n tällä hetkellä uusien saatavissa oleva paalutusohje (RIL 254-2011) kehottaa käyttämään 50 mm:n upotussyvyyttä.

3.4 Solmupisteiden välisen vertikaalimitan määräytyminen

Paaluanturoiden tehollisena korkeutena käytetään vetoraidoituksen keskilinjan ja ylempään solmupisteeseen välistä etäisyyttä d (kuva 8).



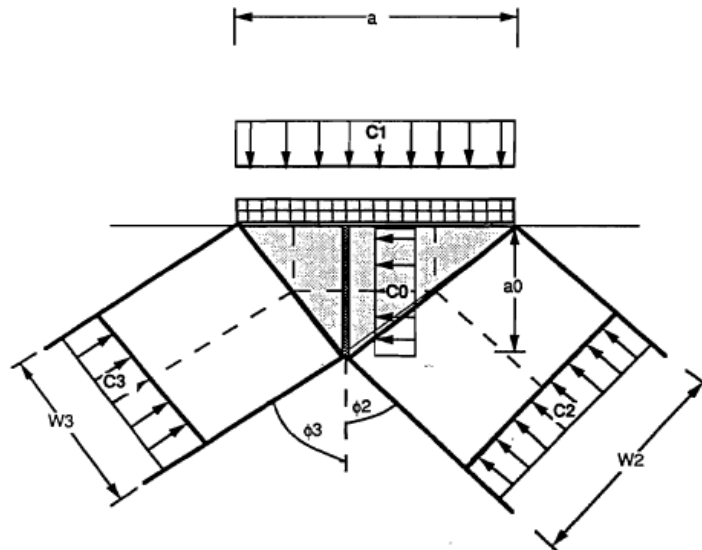
Kuva 8. Solmujen välinen pystysuora etäisyys (Leskelä 2005, 455)

Etäisyyteen d vaikuttaa paalun upotussyvyys ja raudoituksen sijoitus pystysuunnassa. Paalun upotussyvyttä on käsitelty luvussa 3.3. Raudoitus pitäisi sijoittaa siten, että tartuntavaatimuksen, pitkäaikaiskestävyyden ja betonipeitteen mittapoikkeamien edellyttävät ehdot täyttyvät. Koska upotussyvyys on tavanomaisesti 50 mm, pitkäaikaiskestävyyden ehdot täyttyvät automaattisesti.

Betoninormeissa B4 (2005) betonipeitteen nimellisarvo on betonipeitteen vähimmäisarvon ja mittapoikkeaman summa. Betonipeitteen vähimmäisarvon tulee olla vähintään ankkuroitavan tangon halkaisijan suuruinen. Mittapoikkeama on tässä tapauksessa vähintään 10 mm.

Myös eurokoodissa betonipeitteen nimellisarvo koostuu betonipeitteen vähimmäisarvosta ja mittapoikkeamasta. Toisin sanoen $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$, missä c_{min} määräytyy joko tangon tartuntavaatimuksesta $c_{min,b}$ tai pitkäaikaisvaatimuksesta $c_{min,dur}$. Tartuntavaatimus on tässä tapauksessa tangon halkaisija. Mittapoikkeaman pienin sallittu arvo on tässä tapauksessa 10 mm.

Ylemmän tai ylempien solmupisteiden sijainti on hieman hankalampi määrittellä. Texasin yliopiston (Bergmeister ym. 1993) laajassa ristikkomenetelmää koskevan raportin mukaan solmupisteen keskipiste muodostuisi hieman kuormituspistettä alemmaksi kuten kuvassa 9.



KUVA 9. Puristussolmu laakerilevyn alla (Bergmeister ym. 1993)

Huomion arvoista on kuitenkin se, että kuormitus tulee laakerilevyn kautta rakenteelle. Tällainen tilanne voisi olla esimerkiksi liitoksessa, jossa on neopreenikumilevy. Kyseisessä raportissa (Bergmeister ym. 1993) todetaan kuitenkin, että puristussauvojen jännitykset tulisi tarkastaa kuvan 9 mukaisilla solmumitoilla, vaikkei kuvan mukaista laakeria olisikaan. Solmun korkeus $a_0 = a \cdot \tan \Phi_2 \cdot \tan \Phi_3 / (\tan \Phi_2 + \tan \Phi_3)$. Jos ansaskulmat ovat samat, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi$, niin $a_0 = a / \tan \Phi$. (Bergmeister ym. 1993, 109). Pilarilta tuleva kuorma ei välity paaluanturalle laakereiden välityksellä, mutta liitoksen voisi ajatella toimivan samoin. Useimmiten liitos lienee kuitenkin niin järeä, että paalu ja pilari voitaisiin ajatella yhtenäiseksi kappaleeksi huolimatta edellä mainitun raportin huomioista.

Eurokoodien ristikkomenetelmän mukaisessa mitoituksessa (SFS-EN 1992-1-1, 105) kolmiaksisiaalisessa puristuksessa solmussa on luvun 5.3.5 kuvan 23 mukainen tilanne. Eurokoodista ei kuitenkaan löydy sanallista selitystä sille, miten ja minne solmupiste määräytyy. Kyseessä olevassa kuvassa näyttäisi olevan jonkinlainen erotuskaista rakenteiden välillä. Kirjassa Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus By 210 (Leskelä 2008, 455) vetoraidoituksen laskentakaavoissa käytettyyn mittaan d ei sanallisesti oteta kantaa. Kaavoihin viittaavassa kuvassa 8 mitta d kuitenkin osoitetaan olevan raudoituksen keskilinjan ja anturan yläpinnan välinen, mikä voi olla virheellinen tulkinta. Ristikkomenetelmäteoriaa sovellettaessa voidaan solmupisteen tulkita sijaitsevatn hieman anturan yläpintaa alempana.

Solmujen pystysuoralle etäisyydelle ei löydy tarkkaa määritelmää vanhoista eikä uusista ohjeista. Sitä ei ole myöskään määritelty standardeissa. Laskennallisena yksinkertaisuksena etäisyydeksi d (kuva 8) voidaan otaksua raudoituksen keskilinjan ja anturan yläpinnan välinen etäisyys.

3.5 Paalun etäisyys anturan reunasta

Yleisohje paalun etäisyydelle anturalaatan reunasta on 150 mm tai puolet paalun paksuudesta lisättynä sallitulla paalujen sijaintipoikkeamalla (Jääskeläinen 2009, 77).

Paalun etäisyydessä anturalaatan reunaan täytyy ottaa huomioon

- paalujen sijaintipoikkeamat
- terästen ankkurointi
- betonointiolosuhteet.

Rakennesuunnittelijan määräämät anturan mitat perustuvat muun muassa annettuihin pohjatietoihin. Paalujen sijaintipoikkeamille on esitetty joitain yhteisiä ohjeita muun muassa RIL:n julkaisuissa. Esimerkiksi lyötävälle teräsbetonipaaluille löytyy seuraava ohje: ”Yksittäinen paalu, paalulaatan tai paaluhatturakenteen paalu saa poiketa teoreettisesta sijaintipaikastaan enintään 100 mm.” (RIL 223-2005, 93). Pienissä 4–8 paalun ryhmissä yksittäiselle paalulle sallitaan 150 mm:n poikkeama teoreettisesta sijaintipaikasta. Erityisesti talonrakentamisen paaluperustuksissa suurin sallittu sijaintipoikkeama on 150 mm (RIL 223-2005, 93). Sallittuja sijaintipoikkeamia on suositeltava nostaa vaikeissa olosuhteissa.

Terästen ankkuroinnista kerrotaan lisää paaluanturoiden mitoitusta käsittelevissä luvuissa. Ankkuroinnin vaatima tila määräytyy ankkurointitavan mukaan. Tehokkain tapa ankkurointiin on kääntää tankojen päät koukuksi. Levittäminen on ankkuroinnin takia joskus myös tarpeen kun terästangon halkaisija on suuri.

Betonointiolosuhteet tulee ottaa huomioon leventämällä anturaa erityisesti vedenalaisia valuja tehtäessä.

3.6 Pilarin sijaintipoikkeama ja epäkeskisyys

Pilari voi liittyä anturaan harkitun epäkeskisesti. Toisin sanoen pilarin epäkeskisyys on harvemmin virhe. Anturan mittoja määritettäessä pilarin virheellistä asennusta ei tarvitse ottaa huomioon. Virheen tapahtuessa on suunnittelijan arvioitava anturan kestävyys erikseen. Virhettä ei yleensä voida sallia, koska pilarirakenteissa on pienehköt asennustoleranssit.

4 PAALUANTUROIDEN STATIIKKA

4.1 Yleistä

Statiikka käsittelee kappaleeseen vaikuttavien voimien tasapainotilaa ja tasapainossa olevia voimia (Loikkanen 1973, 1). Tiettyjen reunaehtojen puitteissa paaluanturoiden sisäistä statiikkaa voidaan käsitellä kuten minkä tahansa idealisoidun ristikon sisäistä statiikkaa. Ristikkomallin muodostamisessa pyritään saamaan ristikon sisäisestä staattisuusasteesta määrätty. Sisäisesti staattisesti määrätty ristikko muodostetaan kolmen nurkkapisteen väliin vedetyistä sauvoista, jotka muodostavat kolmion. Ristikko pysyy sisäisesti staattisena eli jäykkänä, kun tähän yksinkertaiseen kolmioristikoon lisätään kaksi sauvaa ja yksi nurkka (Iivonen 2003, 22). Edellä mainitulle saadaan kaava (1), jossa s on sauvojen lukumäärä ja k on kulmien lukumäärä.

$$s = 2 \cdot k - 3 \tag{1}$$

Aiemmin tässä opinnäytetyössä on puhuttu puristussauvoista, vetosauvoista ja solmupisteistä. Ne kuuluvat ristikkoanalyysiin liittyvään terminologiaan. Tässä luvussa käytetyillä termeillä, kuten sauva, tarkoitetaan luonnollisesti puristussauvaa tai vetosauvaa ottamatta kantaa sauvassa mahdollisesti vallitsevan voiman suuntaan. Täsmällisesti termillä sauva tarkoitetaan statiikassa kappaletta, jonka poikkileikkausmitat ovat pieniä verrattuina sen pituuteen (Loikkanen 1973, 3). Tässä sauvat otaksutaan täysin jäykiksi ja vain normaalivoiman rasittamiksi.

Aiemmin selostettua solmua kuvaa tässä mainiosti termi nurkka. Kyse ei ole kuitenkaan samasta asiasta, mutta nurkkapiste voidaan mieltää eräänlaiseksi solmuksi ilman pinta-alaa ja tilavuutta. Kuten solmupisteessäkin, niin myös nurkassa sauvat liittyvät toisiinsa ja voimat jakaantuvat uudelleen. Ulkoinen kuorma kohdistuu aina ristikon nurkkaan.

Tässä luvussa käsitellään ainoastaan normaalivoiman rasittamia pilareita. Luvussa käsitellään lyhyesti myös epäkeskeisesti sijaitsevaa pilaria, ja periaatteessa pieni taivutusmomentti voidaan sallia, kunhan taivutusmomentista aiheutuva epäkeskisyys pysyy pilarin sydänpinnan sisällä. Suunnittelija voi sallia suuremmatkin taivutusmomentit,

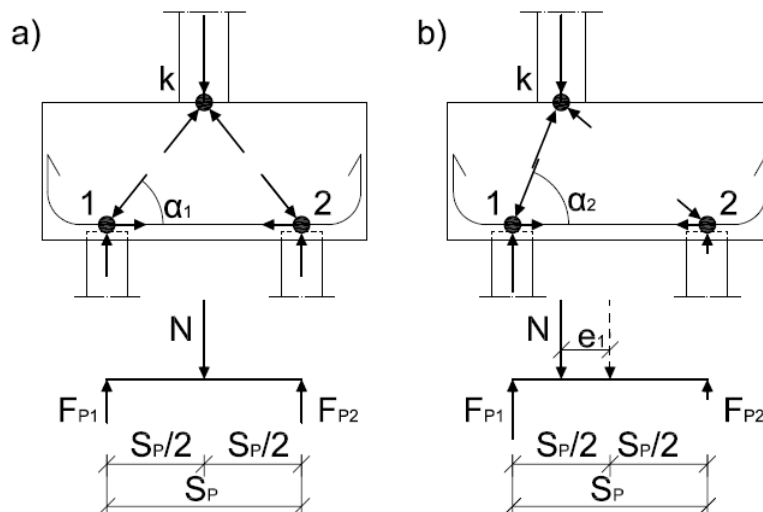
mutta erityisesti useamman kuin kahden paalun anturan statiikassa ollaan harmaalla alueella varsinkin silloin, kun tilanne ei ole symmetrinen.

Tässä luvussa on tehty yksinkertaistuksia paalujen korkeustason ja muiden asioiden kuten geometrian suhteen. Tarkasteltu statiikka on kuitenkin aivan riittävä käytännön suunnitteluun, eikä kaikkiin tapauksiin soveltuvien kaavojen ratkaiseminen ole tässä opinnäytetyössä olennaista.

4.2 Kahden paalun antura

4.2.1 Paalukuorman vaikutus sisäisiin voimasuureisiin

Kahden paalun anturan statiikka on selkein. Kuormittava voima jakaantuu statiikan perussääntöjen mukaisesti paaluille, ja kappale on sekä sisäisesti että ulkoisesti staattisesti määrätty. Kuvassa 10 on esitetty nurkkapisteet k , 1 ja 2 sekä ansaskulma α . Kuvasta 10 nähdään kuormituspisteen siirtymisen vaikutus tukivoimiin ja sisäisen ristikon geometriaan.



KUVA 10. Nurkkapisteisiin vaikuttavat voimat ja staattiset mallit

Kuvassa 10 alhaalla on staattinen malli kahden paalun anturasta. Sen perusteella ratkaistaan solmujen 1 ja 2 tukivoimat. Symmetrisessä tapauksessa tukivoima F_{P1} ja F_{P2} on puolet normaalivoimasta N (vrt. kuva 10, kohta a) kaavan (2) mukaisesti. Kun kuormitus ei ole symmetrinen (vrt. kuva 10, kohta b), tukivoimat saadaan kaavoista (3) ja (4).

$$F_{p1} = F_{p2} = \frac{N}{2} \quad (2)$$

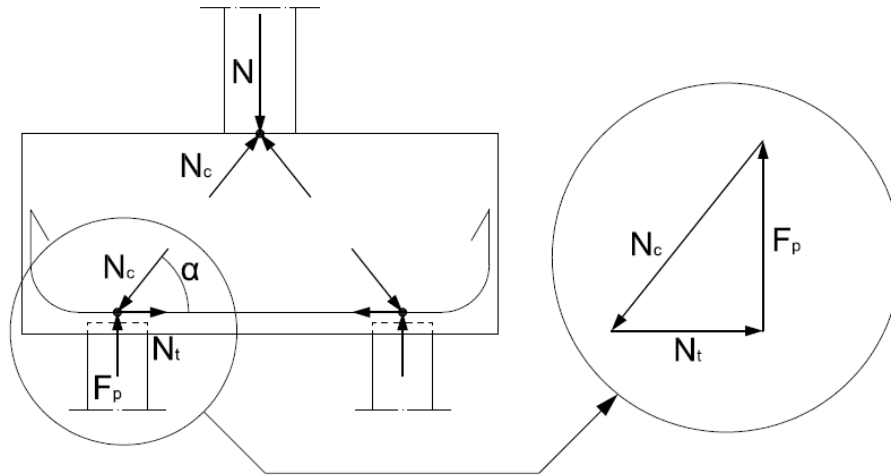
$$F_{p1} = \frac{s_p/2 + e_1}{s_p} \cdot N \quad (3)$$

$$F_{p2} = \frac{s_p/2 - e_1}{s_p} \cdot N \quad (4)$$

Nurkkien voimatasapainoon vaikuttaa sekä ulkoinen kuorma N (nurkka k kuvassa 10) että tukivoima F_{p1} ja F_{p2} (nurkat 1 ja 2 kuvassa 10). Kun tukivoima nurkassa 1 tai 2 kasvaa, puristussauvan ja vetosauvan voimat kasvavat. Kun nurkka k siirtyy lähemmäksi nurkkaa 1 tai 2, nurkan puristussauvan voima kasvaa aina ja vetosauvan voima pienenee aina huolimatta ansaskulman muutoksista. Asiaa voidaan pohtia nurkan tasapainoyhtälön avulla ja tarkastelemalla kuvan 10 kohdan b voimavektoreiden pituuksia. Ulkoinen staattinen tasapaino määrää tukireaktioiden suuruuden. Tukireaktio ja nurkan puristussauvojen pystysuora tasapainoehto määrittää puristavan sauvan (vinosauvan) pystysuoran komponentin pituuden. Vaakasuoran komponentin (vetosauva) pituus voidaan ratkaista graafisestikin, kun vinosauvan pystykomponentti ja suunta tiedetään. Vetosauva on molemmissa nurkissa samansuuruinen, koska ulkoisia vaakavoimia ei ole.

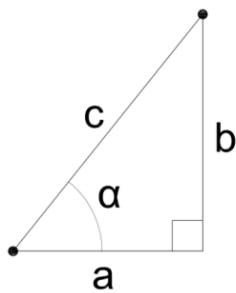
4.2.2 Sauvavoimat ja ansaskulma kun kuormitus on yhdestä pisteestä

Pilarin kautta anturalle kulkeutuva kuorma voidaan ajatella kohdistuvan yksinkertaistettusti yhteen pisteeseen, yhdeksi pistekuormaksi. Tällöin pilarin koko ei vaikuta lainkaan voimasuureisiin. Kuvassa 11 on esitetty normaalivoimalla kuormitettu nurkka k , nurkat 1 ja 2, sauvavoimat N_c , N_t ja tukivoimat F_{p1} ja F_{p2} (vrt. kaavat 2...4).



KUVA 11. Nurkan tasapaino

Ansaskulma α saadaan ratkaistua trigonometrisesti kuvan 12 mittojen a , b ja c avulla.



KUVA 12. Ansaskulma α

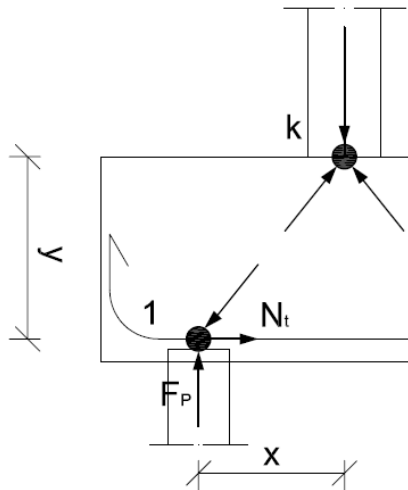
Suorakulmaisen kolmion särmät tiedetään. Kulman α tangenti on b/a . Tästä saadaan ansaskulmalle kaava (5).

$$\alpha = \arctan \frac{b}{a} \quad (5)$$

Solmupisteiden vaakamittana a voidaan käyttää kuormituspuoleen ja tukipuoleen välistä vaakasuuntaista etäisyyttä. On kuitenkin syytä huomioida, että nurkkien sijainnit voivat muuttua esimerkiksi paalupoikkeamien takia. Etenkin matalilla ja pienillä anturoilla muutokset ansaskulmiin ovat merkittäviä. Toisin sanoen kahden paalun anturassa kaavaan (5) voidaan sijoittaa $a = \frac{s_p}{2} \pm e_s \pm e_1$, kun e_s on paalupoikkeama ja e_1 on pilarin poikkeama symmetria-akselista. Pystymittana b (kuva 12) käytetään tehollista korkeutta d (luku 3.4). Se määräytyy solmujen välisestä vertikaalimitasta.

Suuri ansaskulma siis pienentää voimia. Asiaa tarkasteltaessa verrataan kuvan 11 nurkan tasapainoa ja eri ansaskulmien vaikutusta vektorien pituuksiin. Tällöin tukireaktio (F_p) täytyy huomata ajatella vakioksi.

Sauvavoimat voidaan ratkaista mm. pisteen k (kuva 13) suhteen tehtävällä yksinkertaisella tasapainoyhtälöllä $F_p \cdot x + N_t \cdot y = 0 \Rightarrow N_t = \frac{F_p \cdot x}{y}$.



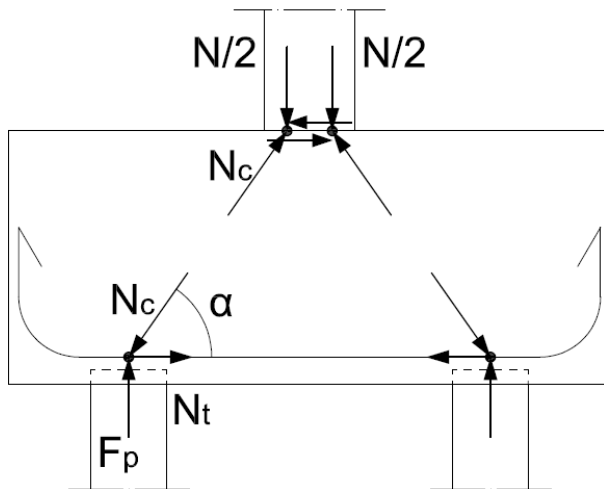
KUVA 13. Pisteen k tasapainoyhtälöön vaikuttavat voimat N_t ja F_p .

Nurkkien puristaville voimille ei saada helposti muodostettua momenttien tasapainoyhtälöä. Puristavat voimat onkin helpointa ratkaista nurkan voimatasapainoehdolla (ks. kuva 11) pythagoraan lauseen mukaisesti (kaava 6) tai trigonometrisesti (soveltaen kuvaa 12).

$$N_c = \sqrt{N_t^2 + F_p^2} \quad (6)$$

4.2.3 Sauvavoimat ja ansaskulma kun kuormitus on kahdesta pisteestä

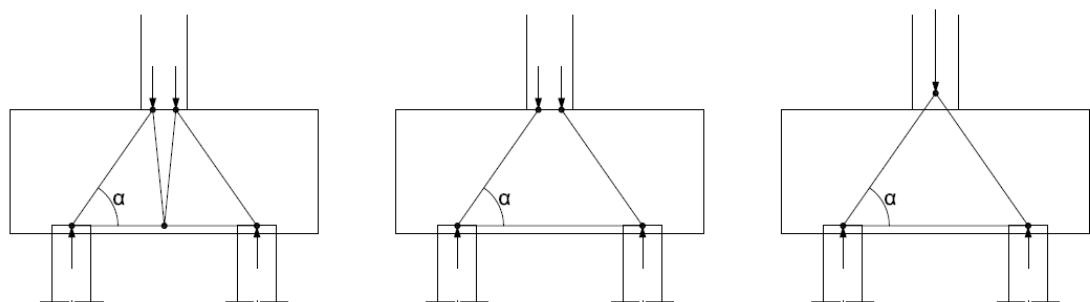
Edellisessä kappaleessa käsiteltiin kuorman kohdistumista pistemäisesti anturan yläpintaan. Kuorma voidaan jakaa myös useampaan pisteeseen. Tässä kappaleessa käsitellään kahden paalun statiikkaa, jossa kuormitus kohdistuu anturan yläpintaan kahdesta pisteestä. Kuvassa 14 kuorma on jaettu kahteen pisteeseen.



KUVA 14. Kuormitus kahdesta pisteestä

Kuormitusresultantin puolikas ajatellaan puolikkaan pilarin poikkileikkausalan painopisteeseen. Silloin se kuvaa parhaiten pilarin poikkileikkausalan puolikkaalta tulevaa resultanttivoimaa. Kuormituspisteet on harkittava tapauskohtaisesti. Jos esimerkiksi I-poikkileikkauksinen pilari liitettäisiin suoraan anturaan, pilarin puolikkaan kuormitusresultantti olisi hieman reunempuna kuin neliö- tai suorakaidepoikkileikkauksisen. Umpinaisessa neliö- tai suorakaidepoikkileikkauksessa pilarin puolikkaan voimaresultantti on neljäsosapisteessä. Teräspilarin voimat kulkeutuvat pohjalevyn ja jälkivalun kautta, jolloin voimien voidaan olettaa olevan tasaisesti jakautuneet anturan yläpinnassa.

Kahden pisteen kuormitukseen voidaan luoda näennäisesti totuudenmukainen ristikkomalli (kuva 15, vasen), joka toteuttaa kaavan (1).



KUVA 15. Usealla ristikkomallilla päästään samaan tulokseen

Kuvan 15 vasemmanpuoleisimman ristikon keskimmäisille sauvoille ei kuitenkaan kohdistu rasiusta. Ristikon keskimmäiset sauvat voidaan sijoittaa symmetrisesti kuor-

mituspisteisiin nähden siten, että voimien voidaan ajatella kumoavat toisensa. Toisaalta, nurkkien tasapainoehtojenkin mukaisesti keskimmäiset sauvat ovat ”nollasauvoja”. Näin ollen sauvat voidaan jättää huomiotta, mutta niiden näennäinen olemassaolo on hyvä tiedostaa. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus -kirjan (Leskelä 2008, 433) mukaan ristikkomalli voidaan tehdä staattisesti määräytyksi lisäämällä siihen tarvittava määrä diagonaaleja, vaikka nämä sauvat eivät vaikuttaisi resultanttivoimien todelliseen kulkuun. Kinemaattisen mekanismin mukainen malli on toisaalta toimiva (kuva 15, keskellä), koska rakenteessa on tasapainottavia puristusvoimia (Leskelä 2008, 433). Koska mallissa on syytä kuvata voimien todellista kulkua, kuvan 15 keskimäinen malli on hyvä, vaikkakaan se ei täytä ristikon määritelmää. Kuvan 15 oikeanpuoleisin malli on myös sisäisesti staattisesti määrätty ristikko.

Kuorman jakaminen useaan pisteeseen vaikuttaa ansaskulmaan. Kuten edellisessä luvussa on todettu, ansaskulma vaikuttaa suoraan mm. sauvavoimiin. Suurempi ansaskulma siis pienentää sekä puristus- että vetosauvan voimasuureita. Ansaskulmaa määriteltäessä kuvan 12 särmän a mitasta vähennetään neljäsosa pilarin leveydestä.

4.3 Neljän paalun antura

4.3.1 Paalukuorman vaikutus

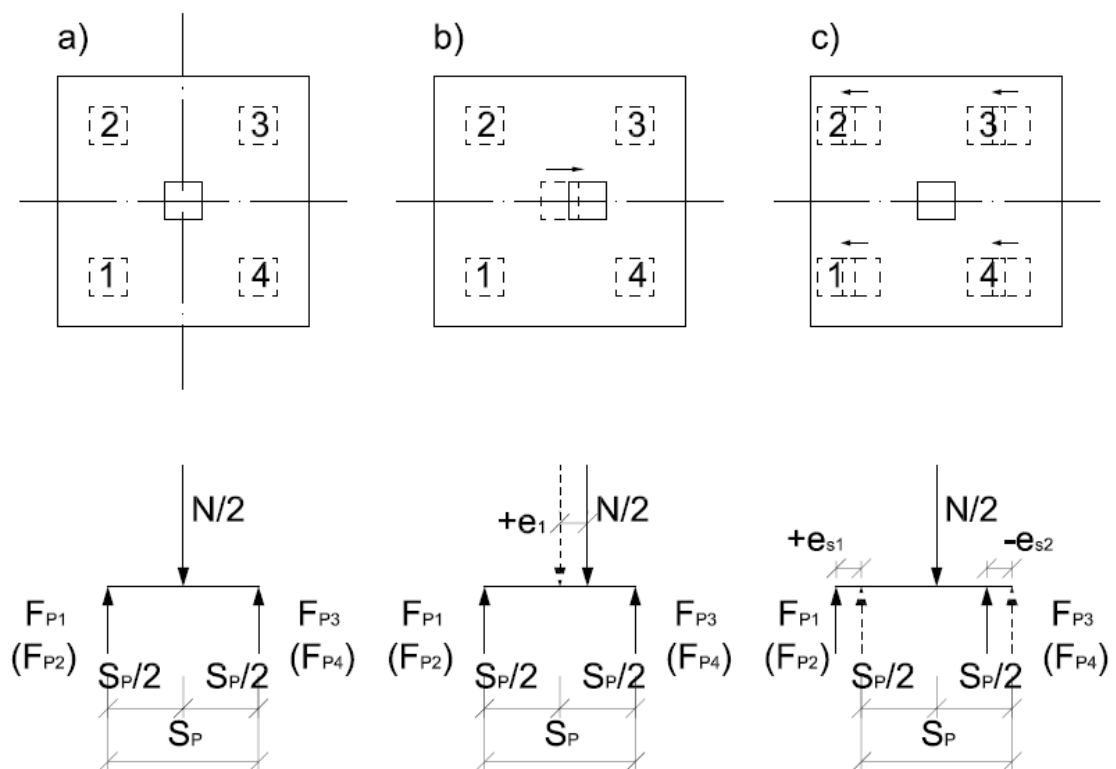
Neljän paalun anturan voimat jakautuvat kolmiulotteisesti, joten staattinen malli on avaruusristikko. Staattinen malli voidaan kuitenkin projisoida kaksiulotteiseen tasoon, eikä voimasuureiden ratkaisutapa eroa periaatteiltaan kaksipaaluanturan voimasuureiden ratkaisutavasta.

Neljän paalun antura on ulkoisesti staattisesti määräämätön. Toisin kuin kahden paalun anturan, neljän paalun anturan tarkkoja paalukuormia ei kohtuullisella työllä voida käsilaskennalla ratkaista. Näin ollen paalukuormalle ei saada johdettua yleispätevää kaavaa. Nurkkien tasapainoehtoja ei saada ratkaistua ilman paalun tukivoimaa.

Antura on käytännössä jäykkä kappale, koska paksuuden suhde muihin dimensioihin on suuri. Tällöin esimerkiksi paalujen 2 ja 3 (kuva 16, kohta a) samansuuruinen siirtymi-

nen toisiaan kohti ei lisäisi paalulle kohdistuvaa kuormaa. Kappaleen tasapainoehdosta kuitenkin seuraa, että jos esimerkiksi vain yksi paalu siirtyy lähemmäksi kuormituspis-
tettä, niin ko. paalulle kohdistuu suurempi voima. Toisin sanoen jos olisi niin, että epä-
symmetrisessä tapauksessa kullekin paalulle tulisi yhtä suuri voima, ei kappale olisi
tasapainossa ja se lähtisi pyörimään. Näin ei tietenkään voi tapahtua. Paalukuorman
ratkaisuun voidaan käyttää yksinkertaistettua mallia, jossa tärkeä oletus on, että paalut
sijaitsevat symmetrisesti symmetria-akselin suhteen kuten kuvassa 16. Sen sijaan esi-
merkiksi kuvan 17 tapauksen paalukuormia ei saataisi ratkaistuksi käsilaskennalla.

Paalukuormille voidaan kuitenkin muodostaa kaavat perustapauksiin, jotka käytännössä
riittävät tarvittavien voimasuureiden ratkaisuun. Kun neljä paalua sijaitsee symmetrisesti
pilariin nähden (kuva 16, kohta a), jakautuu voima tasaisesti kullekin paalulle. Kun
pilarilta tulevaa normaalivoimaa merkitään N :llä, niin symmetrisessä tapauksessa kulle-
kin paalulle kohdistuu voima $N/4$.



KUVA 16. Pilarin ja paalun sijaintipoikkeama vaikuttaa paalukuormaan

Kun pilari on paaluihin nähden epäkeskeisesti, saadaan paaluun kohdistuvat voimat
kaavoista (7) ja (8) (vrt. kuva 16, kohdat b ja c).

$$F_{p1} = F_{p2} = \frac{N \cdot \left(\frac{s_p}{2} - |e_1| + e_{s2} \right)}{2 \cdot (s_p/2 + e_{s1} + e_{s2})} \quad (7)$$

$$F_{p3} = F_{p4} = \frac{N \cdot \left(\frac{s_p}{2} + |e_1| + e_{s1} \right)}{2 \cdot (s_p + e_{s1} + e_{s2})} \quad (8)$$

Kaavoissa (7) ja (8) pilarin sijaintipoikkeama e_1 on positiivinen kuvan 16 kohdan b osoittamaan suuntaan. Paalun sijaintipoikkeamat e_{s1} ja e_{s2} ovat positiivisia, kun poikkeama on kuormituspisteestä kauemmaksi. Kaavoissa tärkeänä oletuksena on, että neljän paalun anturassa on aina kaksi kahden paalun ryhmää jotka ottavat yhtä suuren voiman. Tässä perustapauksessa ja tällä oletuksella kappale on ulkoisesti tasapainossa.

4.3.2 Sauvavoimat ja ansaskulma

Ansaskulma α saadaan kohdan 4.2.2 kaavalla (5). Neljän paalun anturassa mitta a (kuva 18) on kuormituspisteen ja tukipisteen välinen horisontaalimitta. Se saadaan kaavasta (9).

$$a = \sqrt{\left(\frac{s_{px}}{2} + e_{sx} + e_{1x} \right)^2 + \left(\frac{s_{py}}{2} + e_{sy} + e_{1y} \right)^2} \quad (9)$$

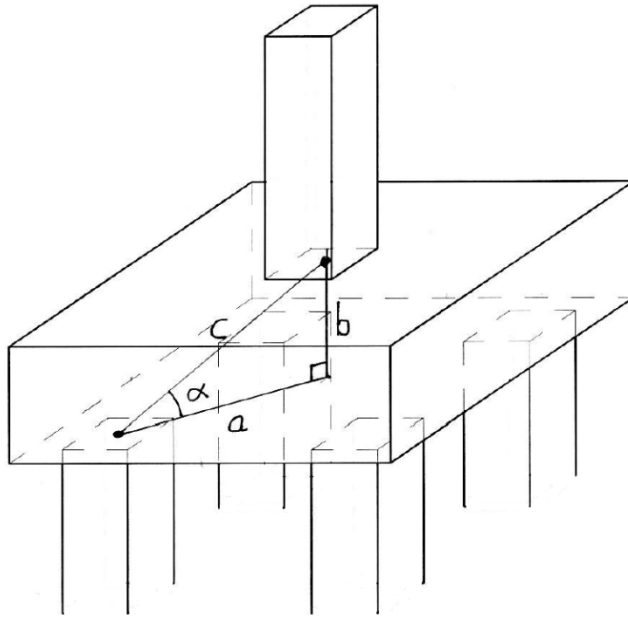
, jossa

s_{px} ja s_{py} ovat paalujen keskiövälit

e_s on paalupoikkeama

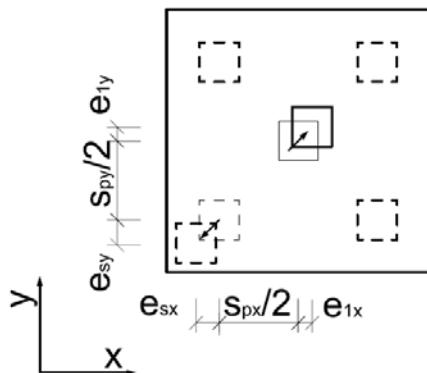
e_1 on pilaripoikkeama.

Pystymitta b (kuva 17) on tarkasteltavan tukinurkan ja kuormitusnurkan välinen vertikaalimitta. Pystymittana käytetään tehollista mitta d , joka on solmujen välinen vertikaalimitta (luku 3.4).



KUVA 17. Ansaskulman määritys

Kuvassa 18 esitetään paalu- ja pilaripoikkeamat, joita käytetään kaavassa (9).

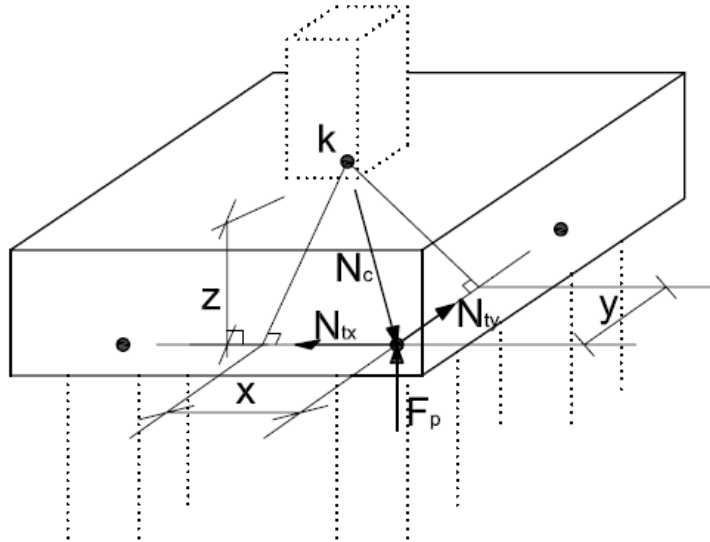


KUVA 18. Paalu- ja pilaripoikkeamat

Voima N_{tl} voidaan ratkaista kuormitusnurkan k (kuva 19) ympäri tehtävällä momenttien tasapainoyhtälöillä

$$F_p \cdot x + N_{tx} \cdot z = 0 \Rightarrow N_{tx} = \frac{F_p \cdot x}{z}$$

$$F_p \cdot y + N_{ty} \cdot z = 0 \Rightarrow N_{ty} = \frac{F_p \cdot y}{z}$$



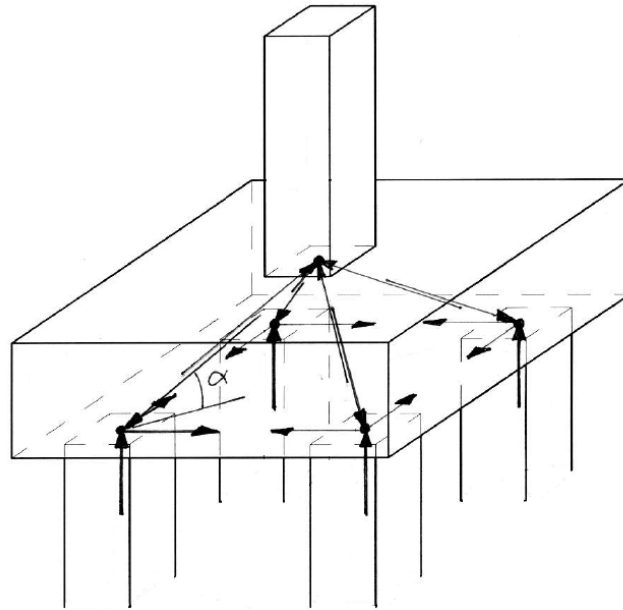
KUVA 19. Piste n k ympäri voidaan tehdä tasapainoyhtälö

Myös neljän paalun anturassa ansaskulmalla on suuri vaikutus nurkan tasapainoon vaikuttavien sauvavoimien suuruuteen, kuten kuvia 19, 20 ja 21 tutkimalla voidaan mieltää. Esimerkiksi kuvan 19 mitat x ja y pienenevät, kun ansaskulma pienenee. Tämä vaikuttaa suoraan tasapainoyhtälöihin. Kappaleessa 4.2.3 kuvattiin tapaa, jolla ansaskulmaa voidaan pienentää jakamalla kuormitus useampaan solmupisteeseen. Kuorman jakaminen useaan solmupisteeseen pienentää ansaskulmaa.

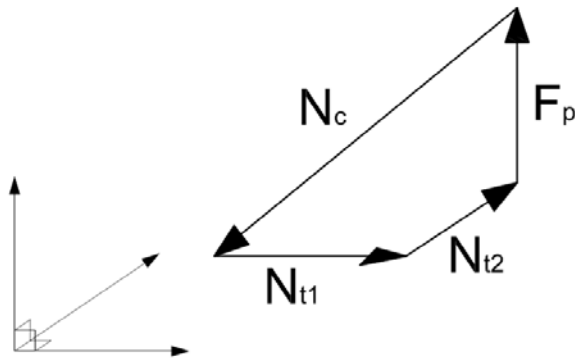
Kuten kahden paalun anturassa, niin tässäkin tapauksessa nurkkaa puristava voima N_c on yksinkertaisinta ratkaista nurkan tasapainoehdolla (kuva 21). Avaruuslävistäjälle, joka on tässä N_c , voidaan johtaa kaava (10).

$$N_c = \sqrt{N_{tx}^2 + N_{ty}^2 + F_p^2} \quad (10)$$

Edellä olevaa kaavaa voidaan käyttää perustapauksissa, kun paalujen sijainnit ovat symmetriset. Tällöin nurkan tasapainoon vaikuttavien vektorien (kuva 21) voidaan ajatella muodostavan suorakulmaisen särmiön.



KUVA 20. Nurkissa vallitsevat voimat



KUVA 21. Erään nurkan tasapaino 3-ulotteisessa avaruudessa (vrt. kuvaan 20)

4.3.3 Erikoistapausten ratkaisu

Jos kuvaan 21 ajateltua suorakulmaista särmiötä ei voida muodostaa, vektorit eli sauvavoimat täytyy ratkaista muilla keinoin. Vetosauvojen ratkaisuun kenties helpoin tapa olisi jakaa sauvavoimat komponentteihin. Eräät vetosauvojen komponentit esitettäisiin kuten kuvassa 19 sauvat N_{tx} ja N_{ty} . Siinä kyseessä olevien sauvojen suunta on saman x,y -tason nurkkia kohti. Sauvojen komponenttien välisien kulmien ratkaisuihin voitaisiin soveltaa vektorioppia. Esimerkiksi taulukkokirjoihin on johdettu kaava (11).

$$\cos(\bar{a}, \bar{b}) = \frac{\bar{a} \cdot \bar{b}}{|\bar{a}| \cdot |\bar{b}|}, 0^\circ \leq \angle(\bar{a}, \bar{b}) \leq 180^\circ \quad (11)$$

Vektoreina \bar{a} ja \bar{b} voitaisiin käyttää nurkkien välisien etäisyyksien mukaisia yksikkövektoreita. Kun sauvojen komponenttimuoto on selvillä, niin nurkan ympäri tehtäisiin tasapainoyhtälöt. Yhtälöparilla saataisiin tasapainoyhtälön kaksi tuntematonta voimaa ratkaistuksi. Komponenttimuotoisessa esityksessä sauvavoimat vastaisivat pääraudoituksen suuntia ja niissä esiintyviä vetovoimia.

Tasapainoehtoihin tarvitaan kuitenkin paalulle kohdistuva kuorma. Kuten edellä todettiin, neljän paalun antura on staattisesti määräämätön, eikä tukivoimien tarkka ratkaisu välttämättä onnistu helposti käsin. Jos paalukuormaa ei oleteta samaksi kullekin paalulle, niin tukivoimien ratkaisu tarvitsisi todennäköisesti tietokoneen käyttöä. Maan kokoon puristumisesta ja paalujen pienen jouston ansiosta paalukuormat kuitenkin tasoittuvat siten, että jokaiselle paalulle voidaan olettaa sama kuorma.

4.4 Usean paalun antura

Edellä on selvitetty kahden ja neljän paalun anturoiden statiikkaa. Samoja periaatteita voidaan käyttää niin kolmen-, viiden- tai vaikka yhdeksäntoista paalun anturassa. Ratkaisevinta on selvittää paalun tukivoimat ja ansaskulmat. Tämän jälkeen päästään tutkimaan nurkan tasapainoa.

Pääraudoituksen vetovoimalle voidaan johtaa kaava (12) (Leskelä 2008, 455). Kaava huomioi pilarin sivumitan siten, että kuormitus tapahtuu neljäsosapisteestä. Mikäli termille h_c annetaan arvo 0, niin kaavan tulos vastaa kuormitusta yhdestä pisteestä. Korkeutta d analysoidaan kohdassa 3.4.

$$N_s = k \frac{s_p}{d} \left(1 - \frac{h_c}{2s_p} \right) N_d \quad (12)$$

, jossa

N_s on pääraudoituksen vetovoima

k on paalukoon geometriasta johtuva kerroin

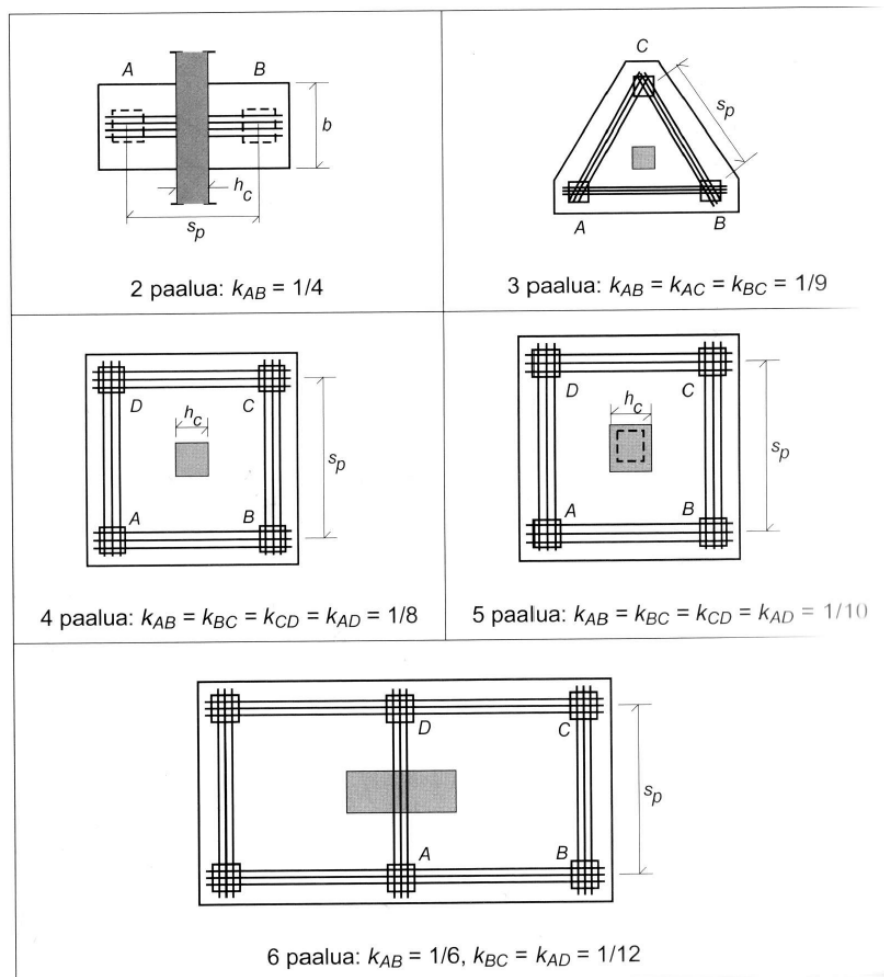
s_p on paaluväli

d on tehollinen korkeus

h_c on pilarin sivumitta

N_d on kuormitus

Kuvassa 20 on esitetty kaavan (12) kerroin k , joka huomioi paalujen geometrian.



KUVA 20. Kerroin k (Leskelä 2008, 456)

5 PAALUANTUROIDEN MITOITUS

5.1 Mitoituskäytännöistä

Suomen rakentamismääräyskokoelma täydentää maankäyttö- ja rakennuslakia. ”Rakentamismääräyskokoelman määräykset ovat velvoittavia. Ohjeet sen sijaan eivät ole velvoittavia, vaan muitakin kuin niissä esitettyjä ratkaisuja voidaan käyttää, jos ne täyttävät rakentamiselle asetetut vaatimukset.” (Maankäyttö- ja rakennuslaki 132/1999.)

Tällä hetkellä Suomen rakentamismääräyskokoelmassa rakenteiden kantavuutta koskevia määräyksiä on annettu muun muassa osassa Rakenteiden varmuus ja kuormitukset B1 (1998). Betonirakenteiden suunnitteluun ei ole annettu velvoittavia määräyksiä. Sen sijaan ohjeita suunnitteluun on annettu Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 Betonirakenteet (2005). (Ympäristöministeriö 2012a.)

Ympäristöministeriön ohjeistuksen mukaan kutakin yksittäistä standardia voi käyttää kun sille on vahvistettu kansallinen liite (Ympäristöministeriö 2012b). Rakentamismääräyskokoelmasta (Ympäristöministeriö 2012a) löytyy ympäristöministeriön vahvistama kansallinen liite mm. standardiin SFS-EN-1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonirakentamista koskevat kansalliset liitteet löytyvät eurokoodin osiin ”1992-1-1 Eurokoodi 2: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt” ja ”1992-1-2 Eurokoodi 2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus.”

Maankäyttö- ja rakennusasetus määrää rakenteiden lujuudesta ja vakaudesta, että rakentamisen ja käytön aikana kohdistuvat kuormitukset eivät saa aiheuttaa sortumista eivätkä lujuutta tai vakavuutta haittaavia muodonmuutoksia (Maankäyttö- ja rakennusasetus 895/1999). Juridisesti ei ole väliä, mitä standardia laskennassa käyttää nyt tai jatkossa rakentamismääräyskokoelman B-osan uudistamisen jälkeen. Rakenteille asetetut vaatimukset on kuitenkin helpointa saavuttaa mitoittamalla rakenteet sen hetkisten rakentamismääräyskokoelman ohjeiden mukaan.

5.2 Mitoitus Suomen kansallisten ohjeiden mukaan

5.2.1 Yleistä

Vuonna 2004 Suomen ympäristöministeriö julkaisi asetuksen betonirakentamisen ohjeista. Asetus tuli voimaan 1.1.2005 ja se kumosi ympäristöministeriön 29.9.2000 annetun päätöksen betonirakenteista. (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 1.) Rakentamismääräyskokoelman B4:n liitteissä viitataan mm. By 50:n käyttöön täydentävänä ohjeena. Kirjapainos By 50 Betoninormit 2004 sisältääkin muun muassa rakentamismääräyskokoelman B4 ohjeet. Julkaisujen ohjeluontoisuutta kuvastaa hyvin seuraava maininta: ”Vaikka valmistelutyöhön on osallistunut maamme paras tekninen asiantuntemus, ei By, eivätkä sen jäsenet tai valmistelutyöhön osallistuneet henkilöt ota vastuuta tässä julkaisussa annetuista ohjeista.” (Suomen Betoniyhdistys r.y. 2004, 2.)

Rakentamismääräyskokoelma B4:stä ei löydy suoranaisia ohjeita paaluanturoiden mitoitukseen. B4:ssä ei sanallakaan mainita ristikkomallin käytöstä rakenteiden mitoituksessa. Raudoitettun paksun anturan voimasuureiden laskentaan ohjeissa annetaan lupa käyttää kuormittavan voiman, betonin puristusjännityksen ja raudoituksen vetovoiman vektorisummaa (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 16).

Vanhoissa suunnitteluohjeissa kuten Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjassa (Saarinen & Kähkönen 1983) ja Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet (Suomen Betoniyhdistys r.y. 1988) paaluanturoille annetaan mittasuosituksia siten, että ripustusteräksiä ei tarvita. Teoriataustana voi hyvinkin olla ristikkomenetelmä, mutta sitä ei mainita.

5.2.2 Kuormat

”Laskentakuormat määritetään rakentamismääräyskokoelman osan B1 ”Rakenteiden varmuus ja kuormitukset” mukaan. Lisäksi noudatetaan muita viranomaisten antamia ohjeita ja – – betonirakenteita koskevia ohjeita.” (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 8).

5.2.3 Pääraudoitus

Pääraudoituksen vetovoima määritetään ristikkoanalogialla olettaen vetovoima koko vetosauvan pituudelta vakioksi. Suomen rakentamismääräyskokoelmaan perustuvien kansallisten sovellusohjeiden mukaan mitoittaessa kuormitus voidaan jakaa useaan pisteeseen. Päästäkseen käsiksi vetosauvan voimasuureisiin, laskennassa täytyy ottaa huomioon anturan dimensiot – solmupisteiden vaaka- ja pystysuorat etäisyydet.

Tarvittava teräsmäärä saadaan kaavan (13) mukaisesti.

$$A_s = N_s / f_{yd} \quad (13)$$

, jossa

A_s on raudoituksen poikkileikkausala

N_s on vetosauvassa vallitseva voima

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} saadaan kaavalla (14).

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (14)$$

, jossa

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo (yleisimmillä harjateräksillä f_{yk} on 500 N/mm²)

γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku (rakenneluokassa 2 γ_s on 1,2).

Pääraudoitus sijoitetaan paalujen kautta kulkeville kaistoille. Ulomainen teräs voidaan sijoittaa myös hieman paalun reunojen rajaaman alueen ulkopuolelle (Suomen Betoniyhdistys r.y. 1988). Lähteistä ei löytynyt selvitystä siitä, että kuinka kauas paalun reunasta teräs voidaan sijoittaa.

5.2.4 Pääraudoituksen ankkurointi

Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:ssä esitetään kaava suoran tangon ankkurointikapasiteetille. Ankkurointikapasiteetin kaavasta voidaan johtaa lauseke ankkurointipi-

tuudelle, jossa muuttujina ovat betonin lujuus, betoniteräksessä vallitseva jännitys, tangon halkaisija, sekä pinnanlaadun ja tangon sijainnin määräytyvä tartuntakerroin. Tartuntakerrointa voidaan korottaa, jos ankkurointikohdassa esiintyy poikittaista puristusta. Myös hitsattujen poikittaistankojen voidaan huomioida ankkurointikapasiteettia laskettaessa. Koukkujen katsotaan myös parantavan ankkurointikapasiteettia. B4:ssä esitetään myös ankkurointikapasiteetti lenkeille leikettä kohti. (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005.)

Ankkuroinnin laskenta perustuu lähtökohtaisesti tangon ankkurointikapasiteetin kaavaan, josta saadaan johdettua ankkurointipituuden perusarvolle kaava (15).

$$l_{bo} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \quad (15)$$

, jossa

l_{bo} on ankkurointipituuden perusarvo

f_{yd} on tangon laskentavetolujuus

k_b on tartuntakerroin (taulukko 3), jota voidaan korottaa 50 %, kun ankkurointikohdassa esiintyy olennaista puristusta

f_{ctd} on betonin laskentavetolujuus.

TAULUKKO 3. Tartuntakertoimet (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 25)

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

Käytetyn teräsmäärän ja vaaditun teräsmäärän suhde voidaan huomioida ankkurointipituudessa kaavalla (16).

$$l_{b,red} = l_{bo} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (16)$$

, jossa

$l_{b,red}$ on pienennetty ankkurointipituus

l_{bo} on ankkurointipituuden perusarvo

$A_{s,cal}$ on laskelmien mukaan tarvittava teräsmäärä, $A_{s,cal} = N_s/f_{yd}$

$A_{s,ef}$ on ankkurointikohdassa käytetty teräsmäärä

$l_{b,min}$ on ankkurointipituuden vähimmäisarvo.

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo määritetään kaavalla (17).

$$l_{b,min} \geq 10\emptyset \quad (17)$$

, jossa

$l_{b,min}$ on koukun ankkurointipituuden vähimmäisarvo

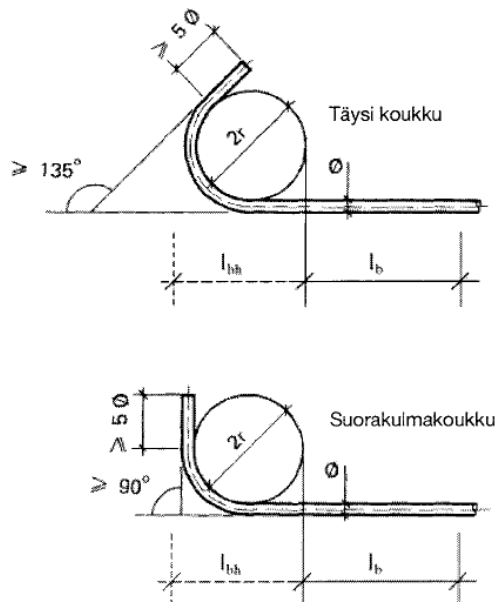
Standardikoukkujen (kuva 21) ankkurointikapasiteetti voidaan laskea käyttämällä ankkurointipituudelle kaavan (18) mukaista arvoa.

$$l_{bh} = 10\emptyset \quad (18)$$

, jossa

l_{bh} on koukun ankkurointipituus

Toisin sanoen koukku vastaa suoraa osuutta, jonka pituus olisi 10 x halkaisija. Koukun ankkurointikapasiteettia parantavaa ankkurointipituutta voidaan kaksinkertaistaa, jos koukun jälkeistä suoraa osuutta pidennetään kaksinkertaiseksi ja koukun sisäreunaan laitetaan poikittaistanko. Poikittaistangon halkaisijan tulee olla vähintään sama kuin ankkuroitavan tangon.



KUVA 21 Tangon ankkurointi koukulla (Suomen rakentamismääräyskokoelma 2005, 25)

Hitsatut poikkitangot voidaan huomioida vähentämällä ankkuroitavan tangon voimasta hitsattujen poikkitankojen ottama osuus.

5.2.5 Puristusdiagonaalin kestävyys

Puristusdiagonaaleissa vaikuttavat voimat ratkaistaan ristikkoanalogialla. Suomen rakentamismääräyskokoelmaan perustuvien kansallisten sovellusohjeiden mukaan mitoitettaessa kuormitus voidaan jakaa useaan pisteeseen. Puristetun betonin mitoituslujuus lasketaan kaavalla (19).

$$f_{cd} = \frac{0,7K}{\gamma_c} \quad (19)$$

, jossa

K on betonin kuutiolujuuden ominaisarvo

γ_c on betonin osavarmuuskerroin (rakenneluokassa 2 γ_c on 1,50).

Diagonaalisauvojen puristuskestävyys tulee tarkistaa kaavalla (20) (Saarinen & Kähkönen 1983). Kaava soveltuu erityisesti kahden paalun anturoiden diagonaalisauvojen puristuskestävyyden tarkastamiseen.

$$N_{cw} \leq 0,15f_{cd}bd \quad (20)$$

, jossa

N_{cw} on puristava voima

f_{cd} on betonin mitoituslujuus

b on tehollisen alueen leveys

d on tehollinen korkeus.

Suomalaisissa betoninormeissa ei mainita solmujen kestävyystarkastelua.

5.2.6 Leikkaus- ja lävistysmitoitus

Kuormien jakautumisen perusteella lävistyskestävyyttä ei tarvitse tarkastaa, mikäli antura on leveyteensä nähden tarpeeksi korkea. Jos lävistysmitoitus kuitenkin joudutaan tekemään, se tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 (2005) ”Betoni-rakenteet, ohjeet” kohdan 2.2.2.7 mukaan. Jos ansaskulma on yli 45°, niin leikkaus tai lävistystä ei käytännössä mitoiteta paaluanturaa. Leikkaukselle on kuitenkin tarpeen tehdä kevennetty tarkastelu, jossa leikkauskestävyydestä ei oteta täyttä laskentakuor-
maa.

5.3 Mitoitus eurokoodien mukaan

5.3.1 Yleistä

Eurokoodit koostuvat useista Euroopan laajuisista kantavien rakenteiden suunnittelua ohjaavista standardeista. Eurokoodijärjestelmä koostuu kymmenestä pääosasta, joista kuhunkin sisältyy useita standardeja. Järjestelmän pääosat on esitetty taulukossa 4.

TAULUKKO 4. Eurokoodijärjestelmän pääosat (Lähde, 11).

EN 1990	Eurokoodi 0:	Suunnittelun perusteet
EN 1991	Eurokoodi 1:	Rakenteiden kuormitukset
EN 1992	Eurokoodi 2:	Betonirakenteiden suunnittelu
EN 1993	Eurokoodi 3:	Teräsrakenteiden suunnittelu
EN 1994	Eurokoodi 4:	Teräs-betoniliittorakenteiden suunnittelu
EN 1995	Eurokoodi 5:	Puurakenteiden suunnittelu
EN 1996	Eurokoodi 6:	Muurattujen rakenteiden suunnittelu
EN 1997	Eurokoodi 7:	Geotekninen suunnittelu
EN 1998	Eurokoodi 8:	Rakenteiden suunnittelu kestävyys suhteen maanjäristyksessä
EN 1999	Eurokoodi 9:	Alumiinirakenteiden suunnittelu

Paaluanturoiden mitoituksessa eurokooditarkastelu liittyy erityisesti betonirakenteiden suunnittelua koskevaan standardiin EN 1992-1-1. Suunnittelua eurokoodien mukaan ohjaavaa muuta kirjallisuutta on saatavilla jonkin verran. Matti Leskelän laatimassa ja Suomen betoniyhdistyksen julkaisemassa teoksessa Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 (sekä 2008) lähdemateriaalina on käytetty mm. eurokoodeja. Teoksen tehtävä ei ole varsinaisesti ohjeistaa eurokoodien mukaiseen mitoitukseen, mutta se auttaa ymmärtämään standardien ja ohjeiden taustalla olevia asioita. Rakennusinsinööriliitto RIL on julkaissut betonirakenteiden suunnitteluohjeen RIL 202-2011. RIL:n julkaisun sanotaan olevan tiivistetty ohje betonin eurokoodista käsilaskennan tarpeita ajatellen (RIL 202-2011, 3). Ehkä tästä syystä siinä ei perehdytä paaluanturoihin puolta sivua laajemmin. Myös oppilaitoksissa on laadittu erinäisiä eurokoodeihin perustuvia materiaaleja. Esimerkiksi Tampereen korkeakouluissa käytettävä vanhemman tutkijan Olli Kerokosken ja professori Ralf Lindbergin kokoama luentomoniste Teräsbetonirakenteet perehdyttää standardiin EN 1992-1-1. Opetusmateriaalit ovat kuitenkin yleensä tarkoitettuja vain opetuskäyttöön, eikä niitä myöskään useasti ole julkisesti saatavilla. Tarjolla on lukuisia opiskelijoiden tekemiä päättötoita, mutta usein niissä keskitytään – kuten tässäkin – ainoastaan jonkin tietyn rakenneosan eurokoodimitoitukseen.

5.3.2 Kuormat

Kuormat määritellään ”eurokoodi 1, rakenteiden kuormitukset” mukaisesti.

5.3.3 Pääraudoitus

Pääraudoituksen vetovoima määritetään ristikkoanalogialla olettaen vetovoima koko vetosauvan pituudelta vakioksi. Eurokoodien ristikkomenetelmän mukainen mitoitus ei salli kuorman jakamista useaan pisteeseen. Päästäkseen käsiksi vetosauvan voimasuureisiin, laskennassa täytyy ottaa huomioon anturan dimensiot – solmupisteiden vaaka- ja pystysuorat etäisyydet.

Tarvittava teräsmäärä saadaan kaavan (21) mukaisesti.

$$A_s = N_s / f_{yd} \quad (21)$$

, jossa

A_s on raudoituksen poikkileikkausala

N_s on vetosauvassa vallitseva voima

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} saadaan kaavalla (22).

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (22)$$

, jossa

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo (yleisimmillä harjateräksillä $f_{yk} = 500$ N/mm²)

γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku (γ_s rakenneluokassa 2 on 1,15).

Pääraudoitus sijoitetaan solmujen yli kulkeville kaistoille eli käytännössä paalujen pään yläpuoliselle alueelle ajateltujen vetosauvojen suuntaisesti. Ristikkoteorian mukaan raudoitusta ei juurikaan voida levittää paalujen pään rajaaman alueen ulkopuolelle, koska puristusjännityskentän leviämisestä ei ole täyttä varmuutta. Raudoituksen painopisteen tulee olla vetovoiman vaikutusviivalla (Leskelä 2005, 434).

5.3.4 Pääraudoituksen ankkurointi

Eurokoodin mukaan ankkurointipituuteen vaikuttaa betonin lujuus, teräksen mitoitusjännitys, tangon halkaisija, ankkurointiolosuhteet, tankojen muoto, betonipeite, poikittainen raudoitus (hitsaamaton tai hitsattu) ja poikittaispaine.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} tulee olla vähintään ankkurointipituuden vähimmäisarvon $l_{b,min}$ suuruinen. Ankkurointipituuden mitoitusarvo määritetään kaavalla (23), jossa α -kertoimien tulo saa olla enintään 0,7.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (23)$$

, jossa

l_{bd} on ankkurointipituuden mitoitusarvo

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ja α_5 ovat kertoimia 0,7 ja 1,0 välillä

$l_{b,rqd}$ on ankkurointipituuden perusarvo

$l_{b,min}$ on ankkurointipituuden vähimmäisarvo.

Ankkurointipituuden perusarvo määritetään kaavalla (24).

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (24)$$

, jossa

$l_{b,rqd}$ on ankkurointipituuden perusarvo

σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys, jossa on tarvittaessa huomioitava leikkausvoimasta aiheutuva lisäjännitys

f_{bd} on harjateräksen tartuntalujuus (hyvissä olosuhteissa ja 0...32 millimetrisillä harjatangonilla $f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctd}$).

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo määritetään kaavalla (25).

$$l_{b,min} \geq \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\} \quad (25)$$

, jossa

$l_{b,min}$ on ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$l_{b,rqd}$ on ankkurointipituuden perusarvo

Kuvan 22 mukaisille koukuille ja lenkeille saadaan ekvivalentti ankkurointipituus kaavalla (26) ja hitsatun poikittaistangon ekvivalentti ankkurointipituus kaavalla (27).

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \quad (26)$$

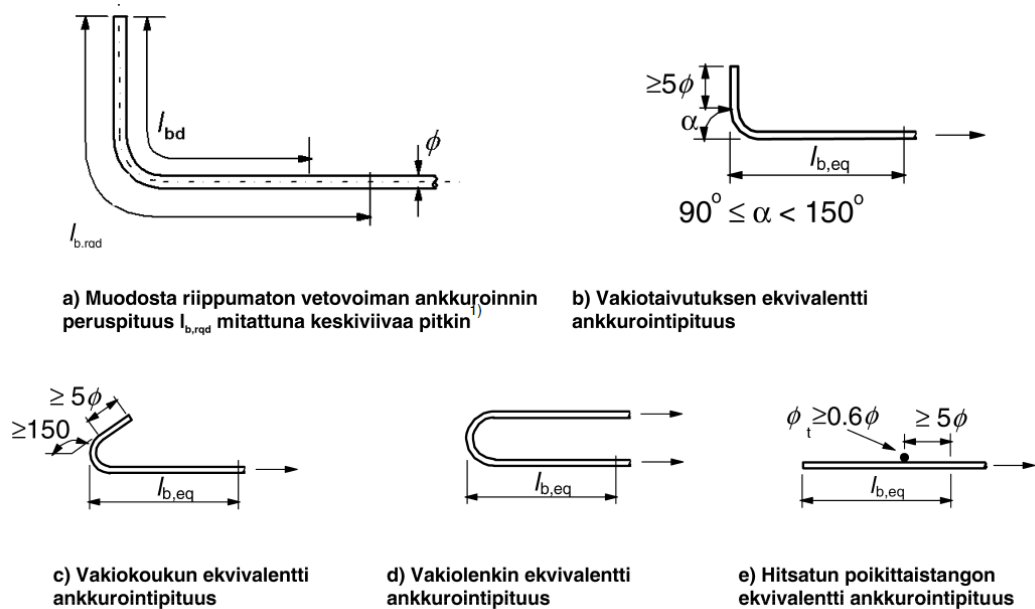
$$l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \quad (27)$$

, joissa

$l_{b,eq}$ on ekvivalentti ankkurointipituus

α_1 on 0,7

α_4 on 0,7



KUVA 22. Ankkurointi koukkaa, lenkkiä tai hitsattuja poikittaistankoja käyttäen (SFS-EN 1992-1-1, 132)

Yksinkertaistaen ankkurointipituus voidaan määrittää taulukon 5 avulla, sillä oletuksella, että kertoimet $\alpha_i = 1,0$ ja rakenneluokka on 2. Taulukko antaa ankkurointipituuden täydelle teräsjännitykselle f_{yd} .

TAULUKKO 5. Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,reqd}$ (Lindberg & Kerokoski, 2009, 135)

Lujuus f_{ck} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	Tart. II: l_{bd}/\varnothing	Tart. I: l_{bd}/\varnothing
20	1,03	435	66,9	46,8
25	1,20	435	57,7	40,4
28	1,29	435	53,5	37,4
30	1,35	435	51,5	35,7
32	1,41	435	48,9	34,2
35	1,50	435	46,1	32,2
40	1,64	435	42,1	29,5
45	1,77	435	39,0	27,3
50	1,90	435	36,3	25,4

Ankkurointipituuden mitoitusarvo saadaan suoralle tangolle yllä olevasta taulukosta, kun taulukon oikeanpuoleisen sarakkeen arvo kerrotaan harjateräksen halkaisijalla.

Raudoitus tulee ankkuroida riittävästi solmuihin (SFS-EN 1992-1-1, 106). Eurokoodin mukaan ankkuroituminen alkaa solmun reunasta, ja erityisesti tuella sen mainitaan alkavan tuen sisäreunasta (SFS-EN 1992-1-1, 109). Toisaalta taas eurokoodin paaluanturoita käsittelevässä luvussa (SFS-EN 1992-1-1, 162) ankkuroinnin sallitaan alkavan paalun tukireaktion aiheuttaman puristusjännityskentän reunalta. Käytännössä tätä puristusjännityskentän reunaa ei tiedetä. Näin ollen ankkurointipituus mitataan paalun etureunasta keskilinjaa pitkin tangon päähän.

5.3.5 Puristusdiagonaalien kestävyys

Puristusdiagonaaleissa vaikuttavat voimat ratkaistaan ristikkoanalogialla. Eurokoodien ristikkomenetelmän mukainen mitoitus ei salli kuorman jakamista useaan pisteeseen.

Kaavalla (30) määritetään puristuslujuuden mitoitusarvo (Lindberg & Kerokoski 2009, 23).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (30)$$

, jossa

f_{cd} on puristuslujuuden mitoitusarvo

α_{cc} on kerroin, $\alpha_{cc} = 0,85$ (Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa 2007).

f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä

γ_c on betonin osavarmuusluku (rakenneluokassa 2 γ_c on 1,5).

Betonidiagonaalien puristuskapasiteetti tarkastetaan kaavalla (31). Eurokoodeissa esitetään solmupisteiden välillä olevien puristussauvojen jännitysten tarkastamiseen myös toinen kaava, mutta se on voimassa vain tasaisessa jännityskentässä, eikä tule siten määrittäväksi. Kaavalla (31) määritetään puristuskestävyys, kun rakenteessa on poikittaista vetoa. (SFS-EN 1992-1-1, 106.)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd} \quad (31)$$

, jossa

$\sigma_{Rd,max}$ on maksimijännitys puristusvyöhykkeessä

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

v' on $1-f_{ck}/250$ (f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä), joka huomioi poikittaisen vedon aiheuttaman halkeilun

5.3.6 Solmujen kestävyuden tarkastelu

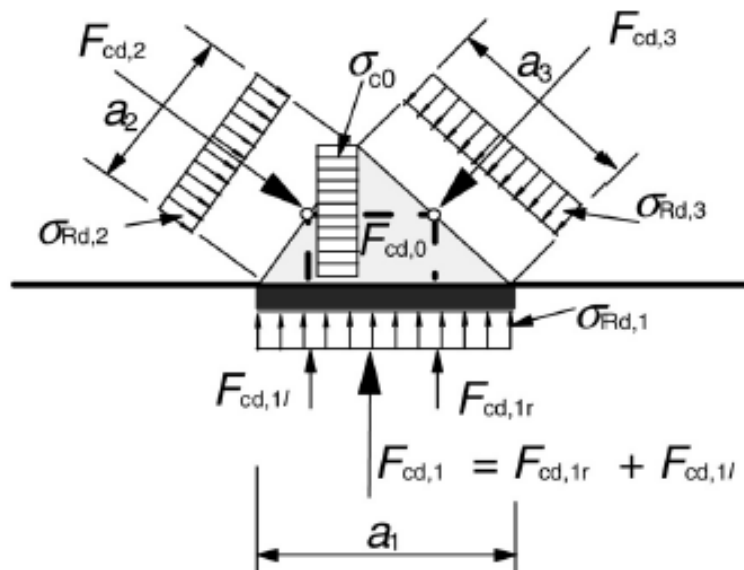
Edellä mainitun betonidiagonaalien puristuskapasiteetin tarkistamisen lisäksi eurokoodi edellyttää solmujen kestävyuden tarkastamisen. Kuitenkaan esimerkiksi RIL:n suunnitteluohjeessa (RIL 202-2011) ei mainita solmupistetarkastelua. Myös By 210:n (Leskelä 2005, 454) ohjeet paaluperustuksen suunnitteluun ohjeistavat ainoastaan raudoituksen laskentaan. Betonin puristuskestävyys solmussa määräytyy kertoimen k_i sekä betonin puristuslujuuden ominais- ja mitoitusarvojen mukaan. Kerroin k_i määräytyy solmutyyppin mukaan.

Eurokoodi tuntee kolme solmutyyppiä jotka ovat

- a) puristussolmu, johon ei ankkuroidu vetosauvoja
- b) solmu, johon liittyy puristussauva ja johon ankkuroituu vetosauva vain yhdestä suunnasta

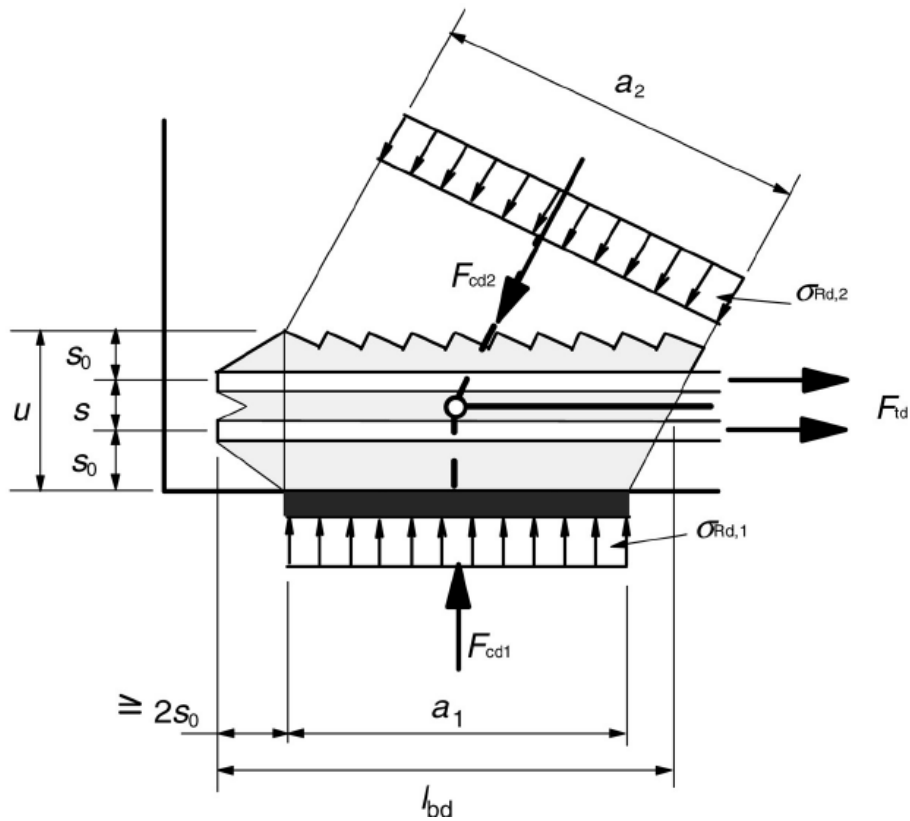
- c) solmu, johon liittyy puristussauva ja joihin ankkuroituu vetosauvoja kahdesta suunnasta.

Paaluanturoissa solmutyyppi a on tavanomaisesti kuormituspisteessä ja suoraan kuormituspisteen alla olevassa tukipisteessä, johon ei sijoiteta raudoitusta, kuten kuvassa 23. Selvyyden vuoksi mainittakoon, että kuva 23 tulisi tässä tapauksessa mieltää peilikuvaksi.



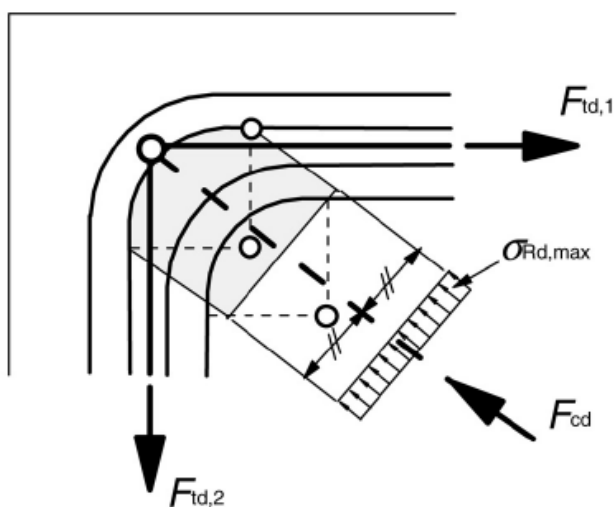
KUVA 23. Solmutyyppi a: Solmuun liittyy vain puristussauvoja (SFS-EN 1992-1-1, 107)

Paaluanturoissa solmutyyppi b on tavanomaisesti kaksipaaluanturan tukipisteessä, johon ankkuroituu vetosauvoja vain yhdessä suunnassa. Kuva 24 esittää solmutyyppiä b.



KUVA 24. Solmutyyppi b: Puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy yhden suunnan vetoraudoitus (SFS-EN 1992-1-1 2005)

Paaluanturoissa solmutyyppi c on tavanomaisesti yli kahden paalun anturan kaikissa tukipisteissä, joihin liittyy kahden suunnan vetoraudoitus. Kuva 25 esittää solmutyyppiä c.



KUVA 25. Solmutyyppi c: Puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy kahden suunnan vetoraudoitus (SFS-EN 1992-1-1, 109)

Solmujännitykset ratkaistaan kaavalla (32).

$$\sigma_{Rd,max} = k_i v' f_{cd} \quad (32)$$

, jossa

$\sigma_{Rd,max}$ on maksimijännitys, joka vaikuttaa solmun reunoilla (SFS-EN 1992-1-1, 107)

k_i on 1,0 (tai $k_1 = k_4 = 3,0$) solmutyypissä a (kuva 26)

k_i on 0,85 solmutyypissä b (kuva 24)

k_i on 0,75 solmutyypissä c (kuva 25)

k_i on 3,0, kun puristussauvat jakaantuvat vähintään kolmeen suuntaan

v' on $1 - f_{ck}/250$ (f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä)

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

5.3.7 Leikkaus- ja lävistysmitoitus

Lävistyskestävyyttä ei saa tarkastaa EC2:n mukaan. Lävistysmitoitus tehdään tarvittaessa Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 ”Betonirakenteet, ohjeet” kohdan 2.2.2.7 mukaan (Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa 2007). Jos ansaskulma on yli 45°, niin leikkaus tai lävistystä ei käytännössä mitoiteta paaluanturaa. Leikkaukselle on kuitenkin tarpeen tehdä kevennetty tarkastelu, jossa leikkauskestävyydestä tarkasteluun ei oteta täyttä laskentakuormaa.

5.4 Yhteenveto

Puristussauvojen kestävyystarkastelussa eurokoodi vertailee jännityksiä, kun vanhan ohjeen mukaan tarkastelu tehdään voimia vertailemalla. Suurempi eroavaisuus on eurokoodeihin ilmestynyt solmupistetarkastelu. Solmupistetarkastelussa tarkastellaan ristikomallin mukaisia solmuja, statiikan sanoin nurkkia. Käytännössä on tarkastettava paalun päähän liittyvän solmupisteen kestävyys, koska siinä solmun kestävyyttä määrittävä kerroin k_i on pienin. Kahden paalun anturassa k_2 on 0,85 ja useamman paalun anturassa k_3 on 0,75. Solmupistetarkastelun hankaluus syntyy siitä, että solmun tehollinen pinta-ala on hankalasti määritettävissä. Näin ollen puristusjäännitykselle on hankala saa-

da arvoa, jota verrattaisiin solmun kestävyteen. Solmun dimensioiden muodostumisessa on tulkinnanvaraisuutta, mutta likimääräinen tarkastus voidaan kuitenkin tehdä siten, että paalun pinta-ala projisoidaan tarkastelutasossa voimaan nähden kohtisuoraksi.

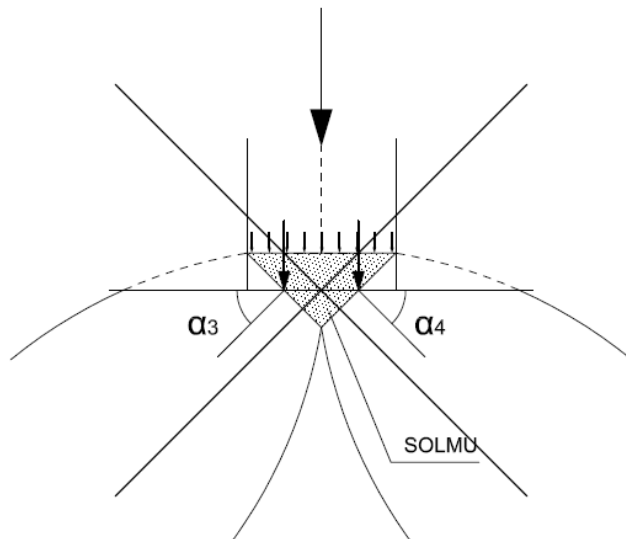
Pääraudoituksen teräspinta-alan laskenta ei standardeissa eroa periaatteiltaan toisistaan. Sen sijaan terästen ankkuroinnin tarkastus eroaa. Rakentamismääräyskokoelman mukaisten ohjeiden mukaan laskettaessa lasketaan lähtökohtaisesti betoniteräksen ankkurointikykyä. Tätä ankkurointikykyä parannetaan raudoituksen sijainnin ja poikittaisen puristuksen mukaan määräytyvillä tartuntakertoimilla. Koukuilla, lenkeillä ja hitsatuilla poikittaistangoilla voidaan kasvattaa ankkurointikapasiteettia. Eurokoodissa lasketaan lähtökohtaisesti ankkurointipituutta, jonka perusarvo saadaan mitoitusjännityksen ja tartuntalujuuden avulla. Laskenta-arvo saadaan ankkurointipituutta pienentävien α -kertoimien avulla. Näihin kertoimiin vaikuttavat tankojen muoto, betonipeite, poikittaisen laajenemisen estävä raudoitus (hitsattu ja hitsaamaton) ja laajenemista estävä poikittaispaine.

6 TULOKSET JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Opinnäytetyön yksi tavoite oli vertailla vanhojen betoninormien ja eurokoodien välisiä eroja paaluanturoiden mitoituksessa ristikkomenetelmällä. Eurokoodi edellyttää solmupistetarkastelun. Solmupistetarkastelu tarkoittaa niiden rakenteen kohtien kestävyystarkastelua, joissa ristikkomallin mukaiset sauvat kohtaavat. Tämän kaltainen kestävyystarkastelu on Suomessa uutta ja se tuo paaluanturoiden laskentaan yhden vaiheen lisää. Paaluanturoissa pääraudoituksen teräspinta-ala on kuitenkin edelleen useimmiten oleellisin tarkistettava asia. Teräspinta-ala lasketaan eurokoodissa kuten ennen, vain osavarmuuskerroin muuttuu.

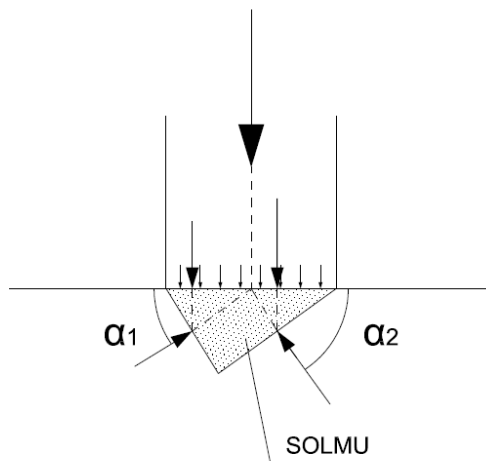
Vanhoissa sovellusohjeissa tai uusissa eurokoodeissa ei ole mainintaa minimiraudoituksen määrästä, kun mitoitetaan ristikkomenetelmällä. Jos minimiraudoitus lasketaan laatan taivutusteorian mukaan, niin teräsmäärä voi kasvaa ylisuureksi. Ristikkomenetelmällä laskettaessa ei kuinkaan voida ottaa osia taivutusteorian mukaisesta laskennasta. Minimiraudoitukselle ei ole ohjeistusta, kun paaluanturaa lasketaan ristikkomenetelmällä.

Opinnäytetyön toinen tavoite oli arvioida pilarin sivumittojen huomioimisen vaikutuksia ristikkomallin sisäisiin voimasuureisiin. Pilarin sivumitat vaikuttavat voimasuureisiin ansaskulman muutoksen kautta. Pilarin dimensioiden huomioiminen vaikuttaa suuressi ansaskulmaan ja tätä kautta myös ristikon veto- ja puristusvoimiin. Opinnäytetyön ohessa tehtyjen laskelmien mukaan vaikutus voi anturan tavanomaisilla mitoilla olla jopa 10 % vetovoimaa alentava. Opinnäytetyössä kävi myös ilmi, että pilarin dimensioiden vaikutusta arvioitaessa on huomioitava solmupistetarkastelu. Jos kuormituspisteet jaetaan useampaan kuin yhteen pisteeseen pilarin alapäässä, minne ja miten muodostuu ristikkomenetelmän mukainen solmu? Solmun yläpinnan tason täytynee olla liitoksessa. Jos ristikon nurkka nostettaisiin hieman pilarin sisään kuten kuvassa 26 siten, että pilarikuormat ajateltaisiin esim. neljäsosapisteisiin, niin pullomainen jännityskenttä ei voisi enää muodostua.



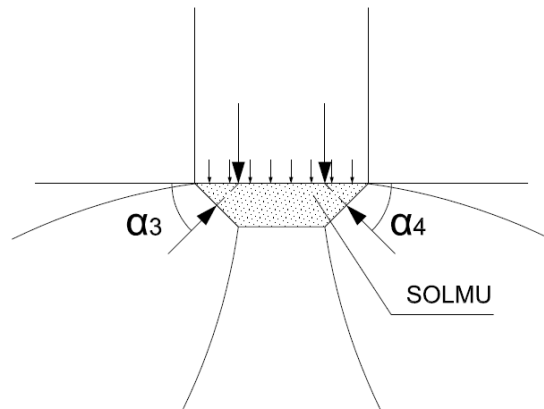
KUVA 26. Ristikkomallin muodostaminen, kun yläsolmu ei sijaitse pilarin alapään tasossa

Pilarilta tulevan kuormitus voidaan ajatella jakautuvan tasaisena pilarin yläpään. Paa-luanturan tarkastelu eurokoodin mukaisella ristikkomenetelmällä johtaa siihen, että kuormitus joudutaan keskittämään yhteen pisteeseen (kuva 27). Tämä poikkeaa vanhoista ohjeista ja suurentaa anturan voimasuureita. Ei ole tiedossa, onko rakenteen kokonaisvarmuus tällä tavoin ylivarmalla puolella.



KUVA 27. Eurokoodin mukaisen yläsolmun muodostaminen

Toisaalta solmu voisi muodostua kuvan 28 mukaisesti. Varsinkin hyvin suurilla pilareilla kuvan 28 mukainen solmu voitaisiin ajatella olevan todennukaisempi kuin kuvan 27 solmu. Eurokoodi ei kuitenkaan tunne puolisuunnikkasolmuja.



Kuva 28. Vaihtoehtoinen puolisuunnikassolmu

Ristikkomenetelmään liittyviä asioita ei juurikaan käsitellä suomalaisessa rakennusalan kirjallisuudessa. Tämän hetkisen siirtymävaiheen jälkeen viranomaistahot edellyttävät eurokoodin mukaista laskentaa. Tämä on kuitenkin ristiriidassa siihen, että esimerkiksi SFS-EN 1992-1-1 -standardia ei ole saatavilla kohtuullisella hinnalla. Paaluanturoiden eurokoodilaskenta käsin on hankalaa, eikä soveltuvia taulukoita ole. Eurokoodin ristikkomenetelmän mukainen laskenta vaatisi monesti siihen soveltuvat tietokoneohjelmat. Suunnittelijalle mitoitusprosessi on hankalampi hallita ja hahmottaa kuin ennen. Eurokoodistandardissa on mainittu asioita, joiden teoriatausta rakennesuunnittelijan pitäisi jollain tavoin ymmärtää. Monesta asiasta löytyy tutkimustietoa ulkomailta. Suuri osa tämän opinnäytetyön lähdetiedoista hankittiin vieraankielisistä julkaisuista. Se kertoo edessä olevasta ongelmasta. Suunnittelutyökaluksi käyviä suomenkielisiä sovellusohjelmia on liian vähän.

LÄHTEET

Adebar, P & Zhou, L. 1996. Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. ACI Structural Journal, 437-448.

Bergmeister, K & Breen, J.E. & Jirsa, J.O. & Kreger M.E. 1993. Detailing in structural concrete. The University of Texas at Austin.

Barney, T. M. 2007. Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications. Luettu 19.1.2012. [http://www.trb.org/NotesDocs/20-07\(217\)_FR.pdf](http://www.trb.org/NotesDocs/20-07(217)_FR.pdf).

Fu C. 2001. The Strut-and-Tie Model of Concrete structures. Luettu 26.1.2012. <http://www.scribd.com/doc/14222021/strut-tie-model>

Iivonen A. 2003. Staattisesti määrätty rakenteet. Luentomoniste. Tampereen ammattikorkeakoulu. Tampere.

Jääskeläinen, R. 2009. Pohjarakennuksen perusteet. 1. painos. Tammertekniikka/Amk-Kustannus.

Kuchma, D & Tjhin, T. 2005. Strut-and-Tie Resource Web Site. University of Illinois at Urbana-Champaign. Luettu 2.2.2012. <http://dankuchma.com/stm/>

Leskelä M. 2005. By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Leskelä M. 2008. By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2009. Teräsbetonirakenteet. Luentomoniste syksy 2009.

Loikkanen, P. 1973. Rakenteiden statiikka 1. Staattisesti määrätty sauvarakenteet. Keuruu: Otava.

Lähde, J. 2010. Maanvaraisten anturoiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Metropolia. Insinööriyö.

Maankäyttö- ja rakennusasetus 10.9.1999/895.

Maankäyttö- ja rakennuslaki 5.2.1999/132.

Mölsä, S. 2012. Suomi siirtyy eurokoodeihin vasta heinäkuussa 2013, kolme vuotta myöhässä. Rakennuslehti 1/2012, 15.

Nori, V. & Tharval M. 2007. Design of pile caps – Strut and tie model method. The Indian Concrete Journal. April 2007, 13-19.

RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. 2011. Eurokoodit EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 223-2005 Lyöntipaalausohje LPO-2005. 2005. Teräsbetoni- ja puupaalut. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 254-2011 Paalutusohje PO-2011. 2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Saarinen, E & Kähkönen L. 1983. By 202. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 2. Suomen betoniyhdistys – Finska Betongföreningen r.y.

SFS-EN 1992-1-1. 2007. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS.

Suomen Betoniyhdistys r.y. 1988. By 30-2. Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet. 2. Perustukset. Suomen Betoniyhdistys Oy

Suomen Betoniyhdistys r.y. 2004. By 50. Betoninormit 2004. Vuoden 2009 painos. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys Oy

Suomen rakentamismääräyskokoelma. B4. Betonirakenteet. Ohjeet 2005. 2005. Helsinki: Ympäristöministeriö. Asunto- ja rakennusosasto.

Ympäristöministeriö. 2012a. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Luettu 28.2.2012. <http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset>.

Ympäristöministeriö. 2012b. Eurokoodit. Luettu 28.2.2012. <http://www.ymparisto.fi/eurokoodit>

Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. 15.10.2007.

Zhou Z. 1994. Shear design of pile caps and other members without transverse reinforcement. The University of British Columbia. The faculty of graduate studies department of civil engineering. A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy.