



FEM-lähtötietoja käyttävä pilariantu- ran laskentapohja

Olli Kukka

OPINNÄYTETYÖ
KESÄKUU 2021

Rakennustekniikan ylempi tutkinto-ohjelma

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma

KUKKA OLLI:
FEM-lähtötietoja käyttävä pilarianturan laskentapohja

Opinnäytetyö 97 sivua, joista liitteitä 8 sivua
Kesäkuu 2021

Maanvaraisten pilarianturoiden suunnittelu on toimenpide, joka tulee vastaan lähes jokaisessa isossa rakennusprojektissa. Esimerkiksi kattilalaitoksissa kuormitusyhdistelmiä yhtä pilarianturaa kohden voi olla useita kymmeniä ellei satoja, ja kaikista pilarianturoista sekä niiden yhdistelmistä pitäisi löytää määräävä tapaus. Tähän asti määräävän kuormitustapauksen etsiminen on ollut työlästä ja aina muutosten jälkeen tämä työ on jouduttu tekemään uudelleen. Tässä työssä käydään läpi pilarianturan mitoitus ja kehitetään apuväline pilarianturoiden kannalta määräävän kuormitusyhdistelmän löytämiseen sekä pilarianturan mitoitukseen. Pilarianturoita voidaan mitoittaa myös mallintamalla ne FEM- laskentaohjelmaan, mutta se vie paljon aikaa, koska laskentamallit voivat olla erittäin suuria ja mallin laskenta hidastuu sisällön kasvaessa entisestään. Lisäksi luotettavien tulosten saamiseksi FEM- laskentamallista, käyttäjältä vaaditaan perusteellista asiantuntemusta, tarkkuutta ja ohjelmiston käyttötaitoa.

Laskennan helpottamiseksi ja nopeuttamiseksi haluttiin kehittää laskentapohja, johon tuodaan kuormitusyhdistelmien tukireaktiot laskentaohjelmasta (esim. Robot Structural analysis/ Staad), jolloin laskentapohja etsii määräävimman pilarianturan sekä kuormitustapauksen ja mitoittaa sen. Mitoituksesta saadaan taulukot, jonka avulla nähdään helposti, kestäkö valittu antura kaikki kuormitustapaukset ja mitkä kuormitustilanteet aiheuttavat anturalle suurimmat rasitukset. Työ rajautuu anturan osalta pilarianturan ja raudoituksen murtorajatilamitoitukseen, kaatumisvarmuus- ja liukumistarkasteluun sekä halkeilun tarkasteluun käyttörajatilassa. Anturan muodon osalta käsitellään neliö- ja suorakaideanturoita. Laskentapohjan toiminta varmennetaan vertailemalla tuloksia SKOL ry:n (Suunnittelu- ja konsultointiyrietykset) julkaisemaan B19 maanvaraisen anturan laskentapohjan tuloksiin. Työn kirjallisessa osuudessa käydään pilarianturan rakennetekninen mitoitus perusteellisesti läpi ja geoteknisen mitoituksen perusasioita, jolloin se voi toimia myös oppaana laskentapohjan käyttäjälle, mikäli käyttäjä haluaa perehtyä asiaan syvällisemmin.

Asiasanat: pilariantura, rakennetekninen mitoitus, halkeilu, kaatumisvarmuus, liukumisvarmuus, kantokestävyys

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences

KUKKA OLLI:
FEM Data Applying Calculation Template for Column Footings

Master's thesis 97 pages, appendices 8 pages
June 2021

Structural design of column footings is a procedure that occurs with almost every large construction project. For example in boiler plant structures there can be dozens or hundreds of load combinations for one column footing and from all those column footings and load combinations the governing load combination must be found. So far searching the governing load combination has been troublesome and has to be done again after changes in structural system. This thesis presents structural and partially geotechnical design of column footings and develops a tool for finding the governing load combination and for calculation of column footings. Column footings can also be calculated with FEM calculation software but it can take a lot of time because of big size of calculation models and adding more information to the model can cause it to slow down even further. Also getting reliable results from FEM calculation model requires expertise, precision and fundamental knowledge about the calculation software.

To ease and fasten calculation of column footings, a need for developing a calculation template occurred. Template where support reactions can be brought from FEM calculation software (for example Robot Structural analysis or Staad) and calculation template finds governing load combination and makes structural design for it. As a result of design, tables are created, where user can easily see does the chosen column footing bear all load combinations and which load combination causes greatest loads to the structure. Study in this thesis is limited to ultimate limit state design of column footing and reinforcement, stability check, sliding check and cracking in serviceability limit state. Shape of column footing in this thesis is limited to square and rectangular. Functionality of calculation template is ensured by comparing results with B19 calculation template for column footing published by SKOL ry. Written part of this thesis goes through structural design of column footing thoroughly and basics of geotechnical design so it can work as a guide for the user of the calculation template if he/ she wishes to dig in to calculation more deeply.

Key words: column footing, structural design, cracking, stability check, sliding check, geotechnical carrying capacity

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	10
2	KOHDEYRITYS	11
	2.1 Yrityksen esittely	11
	2.2 Laadunhallintajärjestelmä.....	11
	2.3 Suunnittelutyökalut.....	11
3	TUTKIMUS MENETELMÄT JA TUTKIMUKSEN SUORITUS	12
	3.1 Tiedonkeräys kirjallisuudesta ja standardeista	12
	3.2 Excel laskentapohjan kehitys	12
4	PILARIANTURAN KUORMIEN MUODOSTUMINEN.....	14
	4.1 Rajatilat ja kuormitusyhdistelmät	14
	4.1.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät	16
	4.1.2 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät	20
5	PILARIANTURAN MITOITUS	21
	5.1 Betonirakenteen ominaisuudet.....	21
	5.1.1 Betonin rakenteiden lujuus ja toteutusluokat	21
	5.1.2 Betoniteräksen lujuus	23
	5.2 Anturan koon määrittäminen	24
	5.3 Raudoittamaton antura.....	27
	5.4 Raudoitettu antura.....	29
	5.4.1 Taivutusmitoitus.....	29
	5.4.2 Raudoituksen ankkurointi	34
	5.5 Lävistysmitoitus.....	36
	5.5.1 Lävistysmitoitus eurokoodin mukaan	36
	5.5.2 Lävistysmitoitus B4:n mukaan	50
	5.6 Pilarianturan käyttörajatilamitoitus.....	54
	5.6.1 Betonin jännitysten rajoittaminen.....	54
	5.6.2 Halkeilusta yleisesti	54
	5.6.3 Vähimmäisraudoitusala halkeamamitoituksen perusteella .	58
	5.6.4 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukoiden mukaan.....	59
	5.6.5 Halkeamaleveyden laskenta.....	62
	5.7 Kaatumisvarmuus	66
	5.8 Kallionvarainen antura.....	67
6	GEOTEKNINEN MITOITUS.....	70
	6.1 Maaperän kantokestävyys.....	70
	6.2 Epäkeskeiset kuormat	74
	6.3 Liukumisvarmuus	76

7	LASKENTAPOHJAN KEHITTÄMISTARPEET	77
7.1	Helppokäyttöisyys	77
7.2	Hyödyllisyys	77
7.3	Tulevaisuuden kehitystavoitteet	78
8	TULOSTEN TARKASTELU	79
8.1	Laskentapohjan toiminta ja testaus	79
8.1.1	Vain pystykuormalla rasitettu pilariantura	79
8.1.2	Yhden suunnan momentilla ja vaakakuormalla rasitettu pilariantura	82
8.1.3	Kahden suunnan momentilla ja vaakakuormalla rasitettu pilariantura	84
8.1.4	Yhteenveto vertailulaskelmista	86
8.2	Palaute	86
9	YHTEENVETO	87
	LÄHTEET	88
	LIITTEET	90

LYHENTEET JA TERMIT

a	pilarin sivun etäisyys anturan reunasta
b_t	poikkileikkauksen tehollinen leveys
b_c, b_q, b_y	anturan pohjan kaltevuudesta johtuvia kertoimia
c	pilarin halkaisija tai sivumitta halkeamaleveyslaskennassa: suojabetonipeite
c_{min}	betonipeitteen minimiarvo
$c_{min,dur}$	betonipeitteen rasitusluokkaa vastaava minimiarvo
c_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
c_{true}	suunnitelmien mukainen betonipeite
c_{dev}	betonipeitteen mittapoikkeama
c'	tehokkaan koheesion arvo
d	tehollinen korkeus
d_1	tehollinen korkeus
e	kuorman epäkeskisyys
f_{bd}	tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ctk}	betonin vetolujuuden ominaisarvo
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden 5% fraktiliin arvo
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden keskiarvo ajanhetkellä t
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betonin myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ywd}	leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{ywd,ef}$	lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus
h	poikkileikkauksen korkeus
$h_{c,ef}$	vetojännityksen alaisen betonialueen korkeus
h_{cr}	vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua
h^*	korkeutta h tai 1,0m vastaava korkeus
i	kuorman kaltevuuskerroin alaindeksien mukaisesti, c koheesiolle, q pintakuormalle ja γ tilavuuspainolle

k	leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyyden laskennassa käytettävä kerroin Halkeamamitoituksessa: pakkovoimat huomioiva kerroin
k_c	jännityksen jakautumisen huomioiva kerroin
k_{max}	suurinta lävistyskestävyyttä rajoittava kerroin
k_t	kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin
k_1	kerroin, joka huomioi normaalivoimien vaikutuksen.
k_1	halkeamamitoituksessa tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin
k_2	venymäjakauman huomioiva kerroin
k_3	eurokoodissa esitetty kerroin halkeamavälin laskentaan
k_4	eurokoodissa esitetty kerroin halkeamavälin laskentaan
l_b	suorien tankojen toimiva ankkurointipituus
$l_{b,rqd}$	vaadittu ankkurointipituus
q'	yläpuolisten maakerrosten, perustuksen pohjan tasolle aiheuttama tehokas mitoituspaine
S_c, S_q, S_y	perustuslaatan muotokertoimia
S_r	leikkausraudoituskehien säteittäinen väli
$S_{r,max}$	suurin halkeamaväli
S_t	leikkausraudoitusten jakoväli kehän suunnassa
u	perustarkistuspiirin pituus
u_s	vetoraidoituksen piiri
u_0	pilarin piiri lävistysjännityksen laskennassa
$u_{out,ef}$	lisätarkistuspiiri
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman pilarianturan lävistyskestävyys
$V_{Rd,cs}$	leikkausraudoitetun pilarianturan kestävyys
Z	sisäinen momenttivarsi
Z_{II}	halkeilleen tilan sisäinen momenttivarsi
W_k	halkeamaleveys
W_{max}	halkeamaleveyden mitoitusarvo
A	Pinta-ala
$A_{c,eff}$	vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala

A_{ct}	vetorasitetun betonipoikkileikkauksen pinta-ala ennen halkeaman muodostumista
A_s	pääraudoituksen pinta-ala
$A_{s,min}$	vaadittavan pääraudoituksen vähimmäisala
A_{sw}	leikkausraudoituksen pinta-ala
$A_{sw,min}$	leikkausraudoituksen minimimäärä
A_{sv}	leikkausraudoituksen pinta-ala B4:n mukaan
A_u	tarkastuspiirin rajoittama pinta-ala
A'	perustuksen tehokas pinta-ala
A'_p	ankkuri- tai tartuntajänteiden pinta-ala
B	perustuksen leveys
B'	perustuksen tehokas leveys
$C_{Rd,c}$	lävistyskestävyyden laskennassa käytetty kerroin
D	pyöreän pilarin halkaisija
E	betonin kimmokerroin
E_s	betoniteräksen kimmomoduuli
E_{cm}	betonin keskimääräinen kimmomoduuli 28 vrk iässä
$E_{dst;d}$	kaatavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo
$E_{stb;d}$	vakauttavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo
F_{bd}	ankkurointikestävyys
F_s	ankkuroitava vetovoima
H_d	on vaakasuora kuorma
K_{Fl}	seuraamusluokasta riippuva kuorman korotuskerroin
L	perustuksen pituus
M	momentti
M_{Ek}	ominaisyhdistelmän mukainen momentti
$M_{R,cr}$	betonin halkeilumomentti
N	normaalivoima
N_c, N_q, N_y	kantavuusvakioita
R	resultantti
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
$R_{p;d}$	liukumista vastustavan voiman mitoitusarvo
$S_{r,max}$	rakenneseosan suurin halkeamaväli
T_d	maan kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_c	betonin leikkauskapasiteetti

V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
V_s	lävistysraudoituksen leikkauskapasiteetti
$V'd$	pystysuuntaisten kuormien mitoitusarvo
W_l	halkeamattoman tilan taivutusvastus
X	mitta neutraaliakselista poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen yläpintaan
X_{II}	halkeilleen tilan puristusvyöhykkeen korkeus
α	leikkausraudoituksen ja anturan tason välinen kulma
α_e	kimmomoduulien suhde E_s/E_{cm}
β	leikkausjännityksen laskennassa käytetty kerroin
$\gamma_{R;h}$	liukumisen osavarmuusluku
γ_r	kestävyyden osavarmuusluku
γ'	perustustason alapuolella sijaitsevan maan tehokkaan tilavuuspainon mitoitusarvo
ε_{cu}	betonin murtopuristumavakio, kun betoniluokka \leq C50/60
ε_{cm}	betonin keskimääräinen venymä halkeamien välillä
ε_{sm}	keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä
ε_{yd}	betoiteräksen myötörajavenyman suunnitteluarvo
λ	puristusvyöhykkeen tehollisen korkeuden kerroin
ξ	betoniteräksen ja jänneteräksen välistä lujuuksia kuvaava kerroin.
ξ_1	muunnettu tartuntalujuuksien suhde
ρ_1	vetoraudoituksen suhteellinen ala
$\rho_{p,eff}$	raudoituksen tehollinen pinta-ala
ρ_l	vetoraudoituksen suhteellinen ala
σ_c	betonin keskimääräinen jännitys
σ_s	raudoituksen jännitys halkeaman muodostumisen jälkeen
ϕ_s	muunnettu tangon enimmäishalkaisija.
ϕ_s^*	halkeamaleveyden mitoituksessa, taulukossa esitetty maksimi tankokoko
ϕ_p	jänneteräksen ekvivalentti halkaisija
δ_k	anturan ja maan välinen kitkakulma

1 JOHDANTO

Maanvaraisten pilarianturoiden mitoittaminen on yleinen toimenpide rakennesuunnittelussa. Yleensä maanvaraisten pilarianturoiden mitoittamiseen voidaan käyttää esimerkiksi SKOL ry:n julkaisemaa B19 maanvaraisen anturan laskentapohjaa, jolla voidaan tarkastella yksittäisen pilarianturan kestävyys. Yksinkertaisissa rakenteissa nämä voidaan myös mallintaa esim. FEM-laskentaohjelmiin. Rakenteessa, johon tulee monentyyppistä kuormitusta, yhden anturan kuormitusyhdistelmien määrä voi nousta kymmeneen ellei satoihin, ja pilarianturoita voi olla useita kymmeniä. Näissä tilanteissa on työlästä löytää määräävä kuormitusyhdistelmä. Työn tarkoituksena on helpottaa määrävän kuormitusyhdistelmän löytämistä ja mitoittaa pilariantura, joka kestää kyseisen kuormitusyhdistelmän kuormat.

Työssä käydään läpi pilarianturan kuormitusten muodostuminen sekä pilarianturan rakennemitoitus murto- ja käyttörajatilassa maan-/ kallionvaraiselle pilarianturalle. Työssä tarkastellaan myös perustusten kaatumisvarmuutta, liukumiskestävyyttä sekä maan kantokestävyyttä. Lävistysmitoitus tehdään esimerkiksi SKOL ry:n B19 maanvaraisen anturan laskentapohjassa eurokoodin mukaan, mutta monilla yksinkertaistuksilla. Jatkossa SKOL B19 Maanvaraisen anturan laskentapohjaan tullaan viittaamaan SKOL-pohjana tai SKOL- laskentapohjana. Tässä työssä pyritään selventämään eurokoodin mukaista lävistysmitoitusta, joka on tullut käytettäväksi 2016 vuoden lopulla. Työn tuloksia vertaillaan muilla laskentaohjelmilla saatuihin tuloksiin. Vertailulla pyritään varmistamaan laskentapohjan luotettavuus ja sekä huomaamaan mahdolliset eroavaisuudet laskentamenetelmissä. Työn tuloksena muodostuu laskentapohja, joka laskee pilarianturan kestävyden määrävillä kuormilla, vaikka vertailussa olisi kymmeniä pilarianturoita. Laskentapohjassa on tulostaulukko valitulle pilarianturalle, josta rakennesuunnittelija pystyy helposti tarkastamaan, että antura kestää kaikissa kuormitustapauksissa. Laskentapohjan käyttöoikeudet kuuluvat WSP Finland Oy:lle.

Työssä ei tarkastella perustusten kokonaisvakavuutta eikä geoteknisiä käyttörajatilan tarkasteluja, kuten painumaa. Myöskin pyöreät anturat sekä korkealujuusbetonista tehdyt rakenteet rajataan tämän työn ulkopuolelle.

2 KOHDEYRITYS

2.1 Yrityksen esittely

WSP on asiantuntijapalveluyritys, joka työllistää maailmanlaajuisesti noin 49 000 ihmistä. WSP tuottaa asiantuntijapalvelua rakennetekniikan lisäksi mm. silta-, infra-, liikenne-, ympäristö-, valaistus- ja akustiikka-aloilla. WSP on yksi eniten projekteja toteuttaneista ja maailman pisimpään toimineista tunnelisuunnittelijoista. Suomessa WSP:llä on 15 toimipistettä, joissa työskentelee yhteensä noin 600 henkilöä. Rakennetekniikassa WSP Finland Oy:llä on noin 150 työntekijää.

2.2 Laadunhallintajärjestelmä

WSP:llä on sisäinen laadunhallintajärjestelmä, johon liittyy kaikki laskentapohjien kehitys sekä niistä tiedottaminen ja kouluttaminen. Tämän opinnäytetyön kehitys liittyy myös laadunhallintajärjestelmään ja kehittää osaltaan nykyisen suunnittelun laadunvarmistusta.

2.3 Suunnittelutyökalut

Hyvät suunnittelutyökalut ovat yksi tärkeä osatekijä tehokkaaseen ja laadukkaaseen suunnittelutyöhön. Suunnittelutyökalujen tekeminen vie paljon aikaa ja soveltuukin siksi hyvin opinnäytetyön aiheeksi. Pääasiallisina laskentatyökaluina käytetään erilaisia Excel- ja Mathcad- laskentapohjia sekä FEM- laskentaohjelmistoja. Tässä opinnäytetyössä tehdään laskentapohja, joka hyödyntää FEM-laskentamallista saatavia kuormitustietoja. FEM- laskentaohjelmistoista voidaan mainita esimerkiksi Robot structural analysis professional, RFem sekä Staad Pro. FEM on lyhenne sanoista Finite Element Method, joka tarkoittaa elementtimenetelmää.

3 TUTKIMUS MENETELMÄT JA TUTKIMUKSEN SUORITUS

3.1 Tiedonkeräys kirjallisuudesta ja standardeista

Pilarianturan mitoitus tehdään eurokoodin mukaisesti, joten suuri osa opinnäytetyön sisällöstä nojaa eurokoodiin sekä Suomen rakentamismääräyskokoelmaan. Eurokoodin osalta käsitellään suurelta osin eurokoodi 2:sta (Betonirakenteiden suunnittelu) sekä eurokoodi 7:aa (Geotekninen suunnittelu). Täydentävää sisältöä on haettu käsikirjoista ja täydentävistä standardeista sekä eurokoodin taustaineistosta sekä kansainvälisistä tutkimusjulkaisuista. Vertailevaa laskentaa varten tietoa on haettu vanhoista normeista. FEM-mallin tekemiseen sekä FEM-tulosten oikeellisuuden vertailuun tietoa saadaan ohjelmistovalmistajien ohjeista. Lisäksi opinnäytetyötä tehdessä pyydettiin kommentteja Rakennustuoteteollisuuden RTT:n asiantuntijalta sekä Suunnittelu- ja konsultointiyriyten SKOL laskentapohjien työryhmältä.

3.2 Excel laskentapohjan kehitys

Laskentapohjan tarkoituksena on mitoittaa pilariantura murtorajatilassa ja käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa pilariantura mitoitetaan halkeilulle. Lisäksi tarkoituksena on tarkastella kaatumisvarmuus sekä liukumiskestävyys. Laskentapohjan tulee olla helppokäyttöinen, joten tarkoituksena on käyttää samoja merkintöjä kuin muissa pilarianturoiden laskentapohjissa. Laskentapohjaan on tarkoitus tuoda FEM-laskentaohjelmasta kuormitustiedot taulukkomuodossa, joten kaikille kuormasuunnille ja momenteille on varattu paikka laskentapohjassa. Laskenta tehdään samalla sivulla, mihin kuormat tuodaan ja lähtötiedot täytetään, jolloin vaikutukset pystytään näkemään heti anturan lähtötietoja muutettaessa.

Laskenta vaatii paljon lähtötietoja mm. varmuuskertoimista, betonin ominaisuuksista ja raudoituksen ominaisuuksista ja näille lähtötiedoille on varattu omat välilehtensä laskentapohjassa. Mikäli käyttäjä haluaa tarkastella tiettyä kuormitustapausta tarkemmin, hän voi kuormitustapaoksen numeron syöttämällä nähdä laskennan etenemisen välivaiheineen. Laskenta on tehty Excelin kaavoja ja yhtälöitä käyttämällä. Vaikeimmat iteratiiviset laskennat, kuten lävistyslaskenta ja

laskentapohjan käyttöliittymän napit, voivat vaatia makrojen käyttämistä. Laskentapohjaan tehdään myös "Ohje" välilehti, josta käyttäjä voi tarkistaa, mitä rajoitteita laskentapohjassa on ja mihin asioihin käyttäjän tulee kiinnittää erityistä huomiota.

4 PILARIANTURAN KUORMIEN MUODOSTUMINEN

4.1 Rajatilat ja kuormitusyhdistelmät

Kuormitukset jakautuvat murto- ja käyttörajatilakuormituksiin. Rakenteen tasapainon menetys, vaurioituminen tai murtuminen tai väsymisen aiheuttama vaurioituminen luetaan murtorajatiloiksi. Käyttörajatilat liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan käytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön. Käyttörajatiloissa tarkastellaan siirtymiä, värähtelyä ja kaikki vauriot, jotka vaikuttavat ulkonäköön, mm. halkeilu. [10, s.29-30.]

Kuormitusyhdistelmästä saatavaan kuormitusarvoon vaikuttaa kuormakerroin K_{FI} ja yhdistelykerroin ψ_i . Yhdistelykertoimien arvot eri kuormille on annettu taulukossa 2. Kuormakerrointa K_{FI} käytetään normaalisti vallitsevien ja tilapäisten mitoitustilanteiden kuormitusyhdistelmissä luotettavuuden tasoluokituksen aikaansaamiseksi. Onnettomuustilanteissa ja väsytyks- tai käyttörajatilatarkasteluissa ei käytetä kerrointa K_{FI} . Kertoimen suuruus riippuu luotettavuusluokasta (RC1, RC2 ja RC3) ja niitä vastaavista seuraamusluokista (CC1, CC2 ja CC3) taulukon 3 mukaisesti. Seuraamusluokkiin jako on määritelty rakennuksille ja rakenteille Rakentamismääräyskokoelmassa taulukon 1 mukaisesti. [10, s.38-40.]

TAULUKKO 1. Seuraamusluokkien määrittelyt [8, s.23].

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristö-vahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

TAULUKKO 2. Yhdistelykertoimien arvot [8, s.18].

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomaus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **) Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ***) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

TAULUKKO 3. Kuormakertoimet K_{F1} [10, s.39]

Kuormakerroin K_{F1}	Seuraamusluokka
1,1	CC3
1,0	CC2
0,9	CC1

4.1.1 Murtorajatilän kuormitusyhdistelmät

Rakenteen, jonka mitoitukseen vaikuttavat geotekniset kuormat ja maapohjan kantavuus, kestävyys osoitetaan käyttäen mitoituksessa yhtälöitä (4.1) ja (4.2). Eurokoodissa 1997-1-1 esitetään 3 mitoitus tapaa maanvastaisille rakenteille. Mitoitus tapaa 1 ei käytetä Suomessa. Mitoitus tapaa 2 käytetään antura- ja laatta-perustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa. Mitoitus tapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. [11, s.53]

Mitoitus tapaa 2 sisältää kaksi menetelmää, joista käytetään merkintöjä DA2 ja DA2*. Mitoitus tavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin laskelman alussa ja koko laskelma tehdään mitoitus arvoilla. Käy-

tettäessä mitoitustapaa DA2*, koko laskelma tehdään ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa, kun tarkastetaan murtorajatila-ehdot. Menetelmää DA2* käytettäessä kaikki pysyvät kuormat oletetaan epäedullisiksi ja laskennassa tulee kiinnittää erityistä huomiota perustuksen vakavuuden varmistamiseen. Mitoitustapaa 2 käytettäessä kuormituksen osavarmuuskertoimina käytetään taulukon 4 sarakkeessa A1 esitettyjä kertoimia ja maaparametrien osavarmuusluvut saadaan taulukon 5 sarakkeessa M1 sekä kestävyyksien osavarmuusluvut taulukosta 8. Osavarmuusluvut on esitetty taulukoissa 4-8. [11, s.53].

TAULUKKO 4. Osavarmuusluvut (STR/GEO) [9, s.38].

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10a)		1,35 K_{FI}	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gk,j,sup}$	1,15 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,0 K_{FI}
Edullinen			
(Yht.6.10a)		0,9	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gk,j,inf}$	0,9	
(Yht.6.10)			1,0
Muuttuva			
Epäedullinen			
(Yht.6.10b)	γ_Q	1,5 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,3 K_{FI}
edullinen		0	0

Laskettaessa rakenteen ja maapohjan kestävyyttä normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä tilanteissa kuormitusyhdistelmänä käytetään epäedullisempaa seuraavista Suomen rakentamismääräyskokoelman pohjarakenteiden suunnittelun säännöksissä ja ohjeissa esitetystä yhtälöistä. Mitoitusmenetelmissä DA2 ja DA2* käytetään osavarmuuslukuina sarjaa A1 [9, s.38].

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (4.1)$$

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf}, \quad (4.2)$$

missä

$G_{k,j,\text{sup}}$ on pysyvien kuormien ominaisarvo (epäedullinen)

$G_{k,j,\text{inf}}$ on pysyvien kuormien ominaisarvo (edullinen)

K_{FI} on seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin

$Q_{k,1}$ on määräävä muuttuva kuorma

$Q_{k,j}$ on muu muuttuva kuorma

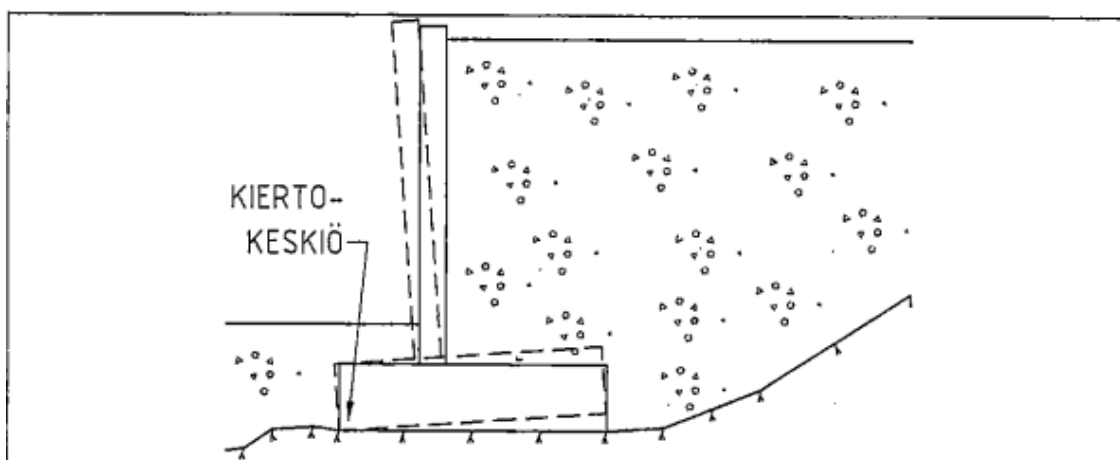
$\psi_{0,i}$ on kuvan 2 mukainen yhdistelykerroin

TAULUKKO 5. Maaparametrien osavarmuusluvut rakenneosien kestävyden ja geoteknisen kantavuuden mitoituksessa. [9, s. 37]

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyysskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksaalinen puristuskoee	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Tarkasteltaessa rakenteen tasapainossa pysymistä käytetään staattisen tasapainon kuormitusyhdistelmää. Staattinen tasapaino tulee kyseeseen pääsääntöisesti rakenteellisessa mitoituksessa. Staattinen tasapaino voidaan joutua osoittamaan geoteknisessä mitoituksessa esimerkiksi kuvion 1 tilanteessa, jossa jäykkä perustus sijaitsee kallion päällä. [11, s.47]



KUVIO 1. Kallion päällä jäykkä perustus [11, s.47].

Staattista tasapainoa laskettaessa kuormien yhdistelyyn käytetään seuraavaa kaavaa [9, s. 40]:

$$1,1K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

TAULUKKO 6. Kuormien osavarmuusluvut staattisen tasapainotilan kuormitusyhdistelmään [9, s. 37].

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1 K_{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{Q,stb}$	0
^a Kaatava kuorma ^b Vakauttava kuorma		

TAULUKKO 7. Maaparametrien osavarmuusluvut staattisen tasapainotilan mitoituksessa [9, s. 37].

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyysskulma ^a ("Kitkakulma")	γ_{ψ}	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,5
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0
^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$		

TAULUKKO 8. Kestävyyden osavarmuusluvut laatta- ja anturaperustuksille. [9, s. 39]

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä mitoitusmenettelyä ja osavarmuuslukuja nos-teelle.

Kuormien tai niiden vaikutusten osavarmuuslukujen arvoina käytetään onnettomuustilanteessa arvoa 1,0. Kestävyyden osavarmuuslukuina käytetään ko. rajatiloja koskevia arvoja. [1, s.92]

4.1.2 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät jaetaan kolmeen osaan. Ominaisyhdistelmää käytetään yleensä palautumattomille rajatiloille. Palautumattomassa rajatilassa käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävät kuormien vaikutukset eivät palaudu, kun kuormat poistetaan (esim. halkeillut poikkileikkaus). Tavallista yhdistelmää käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille eli käyttörajatiloille, jossa käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan. Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäköön liittyviä tarkasteluja tehtäessä, kuten halkeilua tarkasteltaessa. Käyttörajatilassa osavarmuuslukujen arvo on 1,0. Käyttörajatilassa tarkastellaan halkeamia ja muodonmuutoksia. Kaavoissa (4.4)- (4.6) on esitetty käyttörajatilan yhdistelmien kaavat RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat- kirjan mukaan. [10, s.44.]

Ominaisyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Tavallinen yhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Pitkäaikaisyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

missä

$G_{k,j}$	on pysyvien kuormien ominaisarvo
P	on esijännitysvoima
K_{FI}	on seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin
$Q_{k,1}$	on määräävä muuttuva kuorma
$Q_{k,j}$	on muu muuttuva kuorma
ψ_i	on kuvan 2 mukainen yhdistelykerroin

5 PILARIANTURAN MITOITUS

5.1 Betonirakenteen ominaisuudet

Betonirakenteissa käytettävien aineiden, tarvikkeiden ja rakennustuotteiden ominaisuudet osoitetaan CE-merkinnällä silloin, kun ne kuuluvat harmonisoidun tuotestandardin soveltamisalaan tai jos tuotteelle on hankittu eurooppalainen tekninen hyväksyntä. Muussa tapauksessa ne osoitetaan lain 954/2012 mukaisesti [7, s. 7].

5.1.1 Betonin rakenteiden lujuus ja toteutusluokat

Betonirakenteiden toteutukselle asetetut vaatimukset jaetaan kolmeen toteutusluokkaan vaativuuden mukaan. Toteutusluokat esitetään tarkemmin standardissa SFS EN 13670 ja ne koskevat työmaalla tehtäviä rakenteita. Seuraamusluokat sekä rakenteen käyttöön ja toteutukseen liittyvät riskitekijät vaikuttavat toteutusluokan valintaan. Toteutusluokat määräytyvät seuraavalla periaatteella: [7, s. 5-6.]

- CC2 seuraamusluokan rakenteet kuuluvat vähintään toteutusluokkaan 2.
- CC3 seuraamusluokan rakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3
- korkealujuusbetonista valmistetut rakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Korkealujuusbetoniksi katsotaan betoni, joka kuuluu korkeampaan lujuusluokkaan kuin C50/60.
- toteutusluokkaan 3 kuuluvat jatkuvan sortuman kannalta kriittiset rakenneosat sekä muut toteutukseltaan erityisen vaativat rakenteet, joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toimivuuden varmistamiseksi vaatii erityistä huolellisuutta
- jos rakennesuunnittelussa käytetään toleranssiluokkaa 2 ja sen mukaisia pienennettyjä osavarmuuslukuja, niin rakenne kuuluu toteutusluokkaan 3. [7, s. 5-6.]

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla: [2, s.35]

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (5.1)$$

missä f_{ck} on betonin lieriölujuus betonille, γ_c on betonin osavarmuusluku, ja α_{cc} on pitkäaikaistekijät sekä vaikutusajasta johtuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin. α_{cc} arvo on annettu betonirakenteiden eurokoodin SFS-EN1992-1-1 kansallisessa liitteessä. Osavarmuusluvut murtorajatilassa betonille sekä betoniteräksille on annettu taulukossa 9.

TAULUKKO 9. Kestävyyden osavarmuusluvut laatta- ja anturaperustuksille. [7, s. 15]

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku γ_c	Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Jänneteräksen osavarmuusluku γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitus tilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitus tilanteessa 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

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 on annettu yleiskäyttöön sopivat ohje arvot betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista. Betonin kimmokerroin riippuu sen ainesosien kimmokertoimista. Taulukossa 10 annettu sekanttimoduuli E_{cm} on

kvartsipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin likimääräinen arvo. Kalkki- kivi- tai hiekkakivipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin sekanttimoduulin arvoa pienennetään 10% ja 30%. [2, s.29.]

TAULUKKO 10. Betonin materiaaliominaisuudet [2, s.30]

Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (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	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f_{ctm} (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	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (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	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0.95}$ (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	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{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 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{cu2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ 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	kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

5.1.2 Betoniteräksen lujuus

Standardi SFS-EN 1992-1-1 suunnittelusäännöt eivät ole voimassa ruostumattomille betoniteräksille, pinnoitetuille betoniteräksille tai myötölujuudeltaan yli 600 MPa:n betoniteräksille. Edellä mainittuja terästyyppjä voidaan käyttää eurokoodisuunnittelussa, mikäli soveltamissääntöjen voimassaolo pystytään osoittamaan. Ruostumattoman betoniteräksen ja hiiliteräksen jännitys-muodonmuutosyhteys poikkeavat toisistaan. Ruostumattoman betoniteräksen eri teräslajien välillä on myös erilainen jännitys-muodonmuutosyhteys. Jos betoniteräksen myötölujuus on yli 600 MPa, teräksen suuremmasta jännityksestä johtuvat muodonmuutokset otetaan huomioon. [7, s. 16.] Teräksen mitoituslujuus lasketaan kaavalla (5.2) [5, s.50].

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (5.2)$$

missä f_{yk} on teräksen myötölujuus ja γ_s on taulukon 9 mukainen betoniteräksen osavarmuusluku.

5.2 Anturan koon määrittäminen

Anturan koon määrittäminen tapahtuu geoteknisen mitoituksen kautta. Maapohjan kantokestävyys ja pohjapaineen jakauma määrittelee tarvittavan anturan koon ja muodon. [6, s.180.] Laskentapohjassa tarkastellaan pääosin rakenneteknistä mitoitusta ja oletuksena on, että maaperän kantokestävyys saadaan geotekniseltä suunnittelijalta. Laskentapohjassa tarkastellaan pohjapaineen jakaumaa anturalle, jolloin pystytään määrittelemään anturan osalle syntyvä pohjapaine ja vertaamaan sitä geotekniseltä suunnittelijalta saatuun kantokestävyyteen. Geotekninen tarkastelu rajoittuu tämän lisäksi liukumiskestävyyden tarkasteluun.

Geoteknisessä mitoituksessa kuormat lasketaan anturan alapinnan tasoon, jolloin anturan päälle tulevien maamassojen ja anturan omapaino lasketaan mukaan. Niillä voi olla kasvattava tai pienentävä vaikutus anturan kokoon. Yläpuolisten rakenteiden pystykuorman ollessa pieni ja vaakakuorman ollessa suuri, vaikutus on pienentävä. Anturan omapaino ja päällä oleva maamassa eivät aiheuta kuormitusta itse anturarakenteelle. Anturan rasitukset tulisi laskea kokonaispohjapaineen avulla ja vähentää tapauskohtaisesti omapainon vaikutukset rakennemallin vaatimalla tavalla. Rakennemitoituksessa päästään likimain samaan tulokseen, kun pohjapaine lasketaan ilman anturan oman painon ja maakerrosten vaikutusta. Pystykuormat ja kuormien epäkeskisyys lasketaan BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus- kirjan kaavoilla (5.3) ja (5.4). [6, s.180; 4, s.448,452]

$$N_{Ed} = N_{c,Ed} + G_{f,Ed} + G_{s,Ed} \quad (5.3)$$

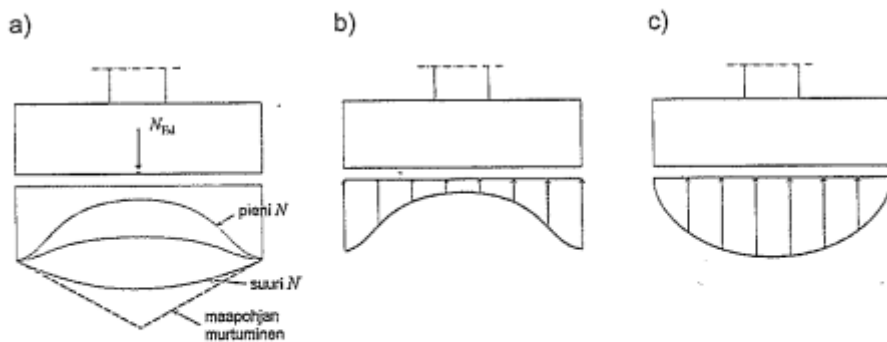
$$e_d = \frac{M_{c,Ed} + H_{Ed}h}{N_{Ed}}, \quad (5.4)$$

missä

$N_{c,Ed}$	on pilarin normaalivoima
$G_{f,Ed}$	on anturan omapaino
$G_{s,Ed}$	on anturan päällä olevan massan paino
h	on anturan kokonaispaksuus.
e_d	on pystykuorman mitoitusarvon epäkeskisyys
H_{Ed}	on vaakakuorman mitoitusarvo
N_{Ed}	on pystykuorman mitoitusarvo

Anturat tehdään tarvittaessa suorakaiteen muotoisiksi, jolloin niillä on parempi kestävyys pidemmässä suunnassa. Tapauksissa, joissa on pieni normaalivoima, perustamissyvyyttä kasvatetaan, jotta anturan koko pysyy kohtuullisena ja vakavuus parantuu [4, s.451].

Pohjapainejakauma maanvaraisen anturan alla riippuu kuormituksen suuruudesta, maapohjan laadusta ja anturan jäykkyydestä. Anturan perustamissyvyys ja anturan viereisen alueen kuormat vaikuttavat myös pohjapaineen kehittymiseen ja jakautumiseen. Pienellä kuormalla pohjapaineet ovat suurempia anturan reunalla kuin keskellä. Pohjapaine tasoittuu kuorman kasvaessa ja ennen maapohjan murtumista suurin paine on anturan keskialueella. [6, s.180.]



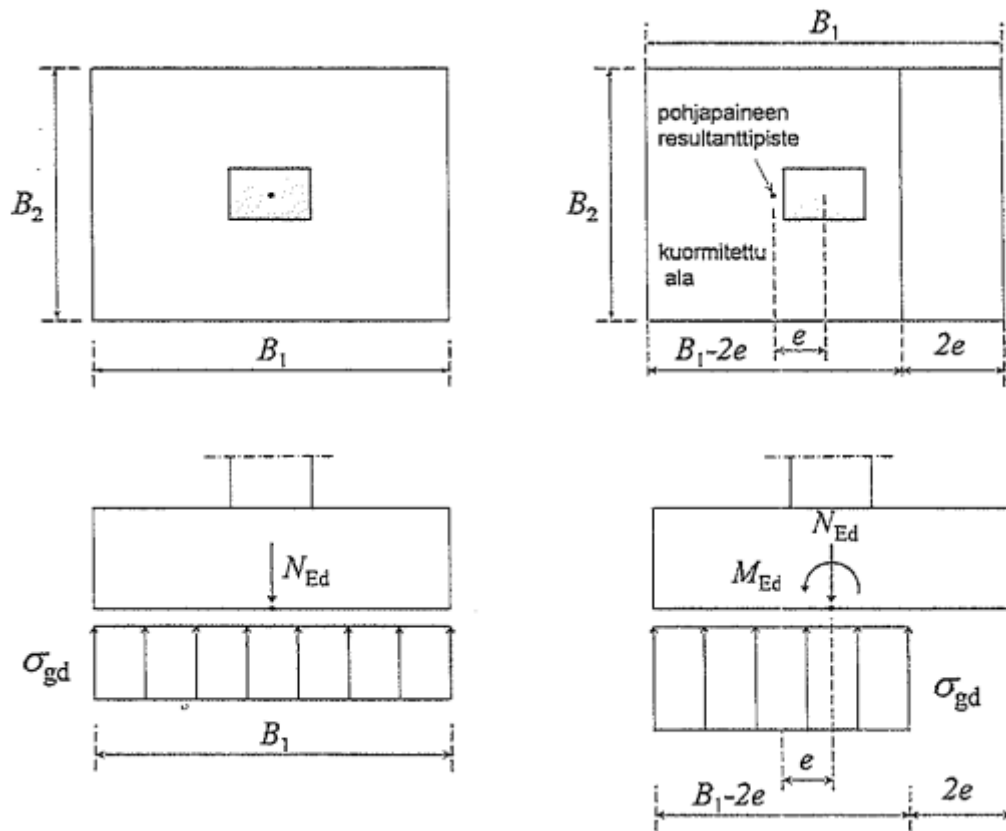
Kuva 1/9. Pohjapainejakauma.
a) kuormituksen vaikutus pohjapaineen jakautumaan
b) jakautuma hienojakoisilla maalajeilla
c) jakautuma karkearakeisilla maalajeilla

KUVIO 2. Pohjapaineen jakautuma jäykällä anturalla. [6, s.180]

Pohjapaine oletetaan murtorajatilamitoituksessa tasan jakautuneeksi kuvion 3 mukaisesti. Kaavoissa (5.5) ja (5.6) on esitetty pohjapaineen laskenta keskeisellä ja epäkeskeisellä kuormituksella [6, s.180].

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) B_2} \quad (5.6)$$



KUVIO 3. Pohjapaine jakauman laskentamalli keskeisellä ja epäkeskeisellä kuormituksella [6, s.181].

Mikäli epäkeskisyyttä on kahdessa suunnassa, anturan kuormitettu ala pienenee vastaavasti molemmissa suunnissa [6, s.181]. Pilarianturan mitat saadaan näiden kaavojen avulla määriteltä asettamalla sivumitoille halutut arvot ja vertaamalla saatua pohjapainetta geotekniseltä suunnittelijalta saatuun maaperän kantokestävyyteen.

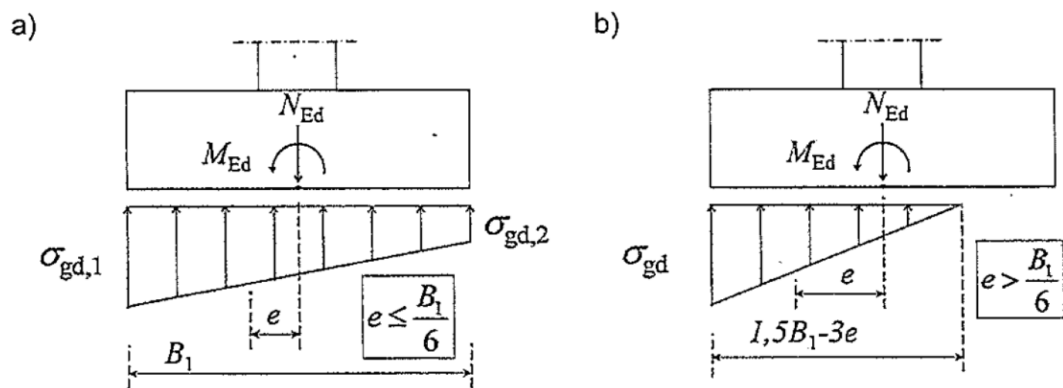
Käyttörajatilassa oletetaan pohjapainejakautuma suoraviivaiseksi. Jakautuma on suoraviivaisesti muuttuva epäkeskisellä kuormalla. Epäkeskisyyden ollessa suuri, vain osa anturapinnasta on kuormitettu. Käyttörajatilan pohjapaineet lasketaan kaavoilla: [6, s.181.]

$$\sigma_{gd,1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 + 6 \frac{e}{B_1} \right), \quad (5.7)$$

$$\sigma_{gd,2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 - 6 \frac{e}{B_1} \right), \quad (5.8)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e)B_2}, \quad (5.9)$$

joissa $\sigma_{gd,i}$ on käyttörajatilan pohjapainejakauma, e on tarkasteltavan suunnan epäkeskisyys, B_1 ja B_2 anturan sivumitat ja N_{Ed} anturan alapinnassa vaikuttava normaalivoima. Kuviossa 4 esitetään käyttörajatilan eri pohjapainejakaumia.



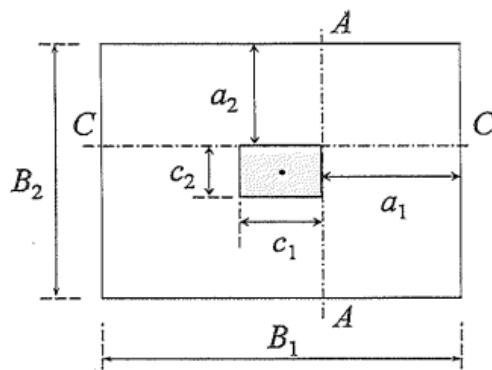
KUVIO 4. Käyttörajatilan pohjapainejakaumat. [6, s.182]

5.3 Raudoittamaton antura

Pilariantura voidaan tehdä raudoittamattomana, jos kaavan (5.7) ehto täyttyy molemmissa suunnissa. Antura voidaan tehdä myös raudoitettuna vain toiseen suuntaan, mutta silloin raudoittamattomaan suuntaan tulee asentaa laatan jakorauditus. Pilarianturoiden kuormat ovat yleensä niin suuria, että ne tehdään raudoitettuna. [6, s. 192]

$$h_f \geq 3,53a_{1,2} \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}, \quad (5.7)$$

missä σ_{gd} on pohjapaineen suunnitteluarvo, $f_{ctd,pl}$ on raudoittamattoman betonin vetolujuuden mitoitusarvo, a_1 ja a_2 ovat kuvion 5 mukaisia mittoja pilarin tai peruspilarin kyljestä anturan reunaan ja h_f on pilarianturan korkeus.



KUVIO 5. Pilarianturan mitat [6, s. 192]

Raudoittamattoman betonin vetolujuus lasketaan kaavalla [2, s.188]

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (5.8)$$

missä

$f_{ctd,pl}$ on raudoittamattoman betonin vetolujuus

$f_{ctk,0,05}$ on betonin vetolujuuden 5% fraktiilin arvo, taulukon 10 mukaan

$\alpha_{ct,pl}$ on raudoittamattoman betonin vetolujuuden kerroin, Suomen kansallisessa liitteessä arvoksi on annettu 0,6

γ_c on taulukon 9 mukainen betonin osavarmuusluku

Yksinkertaistuksena voidaan käyttää paksuutta $h_f \geq 2a$. [6, s. 183]

5.4 Raudoitettu antura

Antura suunnitellaan yleensä raudoitettuna silloin, kun anturan leveys kasvaa niin suureksi, ettei ole järkevää lisätä korkeutta niin paljon, että saataisiin kaavan (5.7) ehto täytettyä [6, s.184].

5.4.1 Taivutusmitoitus

Geoteknistä mitoitusta varten kuormat ja niiden mukainen pohjapaine lasketaan anturan alapinnan tasoon, jolloin mukana on anturan oma paino ja anturan päällä olevien maamassojen paino. Mikäli näiden kuormien osuus kokonaiskuormasta on suuri, kannattaa nämä kuormat vähentää mitoituskauormasta rakennemitoitusta tehtäessä. [6, s. 185.] Nämä kuormat voidaan vähentää, koska niiden suuruus ja suunta kumoavat niiden kuorman aiheuttaman pohjapaineen, eivätkä tästä syystä lisää anturan taivutusmomenttia. Pilarianturoissa, joissa normaali-voima on kahden akselin suhteen epäkeskeinen, taivutus tarkistetaan erikseen molemmissa suunnissa [4, s.448]. Kuormien aiheuttama momentti lasketaan kaavalla [6, s.185]:

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot B \cdot (\sigma_{gd} - g_{d,antura} - g_{d,maa}), \quad (5.9)$$

missä σ_{gd} on pohjapaineen suunnitteluarvo, $g_{d,antura}$ on anturan kuorman mitoitusarvo, $g_{d,maa}$ on anturan päällä olevan maamassan aiheuttaman kuorman suunnitteluarvo, a on kuvion 5 mukainen mitta pilarin tai peruspilarin kyljestä anturan reunaan ja B on anturan sivumitta. Tekijät a ja B valitaan sen mukaan, kumman suunnan taivutustarkastelua ollaan tekemässä.

Epäkeskeisellä kuormituksella mitoitus tehdään suuremman momentin mukaan ja raudoitus ulotetaan samansuuruisena koko anturan leveydelle. Pilarianturoihin sovelletaan ristiin kantavien laattojen raudoitussääntöjä eli kummassakin suunnassa tulee olla vähimmäisraudoitus kaavojen (5.10) ja (5.11) mukaisesti. [6, s. 184,193] Taivutuskestävyys tulee tarkastaa pilarianturassa molempiin suuntiin.

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d, \quad (5.10)$$

kuitenkin vähintään kaavalla (5.11) saatu raudoitusmäärä.

$$0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (5.11)$$

missä d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus, b_t on poikkileikkauksen tehollinen leveys, f_{ctm} on betoni keskimääräinen vetolujuus ja f_{yk} on betoniteräksen myötölujuus.

Kun tiedetään taivutusmomentti, saadaan laskettua tarvittava vetoraudoitus BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjassa (osa 1) esitetyillä betonipalkin kaavoilla (5.12)-(5.24).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (5.12)$$

jossa μ on suhteellinen momentti, M_{Ed} on mitoitusmomentti, η on tehollisen lujuuden kerroin, f_{cd} on betonin mitoituslujuus puristukselle, b on taivutusta vastustavan poikkileikkauksen leveys ja d tehollinen korkeus. [5, s. 93-96]. Taulukossa 11 esitetään puristusvyöhykkeen määrittelyparametrit η ja λ .

TAULUKKO 11. [5, s.93]

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
λ	0,8	$0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
η	1,0	$1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}, \quad (5.13)$$

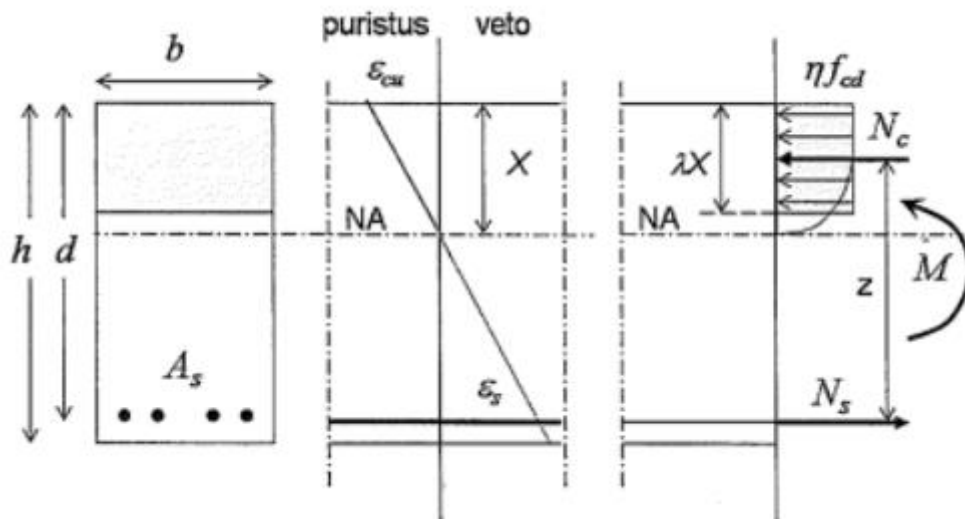
jossa β on puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus.

Taivutusrasitetuille rakenteille, joissa ei käytetä puristusraudoitusta, pätee kaava (5.14).

$$\beta = \omega, \quad (5.14)$$

missä ω on mekaaninen raudoitussuhde.

Mekaanisen raudoitussuhteen ja puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden yhteyden ymmärtämiseksi, johdetaan kaava (5.14) Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan BY211, osan 1 mukaisesti.



KUVIO 6 Jännitykset ja venymät suorakaidepoikkileikkauksessa [5, s. 94]

Betonirakenteisessa suorakaidepoikkileikkauksessa jännitykset ja venymät jakautuvat kuvion 6 mukaisesti. Kuvion 6 perusteella puristusvyöhykkeen kestävyys saadaan kaavalla

$$N_{Rc} = \eta f_{cd} b \lambda X, \quad (5.15)$$

missä X on mitta neutraaliakselista poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen yläpintaan ja λ on puristusvyöhykkeen tehollisen korkeuden kerroin.

Raudoituksen vetokestävyys saadaan kaavalla

$$N_{RS} = f_{yd} A_s, \quad (5.16)$$

jossa f_{yd} on betoniteräksen mitoituslujuus ja A_s betoniterästen pinta-ala.

Tilanteessa, jossa rakenteeseen ei vaikuta aksiaalista normaalivoimaa ja käytetään positiivisia suureita, tulee seuraavan ehdon täyttyä:

$$N_{RC} = N_{RS} \quad (5.17)$$

Sijoittamalla kaavojen (5.15) ja (5.16) arvot ehtoon ja jakamalla se tekijöiden ($\eta f_{cd} b d$) tulolla saadaan kaava muotoon

$$\frac{\lambda X}{d} = \frac{A_s f_{yd}}{b d \eta f_{cd}} \quad (5.18)$$

Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus voidaan esittää kaavalla

$$\beta = \frac{\lambda X}{d} \quad (5.19)$$

Geometrinen raudoitussuhde saadaan kaavalla

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (5.20)$$

Mekaaninen raudoitussuhde kaavalla

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} \quad (5.21)$$

Sijoittamalla kaavojen (5.19)-(5.21) tekijät kaavaan (5.18) yhtälö saadaan muotoon, jossa se on kaavassa (5.14).

Vetorausituksen pinta-ala voidaan laskea yhtälöllä:

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.22)$$

Vetoraudoitus voidaan myös laskea sisäisen momenttivarren kautta kaavoilla:

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (5.23)$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (5.24)$$

Taivutusmitoituksessa on muistettava verrata puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden arvoa ja suhteellisen momentin arvoa tasapainoraidoituksen mukaiseen vastaavaan arvoon. Tällä toimenpiteellä varmistetaan, että rauditus myötää ennen betonin murtumista eli murtumistapa on sitkeä. Valmiiksi lasketut tasapainoraidoituksen mukaiset arvot nähdään taulukosta 12. Arvot on rakenteelle, jonka betonin lujuusluokka on $\leq C50/60$ [5, s.97]. Taulukossa 12 esitetyt arvot on saatu laskemalla tasapainoraidoitusraja mitoituslujuuden mukaan kaavalla [5, s. 97]:

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}, \quad (5.25)$$

jossa $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ on betonin murtopuristumavakio, kun betonin lujuusluokka $\leq C50/60$ ja $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$. Tekijä E_s on teräksen kimmomoduuli (200000 MPa). Raidoituksen myötörajavienymä ε_{yd} riippuu siis raidoituksen myötölujuudesta ja käytetystä betoniteräksen osavarmuusluvusta.

TAULUKKO 12. Tasapainoraidoitusta vastaavat suhteellisen momentin ja puristus-pinnan suhteellisen korkeuden arvot. [5, s. 97]

Osa- varmuus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}
$\gamma_s=1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s=1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

5.4.2 Raudoituksen ankkurointi

Ankkurointimitoituksessa tarkastetaan raudoituksen tartunta ympäröivään betoniin halkeaman molemmiin puolin niin, että mitoituksessa käytetty voima voi kehittyä raudoitukseen. Pilarin reunan linjassa rauditus ankkuroidaan täydelle taivutusmitoituksen myötövoimalle. Tästä saadaan kaava: [6, s. 186.]

$$a - c_{nom} \geq l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{yd}}{4f_{bd}}, \quad (5.26)$$

jossa

a on etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan

$l_{b,rqd}$ on vaadittu ankkurointipituus

ϕ on teräksen halkaisija

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (5.27)$$

jossa

f_{bd} on tartuntalujuuden mitoitusarvo

η_1 on tartuntaolosuhteiden laatuun ja teräksen sijaintiin liittyvä kerroin (1,0 "hyvissä" tartuntaolosuhteissa ja 0,7 muulloin)

η_2 on tangon halkaisijasta riippuva kerroin. Kerroin on 1, kun $\phi \leq 32\text{mm}$ ja $(132-\phi)/100$ muulloin

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

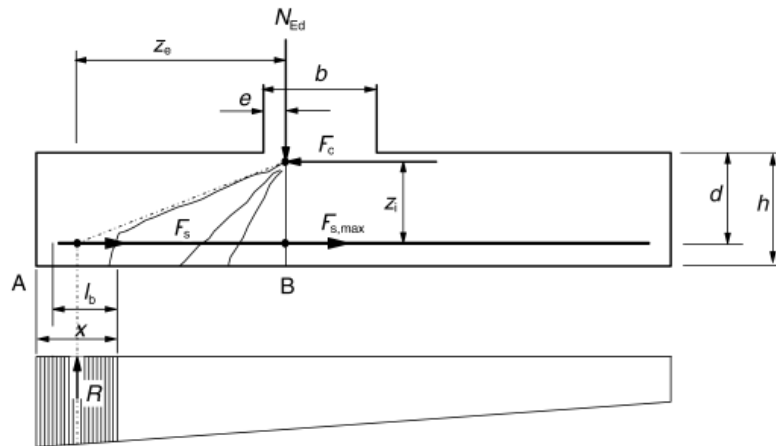
Mikäli kaavan (5.26) ehto ei toteudu, on suorien tankojen lisääminen yleensä edullisempaa kuin tankojen päiden taivuttaminen. Tässä tapauksessa f_{yd} korvataan jännityksellä σ_{sd} . [6, s. 186-187.]

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}}, \quad (5.28)$$

jossa $A_{s,vaad}$ on vaadittu raudoituspinta-ala taivutuskestävyyden kannalta ja $A_{s,tot}$ on käytetty raudoituspinta-ala. Ankkurointipituuden tulee kuitenkin olla vetovoimaa ankkuroidessa vähintään [2, s. 134]:

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\}, \quad (5.29)$$

Eurokoodissa EN1992-1-1 on lisäksi esitetty ankkurointivaatimus, jossa ankkurointi mitoitetaan vinothalkeamien mukaiselle vetovoimalle (KUVIO 7).



Kuva 9.13 Vinothalkeamien mukainen vetovoimamalli

KUVIO 7. Vinothalkeamat, vetovoimamalli [2, s.163]

Teräksessä vaikuttava ankkuroitava vetovoima saadaan kaavalla [2, s.163]:

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i}, \quad (5.30)$$

jossa R on matkalla x vaikuttavan kuorman resultantti, z_e on ulkoinen momenttivarsi ja z_i on sisäinen momenttivarsi.

Eurokoodissa mitoille on annettu seuraavat suositusarvot: $x=h/2$; $e=0,15b_1$; $z_i=0,9d$. b_1 ja b_2 ovat anturaan tukeutuvan pilarin sivumittoja. Tällöin kaava saadaan muotoon [6, s.187]:

$$F_s = \sigma_{ga} B_2 \frac{h}{1,8d} \left(a - \frac{h}{4} + 1,15b_1 \right) \quad (5.31)$$

jossa B_2 on kohtisuoraan tarkastelusuuntaa vastaan olevan sivun mitta.

Ankkurointikestävyys lasketaan kaavalla [6, s.188]:

$$F_{bd} = l_b f_{bd} \sum u_s, \quad (5.32)$$

jossa u_s on vetorausoitusten piirien summa ja l_b on suorien tankojen toimiva ankkurointipituus.

5.5 Lävistysmitoitus

Pilarianturoiden lävistysmitoitus muuttui 2016 vuoden lopulla, kun Suomen Rakentamismääräyskokoelma ja Suomen kansalliset liitteet päivitettiin betonirakenteiden eurokoodin osalta. Sitä vanhemmissa kansallisissa liitteissä ohjeistettiin tekemään lävistysmitoitus rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaisesti käyttäen eurokoodien mukaisia kuormia, materiaalilujuuksia ja osavarmuuslukuja. Tämä johtui siitä, että eurokoodin lävistysmitoitusmenettelyssä oli huomattu ristiriitaisuuksia koetuloksiin verrattuna. [18] Kansallinen liite on kuitenkin ohje ja lävistysmitoitus voidaan tehdä poikkeavalla menetelmällä, kunhan päästään varmuustasoltaan vähintään samaan lopputulokseen [13].

Uusimmassa CEN:llä (European Committee for Standardization) valmisteltavana olevassa betonirakenteiden eurokoodin luonnoksessa prEN 1992-1-1 on tulossa muutoksia lävistysmitoitukseen. Vertailulaskelmia ei ole vielä tehty ja ei ole vielä selvää, mikä tulee olemaan muutosten vaikutus käytännössä. Rakennustuoteteollisuus RTT:n erityisasiantuntijan Antti Koposen arvion mukaan uusi EN 1992-1-1 ja kansalliset liitteet tulevat käyttöön joskus vuoden 2025 jälkeen. [13]

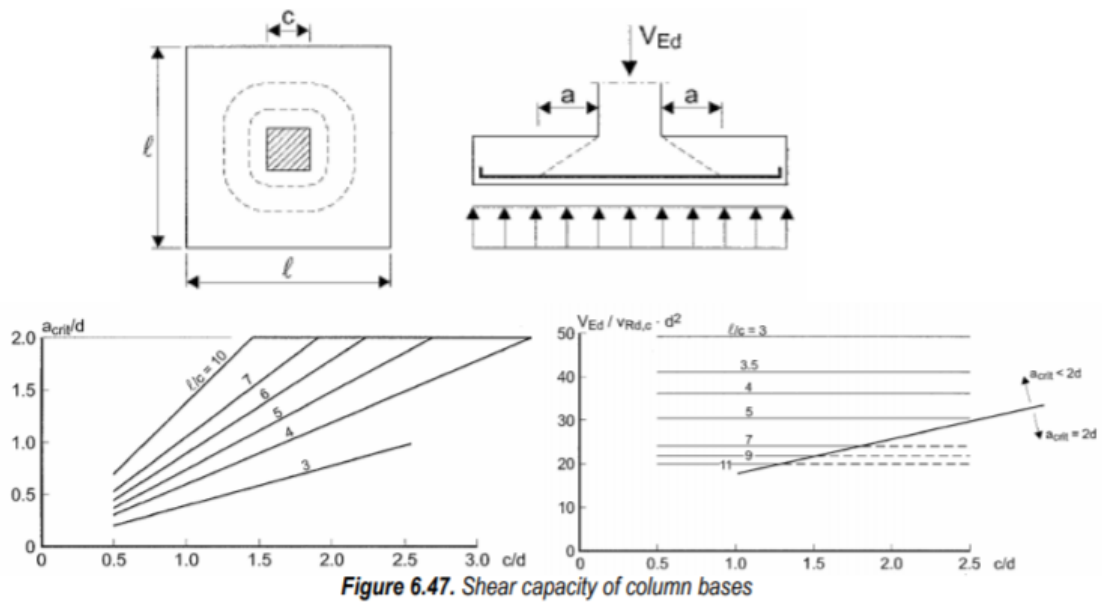
Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan lävistyksen laskentaa sekä eurokoodin että vanhan B4 normin mukaisesti, jotta laskentamenetelmien ero pystytään havainnollistamaan.

5.5.1 Lävistysmitoitus eurokoodin mukaan

Kirjassa By 211 osa 2 lävistysmitoitus tehdään eurokoodin mukaisesti, mutta kriittisen lävistyskartion piiri on määritelty eurokoodin tausta-aineiston kuvaajista (KUVIO 8). Tausta-aineistossa sekä itse betonirakenteiden eurokoodissa todetaan, että anturassa pohjapaineen lävistyskartio on jyrkempi ja tulee käyttää pie-

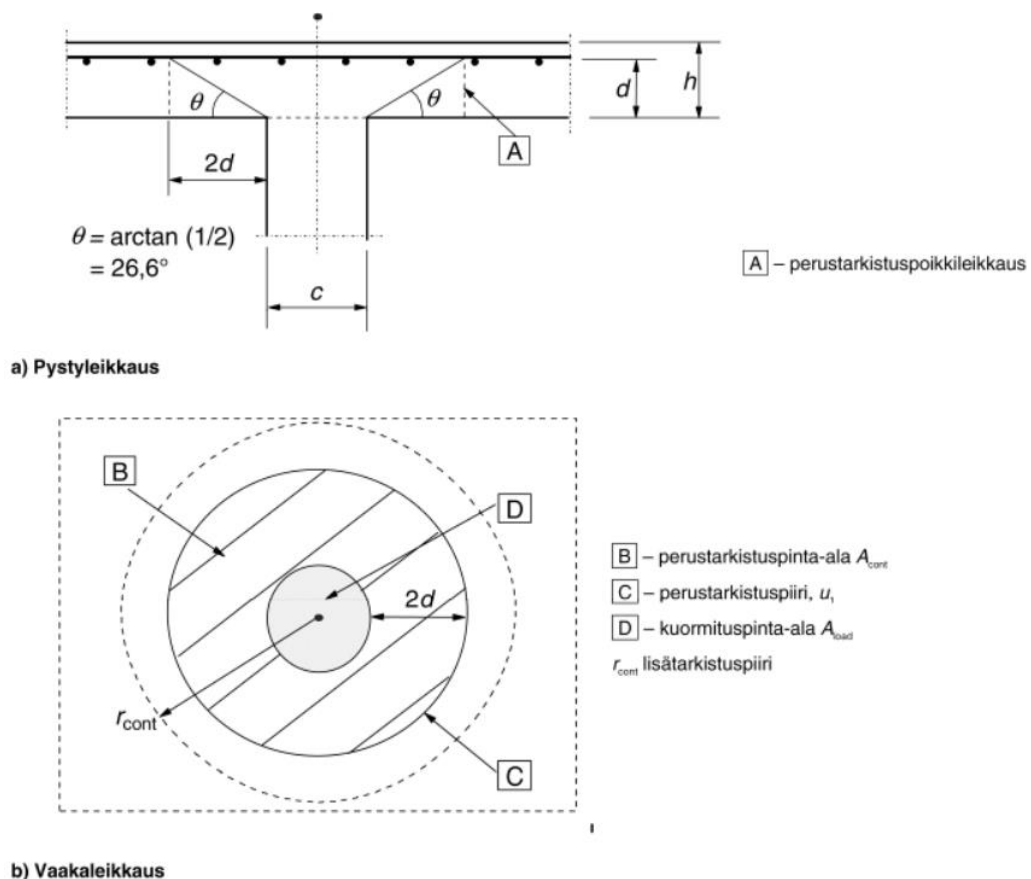
nempää tarkistuspiiriä kuin $2d$ pilarin reunasta. Eurokoodissa ei kuitenkaan anneta tämän tarkempaa tietoa, mikä tarkastuspiirin pituus on ja kriittinen lävistyskartion kulma tulisi hakea kokeilemalla [6, s. 194].

Lävistysmitoitus eurokoodin mukaisesti on työläs ja kuormituskokeilla on pyritty selvittämään kriittisen lävistyskartion sivumitan a_{cr} :n pituutta, jotta laskentaa voitaisiin yksinkertaistaa. Vuonna 2017 julkaistussa Serbian yliopistossa tehdyssä tutkimuksessa [19] testattiin pilarianturoiden lävistyskestävyyksiä. Tutkimuksessa on myös vertailtu tuloksia aiempiin Euroopassa tehtyihin tutkimuksiin sekä laskettu Eurokoodin menetelmällä ja fib MC2010 (CSTC-critical shear crack theory) menetelmällä lävistyskestävyyksiä. Tuloksena todettiin CSTC- menetelmän tuottavan tarkempia tuloksia (verrattuna testeissä saatuihin tuloksiin) kuin EC2 menetelmä, kun $d > 150$ mm. Matalilla anturoilla/ laatoilla ($d < 150$ mm) menetelmä aliarvioi lävistyskestävyyttä. Tulokset viittaavat siihen, että eurokoodin laskentatavassa on vielä parantamisen varaa. Tutkimustulosten avulla arvioitiin, että a/d :n suhteen (pilarin ja anturan reunan välisen sivumitan suhde teholliseen korkeuteen) ollessa noin 2,5, kriittisen lävistyskartion sivumitta $a_{cr} = d$ ja kun $a/d < 2,5$ niin $a_{cr} < d$. Tämän sivusuhte toteutuisi esimerkiksi käytettäessä 1950 mm leveää ja 400 mm paksua anturaa sekä 200 mm leveää peruspilaria. Eurokoodin mukaisen iteratiivisen laskentamenetelmän mukaan kyseisillä lähtötiedoilla kriittisen lävistyskartion sivumitta $a_{cr} = \sim 1d$, joka vastaa koekuormituksissa havaittua lävistyskartion sivumittaa. Edellä esitetyillä mitoilla antura on kuitenkin melko leveä anturan paksuuteen ja pilarin leveyteen nähden, jolloin voidaan päätellä, että useimmiten pilarianturassa kriittisen lävistyskartion sivumitta jää pienemmäksi kuin d .



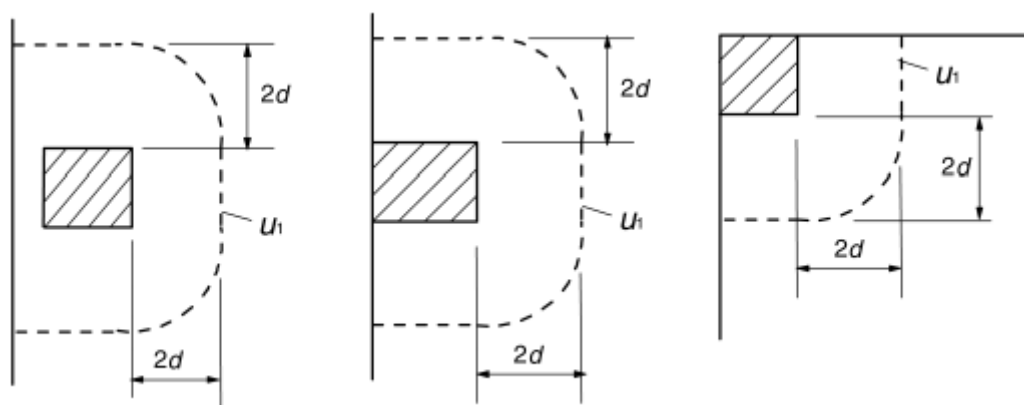
KUVIO 8. Kriittisen murtokartion määrittäminen. [14, s.44]

Pistekuormasta tai reaktiosta, joka vaikuttaa laatasessa tai anturissa suhteellisen pienellä kuormituspinta-alalla (A_{load}) voi aiheutua lävistyminen. Lävistystarkastelu tehdään perustarkistuspiirillä u_1 , joka rajaa perustarkistuspiinta-alan A_{cont} . [2, s. 95-97.] Kuviossa 9 on esitetty lävistyskestävyyden tarkastelumalli.

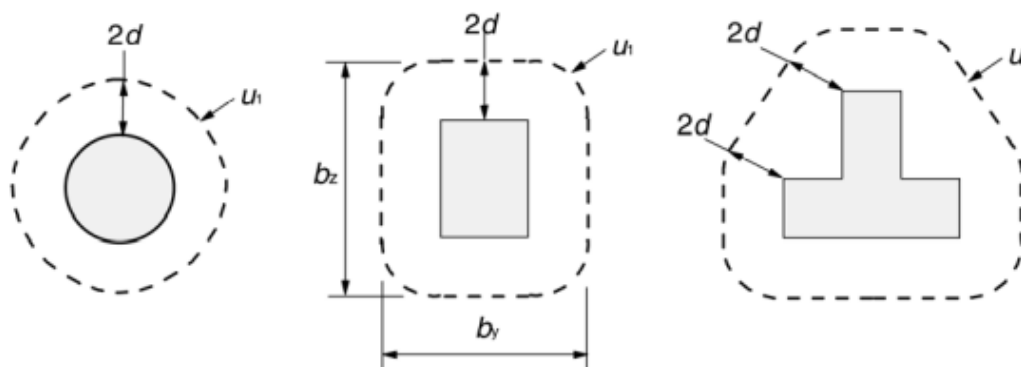


KUVIO 9. Lävistyskestävyyden tarkastelumalli [2, s.96]

Lävistyskestävyyttä tarkastellaan pilarin reunan ja perustarkistuspiirin (u_1) kohdalla. Mikäli leikkausraudoitusta tarvitaan, etsitään lisätarkistuspiiri ($u_{out,ef}$), jonka kohdalla leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Anturoita mitoittaessa tarkistuspiirin sisäpuolella oleva kuorma kasvattaa rakenteen lävistyskestävyyttä ja siksi se voidaan vähentää lävistysjännityksen mitoitusarvoa määritettäessä. Kuormituspinta-alan vaikuttaessa reunan tai kulman lähellä tarkistuspiiri valitaan kuvion 10 mukaisesti. Kuviossa 11 on esitetty eri muotoisten pilarien perustarkistuspiirejä. [2, s.96-97]



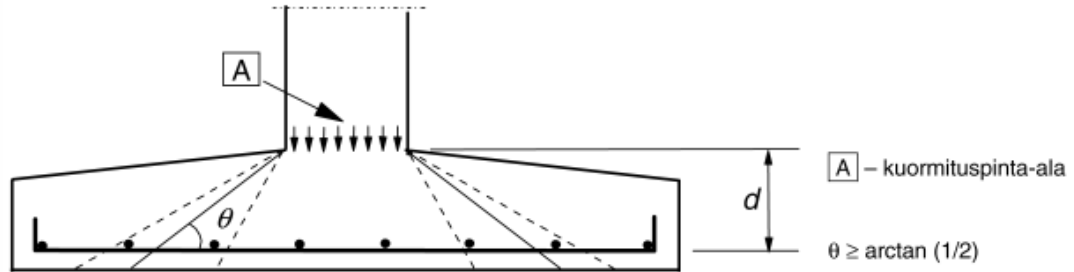
KUVIO 10. Perustarkistuspiiri reunoilla [2, s.97].



KUVIO 11. Tyypillisiä perustarkistuspiirejä [2, s.97].

Kuormituspinta-alan sijaitessa reunan tai nurkan lähellä (alle d mitan päässä), rakenne varustetaan aina erityisellä reunaraudoituksella. Tarkistuspoikkileikkaus on korkeudeltaan d ja kulkee vastaavan piirin mukaisesti. Kuvion 12 mukaisessa

paksuudeltaan muuttuvassa laatussa tai anturassa (porrasanturaa lukuun ottamatta) teholliseksi paksuudeksi voidaan valita kuormituspinta-alan kohdalla oleva paksuus. [2, s.98].



KUVIO 12. Tarkistuspoikkileikkauksen paksuus, paksuudeltaan muuttuvassa anturassa [2, s.98].

Yleisiä keinoja lävistyskestävyyden parantamiseen ovat mm.

- taivutusraudoituksen lisääminen
- nykyisen raudoituksen ankkuroinnin parantaminen
- anturan paksuuden kasvattaminen
- lävistysraudoituksen lisääminen. [6, s. 195.]

Lävistymisen mitoitusjännitys yleisesti

Tarkastellaan aluksi lävistysvoiman kaavoja yleisesti, jotta saadaan käsitys, mistä lävistysjännitys muodostuu. Lopussa tarkastellaan pilarianturan lävistysvoimia. Lävistyskestävyyden laskennan kaavoissa käytetään anturaan tukeutuvan pilarin sivumitoista merkintöjä c_1 ja c_2 , jotka vastaavat aiemmin esitettyjä arvoja b_1 ja b_2 . Lävistyskestävyyden varmistamiseksi tehdään seuraavat tarkastelut [2, s.99]:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (5.33)$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (5.34)$$

joissa v_{Ed} on leikkajännitys tarkistuspoikkileikkauksessa, $v_{Rd,max}$ on rakenteen suurin lävistyskestävyys ja $v_{Rd,c}$ on lävistysraudoittamattoman rakenteen kestävyys. Mikäli $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ käytetään lävistysraudoitusta. [2, s.99.]

Tukireaktion ollessa epäkeskeinen tarkistuspiiriin nähden eli silloin, kun rakenteessa on momenttia, leikkausjännityksen määrittelyyn käytetään kaavaa [2, s.100.]:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}, \quad (5.35)$$

jossa

$$d = \frac{d_y + d_z}{2}$$

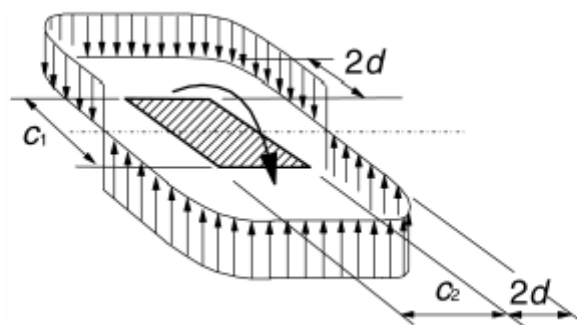
d_y ja d_z ovat teholliset korkeudet y- ja z- suunnissa tarkastuspoikkileikkauksessa

u_i on tarkistuspiirin pituus

k on pilarin mittojen c_1 ja c_2 suhteesta riippuva kerroin. Kerroin k saadaan pilarin mittojen c_1 ja c_2 suhteen avulla taulukosta 13

TAULUKKO 13. k-kertoimen arvot [2, s.100]

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80



KUVIO 13. Pilarin pään momentin aiheuttama leikkausjännitys laatan ja sisäpilarin tai perustuksen ja pilarin liitoksessa eli k-kertoimen vaikutus. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, s.100)

β on kerroin, joka voidaan laskea tilanteesta riippuen seuraavilla betonirakenteiden eurokoodissa EN1992-1-1 esitetyillä kaavoilla (5.36)-(5.42).

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}, \text{ suorakaidepilarille} \quad (5.36)$$

jossa M_{Ed} on pilarin päässä vaikuttava momentti, k on taulukon 13 mukainen kerroin, u_1 on tarkistuspiirin pituus, ja W_1 on kriittisen piirin puolikkaan kaksinkertainen staattinen momentti. Kuviossa 13 on havainnollistettu k kertoimen vaikutusta. W_1 lasketaan suorakaidepilarille kaavalla [2, s.100.]:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (5.37)$$

Ympyrän muotoiselle sisäpilarille β lasketaan kaavalla:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}, \quad (5.38)$$

Kahteen suuntaan epäkeskiselle suorakaidesisäpilarille β lasketaan kaavalla:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}, \quad (5.39)$$

missä e_y ja e_z ovat akselien suuntaiset epäkeskisyydet, b_z ja b_y ovat akselien suuntaiset tarkastuspiirin sivujen pituudet.

Kahteen suuntaan sisäänpäin epäkeskiselle reunapilarille β lasketaan kaavalla:

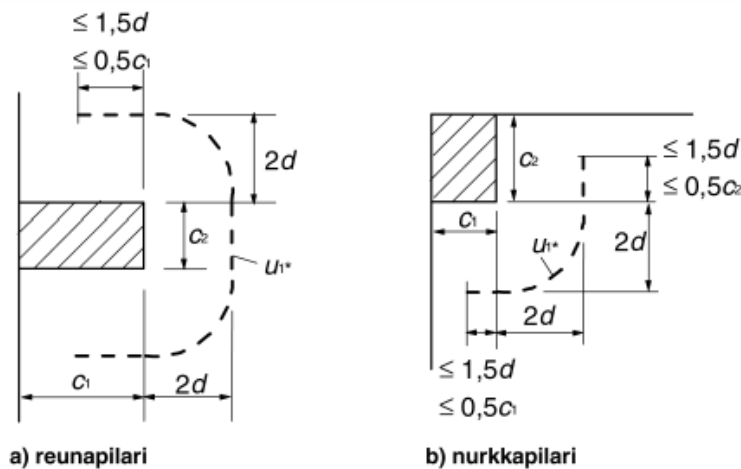
$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (5.40)$$

Laatan reunaa vastaan kohtisuoran epäkeskisyyden ollessa ulospäin käytetään kaavaa (5.35). Kaavassa u_{1*} on pienennetty perustarkistuspiirin pituus, ja e_{par} on

epäkeskisyys laatan reunan suunnassa. Kuvion 14 mukaisessa tilanteessa W_1 lasketaan kaavalla [2, s.102.]:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 \quad (5.41)$$

Reunapilarissa, jossa on momenttia vain reunaa vastaan kohtisuorassa suunnassa ja sisäänpäin, voidaan lävistysvoima ajatella tasan jakautuneeksi pitkin tarkistuspiiriä u_{1*} . [2, s.101]

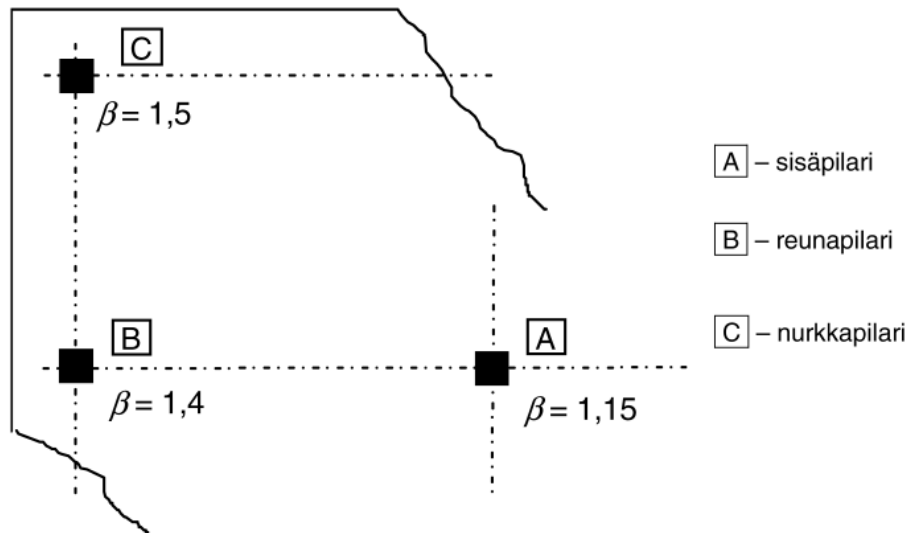


KUVIO 14. Pienennetty perustarkistuspiiri reunapilareille ja nurkkapilareille. [2, s.101]

β nurkkapilarille, jonka epäkeskisyys on sisäänpäin, saadaan kaavalla:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (5.42)$$

Tekijälle β voidaan käyttää kuvion 15 likimääräisiä arvoja, kun poikittainen stabiilius ei riipu pilarien ja laattojen välisestä kehävaikutuksesta ja joissa toisiinsa liittyvien jänteiden pituudet eivät eroa toisistaan enempää kuin 25%. Pistekuorman sijaitessa laatussa lähellä tukea, leikkausvoiman pienennystä ei oteta huomioon. [2, s.102]



KUVIO 15. Kertoimen β suositusarvot. Suomen kansallisessa liitteessä ei ole määritelty omia arvoja. [2, s.102]

Tekijä W_1 voidaan yleisesti määrittellä kaavalla [2, s.100]:

$$W_i = \int_0^{u_i} |e| dl, \quad (5.43)$$

jossa e on pituusalkion dl etäisyys akselista, jonka suhteen momentti vaikuttaa ja dl on piirin pituusalkio.

Pilarianturan lävistymisen mitoitusjännitys

Pilarianturoita mitoittaessa yleisimpiä edellä mainituista tapauksista ovat kaavojen (5.36)-(5.39) tilanteet eli silloin, kun kyse on sisäpilarista. Pilarianturoille kaavat on kuitenkin esitetty omassa muodossaan. Mikäli pilarin päässä ei ole lainkaan momenttia, niin leikkausjännitys saadaan laskettua kaavoilla [2, s.103]:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (5.44)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (5.45)$$

joissa ΔV_{Ed} on tarkistuspiirin sisäpuolella pohjamaasta ylöspäin vaikuttava voima vähennettynä anturan omapainolla ja $V_{Ed,red}$ on lävistystä aiheuttava leikkausvoima eli lävistyskartion ulkopuolella vaikuttava voima kuvion 16 mukaan. Kuormituksen vaikuttaessa epäkeskeisesti käytetään kaavaa [2, s.104]:

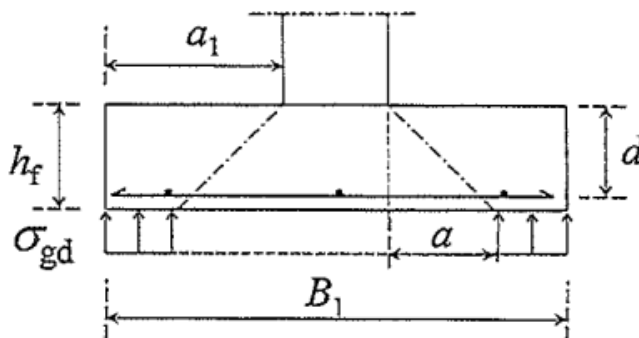
$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right], \quad (5.46)$$

jossa kertoimen k arvot saadaan taulukosta 13, u on tarkistuspiirin mitta ja W määritetään kuten W_1 , mutta piirille u . Kaavan suluisissa oleva loppuosa vastaa käytännössä tekijää β , mutta siinä oleva tarkastuspiiri u on pienempi kuin $2d$ ja siksi se vaikuttaa myös tekijän W -laskentaan. Tarkistuspiiri voidaan laskea kaavalla [6, s.195]:

$$u = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a \quad (5.47)$$

Tekijää W_1 laskettaessa on tehty oletus, että $a = 2d$. Kuviossa 16 on esitetty kriittisen lävistyskartion sivumitta a . Pilarianturoissa a on kuitenkin pienempi kuin $2d$, joten tekijää W laskettaessa esimerkiksi kaavaan (5.37), sijoitetaan $2d$:n tilalle a , niin saadaan kaava muotoon [6, s.202]:

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 2c_2a + 4a^2 + \pi ac_1 \quad (5.48)$$



KUVIO 16. Lävistyskartio pilarianturassa [6, s. 195]

Leikkausraudoittamattoman pilarianturan lävistyskestävyys

Anturan lävistyskestävyyden laskenta eroaa siten laatan lävistyskestävyyden laskennasta, että anturan kaavassa ei ole lisätty tekijää $k_1 \cdot \sigma_{cp}$, joka huomioi laatan suuntaisen puristusjännityksen. Lisäksi anturan kestävyuden kaavaan on lisätty kerroin $2d/a$, koska pilarianturassa a on pienempi kuin $2d$, jolloin kerroin kasvattaa lävistysvoimaa. Lävistyskestävyys tarkistuspiirillä lasketaan kaavoilla: [6, s.196, 202-203.]

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq \left(v_{min} \cdot \frac{2d}{a} \right), \quad (5.49)$$

jossa

v_{min} on 0 (arvo Suomen kansallisesta liitteestä)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.50)$$

d on tehollisten korkeuksien keskiarvo [mm]

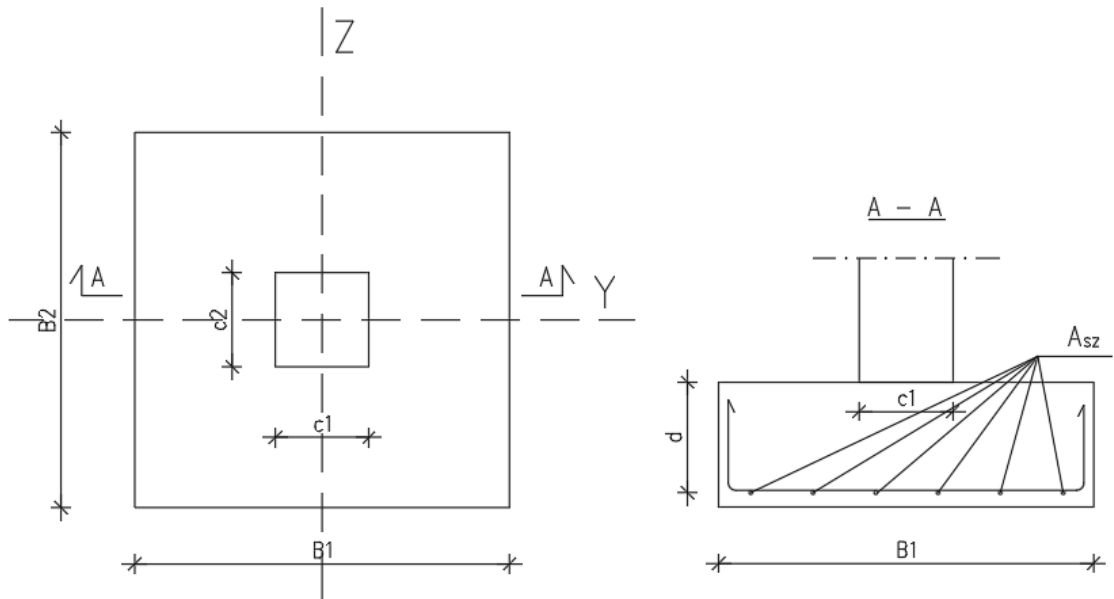
$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (5.51)$$

ρ_{ly} , ρ_{lz} ovat poikkileikkauksen suhteelliset vetoraidoituksen raudoitusalat eri suunnissa. Laskettavaan raudoitusalaaan huomioidaan vain täysin ankkuroitu rauditus. Kuviossa 17 on havainnollistettu suhteellisen raudoitusalaa laskentaa. Suhteellinen raudoitusala voidaan laskea seuraavalla kaavalla z-suuntaan ja vastaavalla kaavalla y-suuntaan: [6, s. 59]

$$\rho_{lz} = \frac{A_{sz}}{B_1 d} \leq 0,02 \quad (5.52)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)}, \quad (5.53)$$

jossa D on pyöreän pilarin halkaisija. Suorakaidepilarilla $D = \sqrt{c_1 c_2}$.
 d on laatan tai anturan keskimääräinen tehollinen korkeus.



KUVIO 17. Suhteellisen raudoitusalun laskentaan käytettävät tekijät.

Leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyys

Mikäli tarvitaan leikkausraudoitusta, se lasketaan kaavalla [2, s.104]:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{(u_1 d)} \right) \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c} \quad (5.54)$$

jossa

- A_{sw} on pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen pinta-ala [mm²]
- s_r on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]
- $f_{ywd,ef}$ on lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus, joka saadaan kaavalla $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [MPa]
- f_{ywd} leikkausraudoituksen mitoitus myötölujuus
- d on tehollisten korkeuksien keskiarvo [mm]

α	on leikkausraudoituksen ja laatan tai anturan tason välinen kulma
$V_{rd,c}$	on leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyys.
k_{max}	on suurinta lävistyskestävyyttä rajoittava kerroin, leikkausraudoitusta käytettäessä. Suomen rakentamismääräyskokoelmassa on annettu arvo 1,6.

Leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden kaava on johdettu säteittäiselle raudoitukselle. Kaavassa käytetään piirin u_1 rajaaman alueen raudoituksen kokonaispinta-alaa, jolloin termi $1,5(d/s_r)A_{sw}$ voidaan korvata raudoituksen kokonaispinta-alalla. Raudoituksen pinta-alaa laskettaessa tulee huomioida, että raudoituksen tulee olla riittävän hyvin ankkuroitu lävistyshalkeaman molemmin puolin, joten yleensä tähän lasketaan raudoitus, joka on enintään $1,5d$ etäisyydellä pilarista. Lisäksi leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyttä laskettaessa, tekijä $C_{Rd,c}$ lasketaan seuraavasti: [7, s. 20.]

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{4,5\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)}, \quad (5.55)$$

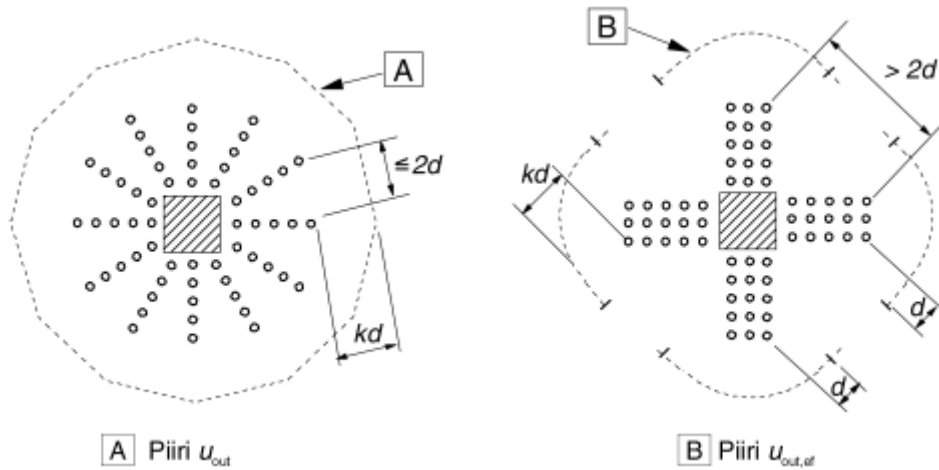
Leikkausraudoitetun rakenteen kestävyuden kaavassa tekijä $v_{Rd,c;n}$ laskenta voidaan tehdä päivittämällä $C_{Rd,c;n}$ arvo leikkausraudoittamattoman rakenteen laskentaan. Vaihtoehtoisesti voidaan muokata $v_{Rd,cs;n}$ kaavaa, koska $C_{Rd,c;n}$ kaava on muuten sama kuin leikkausraudoittamattoman rakenteen laskennassa, mutta jakajassa on kerroin 4,5. Näin saadaan leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden kaava muotoon

$$v_{Rd,cs} = \frac{0,75}{4,5} v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c} \quad (5.56)$$

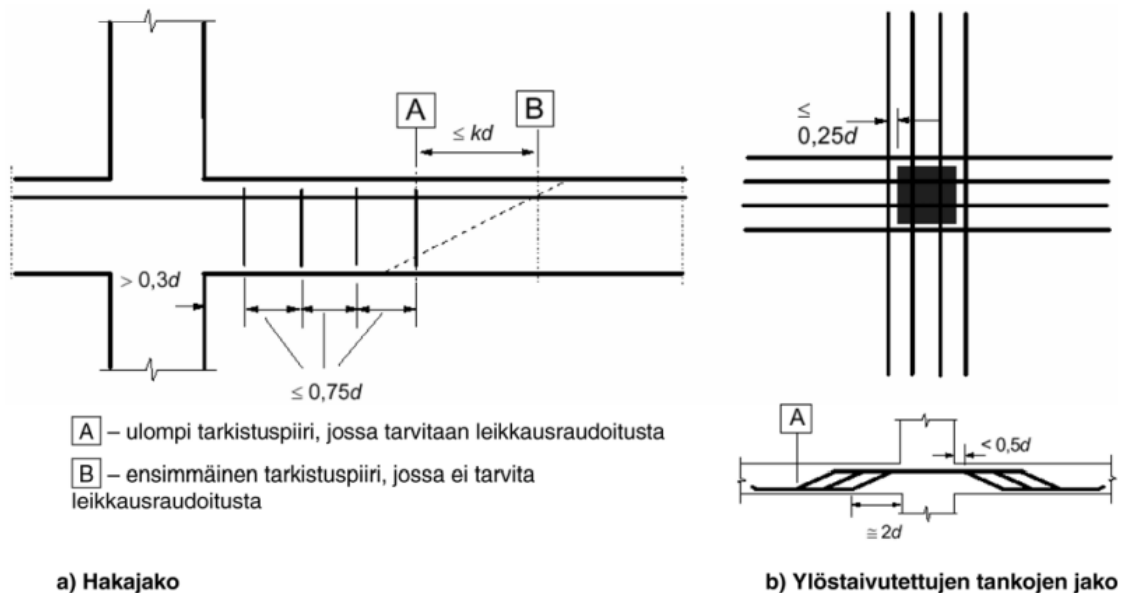
Käytettäessä samalla tasalla alaspäin taivutettuja tankoja, voidaan kaavan (5.55) suhteelle d/s_r antaa arvo 0,67. Tarkistuspiirillä $u_{out,ef}$ ei tarvita leikkausraudoitusta ja sen pituus määritellään kaavalla [2, s.105]:

$$u_{out,ef} = \beta \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (5.57)$$

Leikkausraudoituksen uloin piiri sijoitetaan etäisyydelle, joka on enintään $k \cdot d$ mitan verran piirin $u_{out,ef}$ sisäpuolella. Raudoitus sijoitetaan vähintään kahteen leikepiiriin ja leikepiirien jako saa olla enintään $0,75d$. Hakaterästen jako saa olla enintään $1,5d$ ensimmäisessä tarkistuspiirissä ($2d$ pilarista) ja enintään $2d$ sen ulkopuolisissa piireissä. Lävistymistä tarkasteltaessa mukaan otetaan vain enintään etäisyydellä $0,5d$ pilarista sijaitsevien jänneterästen pystykomponentti. Kuviossa 18 on esitetty lävistysraudoituksen sijoittelu. [2, s.158]



KUVIO 18. Lävistysraudoituksen sijoittaminen [2, s.105].



KUVIO 19. Lävistysraudoitus [2, s.158].

Leikkausraudoituksen minimimäärä lasketaan kaavalla [2, s.158]:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}(s_r s_t)}{f_{yk}(1,5\sin\alpha + \cos\alpha)}, \quad (5.58)$$

jossa

α	on leikkausraudoituksen ja pääterästen välinen kulma
s_r	on leikkaushakojen jakoväli säteittäin
s_t	on leikkaushakojen jakoväli kehän suunnassa
f_{ck}	on betonin lieriölujuuden ominaisarvo

Ylöstaivutettuja teräksiä, jotka kulkevat enintään etäisyydellä $0,25d$ kuormitusalueesta voidaan käyttää lävistymisleikkausraudoituksena (kuvio 19). Kuormitetun alueen piirin ja lähimmän mitoituksessa huomioidun leikkausraudoituksen välinen etäisyys saa olla enintään $0,5d$. [2, s.158]

Pilarin juuressa pilarin piirillä vaikuttava lävistysjännitys ei saa ylittää lävistyskestävyyden ylärajaa. Tämä tulee tarkastella, mikäli anturan lävistyskestävyyttä parannetaan raudoituksella. Pilarin piirillä vaikuttava lävistysjännitys lasketaan kaavalla [2, s.158]:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_o d} \leq v_{Rd,max}, \quad (5.59)$$

jossa β on momentin huomioiva kerroin, mikäli momenttia ei ole kerroin on 1. u_o on pilarin piiri (sisäpilarissa) ja d on keskimääräinen tehollinen korkeus.

Leikkausraudoitetun laatan tai pilarianturan lävistyskestävyyden yläraja tarkastetaan kaavalla [2, s.104]:

$$v_{Rd,max} = k_{max} v_{Rd,c}, \quad (5.60)$$

jossa k_{max} on kansallisessa liitteessä määritelty arvo eli 1,6.

5.5.2 Lävistysmitoitus B4:n mukaan

Lävistysvoimaa laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat enintään etäisyydellä d tuen reunasta. Mitoituskuormat lasketaan eurokoodin mukaan. Osavarmuusluvut ja materiaaliominaisuudet ovat eurokoodin mukaisia.

B4:n merkintä V_c vastaa eurokoodin merkintää $v_{Rd,c}$ (leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyys) ja $(0,25V_c+V_s)$ vastaa eurokoodin merkintää $v_{Rd,cs}$ (leikkausraudoitetun rakenteen kestävyys). Betonilaatan lävistyskapasiteetti lasketaan kaavalla: [12, s.44]

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd}, \quad (5.61)$$

jossa

$$k = 1,6 - d[m] \geq 1 \quad (5.62)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 8\%_0 \quad (5.63)$$

ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5d$ tuen reunasta sijaitsevilla poikkileikkauksissa olevat suhteelliset raudoituspinta-alat. Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankkuroitu poikkileikkauksen ulkopuolelle. [12, s.44.]

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}} \quad (5.64)$$

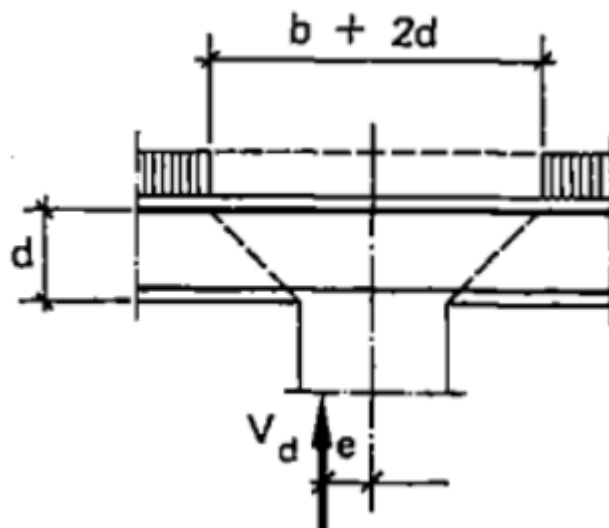
A_u ja u ovat tuen reunasta $0,5d$ etäisyydellä olevan leikkauksen rajoittama piiri ja pinta-ala. e on lävistysvoiman epäkeskisyys. Epäkeskisyys lasketaan leikkautuvan alueen painopisteestä.

Mikäli tuen kuormitettu reuna on lähellä laatan vapaata reunaa, piiriksi u valitaan lyhempi seuraavista:

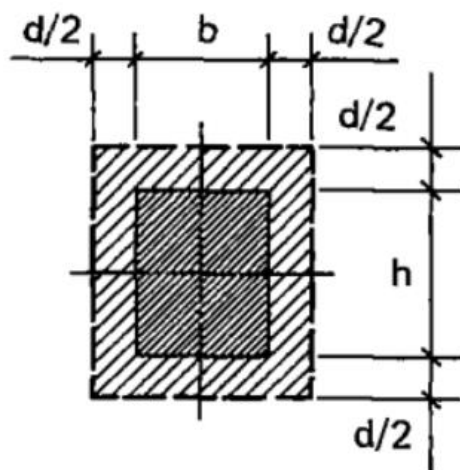
- 1) etäisyydellä $0,5d$ tuen reunasta oleva piiri
- 2) piiri, joka saadaan korvaamalla 1) kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat reunan kohdalle piirrettyillä normaaleilla. [12, s.44.]

Suurien tukien kohdalla vain nurkat mitoitetaan lävistykselle. Pyöreät tuet, joiden halkaisija $\geq 3,5d$, mitoitetaan leikkaukselle. Mikäli laatussa on reikiä $5d$ etäisyydellä tuen reunasta, ei piiriin u saada laskea osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen viivojen väliin. Lävistyskapasiteettia voidaan kasvattaa käyttämällä lujaa betonia pilarin kohdalla betoninormikortin 3 ohjeiden

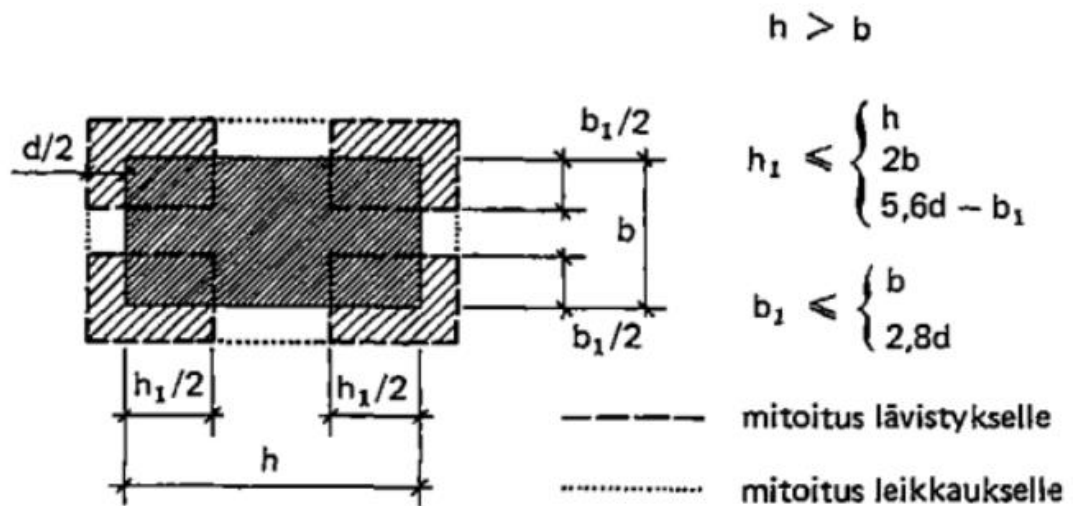
mukaan. Kuvioissa 20 on esitetty lävistymiskuorman muodostuminen ja kuvioissa 21-23 on esitetty B4:n mukaisen lävistyslaskennan tekijöitä eri tilanteissa. [12, s.44]



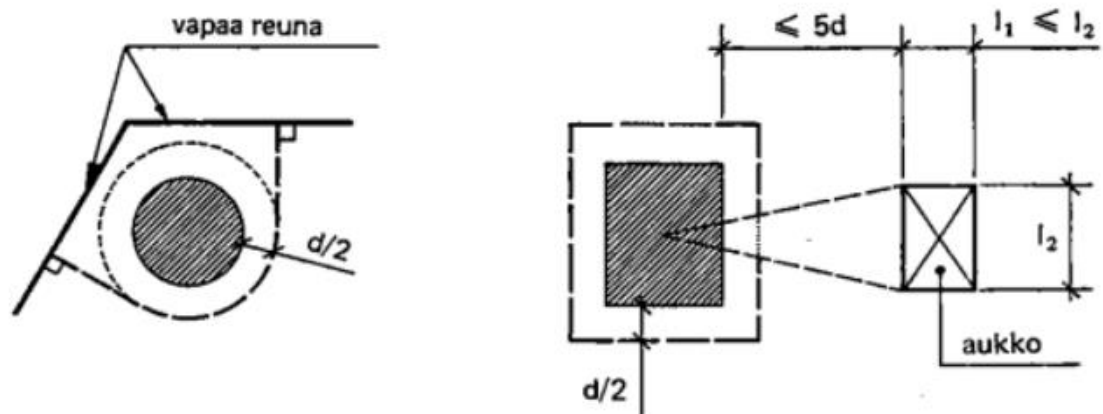
KUVIO 20. Lähempänä kuin etäisyydellä d tuen reunasta sijaitsevia kuormia ei tarvitse huomioida. [12, s.45]



KUVIO 21. Lävistyvä pinta-ala A_u ja piiri u . [12, s.45]



KUVIO 22. Suuri tuki. [12, s.45]



KUVIO 23. Laatan lävistys vapaan reunan ja aukon vieressä. [12, s.45]

Leikkausraudoitusta käytettäessä lävistyskapasiteetti lasketaan kaavalla [12, s.46]:

$$0,25V_c + V_s \leq 2V_c, \quad (5.65)$$

jossa

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha, \quad (5.66)$$

missä

A_{sv} on leikkausraudoituksen pinta-ala

f_{yd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

α on leikkausraudoituksen kulma.

Leikkausraudoitus voidaan tehdä umpihaoista tai ylös taivutetuista tangoista. Raudoituksen ja laataston välisen kulman täytyy olla vähintään 30°. Leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti alueelle, joka leikkaantuu. Myös leikkausraudoituksen vaikutusalueen ulkopuolella tulee tarkistaa laatan betonin lävistyskapasiteetti. [12, s.45.]

5.6 Pilarianturan käyttörajatilamitoitus

Anturoita koskevat samat säännöt käyttörajatilamitoituksen suhteen kuin muitakin palkki- ja laattarakenteita. Käyttörajatilamitoituksella on tarkoitus rajoittaa jännityksiä, halkeamaleveyksiä ja taipumaa. Anturat ovat yleensä niin järeitä rakenteita, että taipumat ovat erittäin pieniä eikä eurokoodissakaan ole asetettu anturoille taipumarajoja. [2, s.117-118; 5, s. 208-209.]

5.6.1 Betonin jännitysten rajoittaminen

Betonin puristusjännitystä rajoitetaan kuorman suuntaisen halkeilun rajoittamiseksi rasitusluokissa XD, XF ja XS, joissa halkeilu voi heikentää rakenteen säilyvyyttä. Ominaiskuormien yhdistelmällä puristusjännitys rajoitetaan arvoon $0,6 f_{ck}$. Mikäli puristusalueen raudoituksen betonipeitettä suurennetaan tai käytetään laajenemien estävää poikittaisraudoitusta, niin rajoitusta ei tarvitse huomioida. [2, s.117.]

Kun raudoituksen jännitys rajoitetaan arvoon $0,6 f_{yk}$ ominaisyhdistelmällä, niin ulkonäön kannalta halkeilu ja taipuma katsotaan hyväksytyksi. Kun terästen jännitys aiheutuu pakkomuodonmuutoksista ja siirtymistä, niin se rajoitetaan arvoon $0,8f_{yk}$. Laskentapohjassa lasketaan terästen jännitys ja halkeamaleveys, jolloin jännitysrajan tarkastelua erikseen ei tarvita. Laskentapohjassa ei huomioida pakkomuodonmuutoksia ja siirtymiä. [5, s. 208; 2, s.117.]

5.6.2 Halkeilusta yleisesti

Teräsbetonirakenteissa syntyy halkeilua kuormituksen, pakkosiirtymän, pakkomuodonmuutoksen sekä niiden aiheuttaman taivutuksen, leikkauksen, väännön

tai vedon seuraamuksena. Myös edellä mainittujen kuormitusten aiheuttamien siirtymien estäminen voi aiheuttaa halkeilua. Lisäksi plastinen kutistuminen tai kovettuneen betonin sisällä tapahtuvat paisuttavat reaktiot voivat aiheuttaa halkeamia. Halkeamaleveyttä rajoitetaan rakenteen ulkonäön ja säilyvyyden kannalta. Halkeilu helpottaa kloridien tunkeutumista rakenteeseen ja nopeuttaa betonin karbonatisoitumista, joka myös nopeuttaa raudoitteiden korroosion käynnistymistä. Mikäli halkeamat eivät aiheuta rakenteelle toiminnallista haittaa ja ellei rakenteelle aseteta erityisvaatimuksia, kuten vedenpitävyyttä, pyritään halkeamien kokoa vain rajoittamaan eurokoodin kansallisen liitteen määrittelemien raja-arvojen mukaiseksi. Laskennallisen halkeamaleveyden rajoittaminen w_{max} arvoihin kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä on yleensä riittävä toimenpide teräsbetonirakenteissa niiden ulkonäön ja säilyvyyden kannalta. Jännebetonirakenteissa halkeilu voi vaikuttaa oleellisemmin rakenneosien säilyvyyteen ja niitä koskevat ohjeet esitetään tarkemmin betonirakenteiden eurokoodissa. [2, s.117-118; 5, s. 208-209.]

Käyttörajatilassa teräsbetonirakenteen mekaaninen käyttäytyminen on erilaista kuin murtorajatilassa. Raudoituksen jännitys on selvästi pienempi kuin sen myötölujuus, jolloin se on lineaarisesti kimmoisella alueella. Samoin betonin puristusjännitys on pienempi kuin murtolujuus, mutta viruma pitää ottaa huomioon muodonmuutoksia lisäävänä tekijänä. Betonirakenne ajatellaan halkeilemattomaksi, kun vetojännitykset kuormitushistorian aikana eivät ole olleet suurempia kuin betonin vetolujuus. Teräsbetonirakenteiden tarkastelu jaetaan halkeamattoman ja haljenneen tilan tarkasteluun, joista käytetään alaindeksejä I ja II (I halkeamattomasta). Halkeamattoman tilan laskukaavoja käytetään halkeilurajatilaa eli halkeaman muodostumisrajatilan sekä jännitysrajatilojen määrittämiseen. Haljenneen tilan kaavoilla tarkastellaan jännityksiä ja muodonmuutoksia halkeaman kohdalla. Taulukossa 14 on esitetty Suomessa käytettävät halkeamaleveyden raja-arvot. [5, s. 203-205.]

TAULUKKO 14. Halkeamaleveyden raja-arvot w_{\max} [mm]. Käyttöikä enintään 100 vuotta. [7, s. 21]

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet	
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,40	0,20	ei vaatimuksia
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30	0,20	Vetojännityksetön tila
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20	Vetojännityksetön tila	ei vaatimuksia

Betonipeitteen ollessa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittu minimipeite $c_{\min,dur}$, taulukon halkeamaleveyden raja-arvoja voidaan korottaa kertoimella $(c_{true}-c_{dev})/c_{\min,dur} \leq 1,4$, jossa c_{true} on suunnitelmien mukainen betonipeite, c_{dev} on betonipeitteen mittapoikkeama ja $c_{\min,dur}$ on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo. Mikäli betonipeitteen paksuus on suurempi kuin 50 mm, voidaan betonipeitteelle c käyttää halkeamaleveyden laskennassa arvoa 50 mm. Kun perustuksiin ei vaikuta kemiallista rasitusta, kuuluvat anturat rasitusluokkaan XC2. Taulukossa 15 on esitetty rasitusluokkien määritelmät. [6, s. 196; 7, s.21.]

Halkeamaleveyttä voidaan rajoittaa ilman suoraa laskentaa, käyttämällä eurokoodin taulukoissa asetettuja tangon maksimikokoja sekä tankojen maksimivälejä, jotka ovat riippuvaisia raudoituksen jännityksestä sekä tavoitellusta maksimi halkeamaleveydestä. Taulukoissa annetut arvot perustuvat tiettyihin oletuksiin, jotka on määritelty betonirakenteiden eurokoodissa. [5, s. 214] Toinen vaihtoehto on laskea halkeamaleveydet. Laskentapohjassa käytetään halkeamaleveyden laskentaa.

TAULUKKO 15. Standardin EN 206-1 mukaiset rasitusluokat

[2, s.48]

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

5.6.3 Vähimmäisraudoitusala halkeamamitoituksen perusteella

Betonirakenteiden eurokoodissa on määritelty vähimmäisraudoitusraja, joka vaaditaan, kun halkeamaleveyttä rajoitetaan. Vähimmäisraudoituslalla on merkitystä, kun halkeamaleveyttä rajoitetaan taulukkomitoituksella. [5, s.214.]

Vähimmäisraudoitusala lasketaan kaavalla [2, s. 119]:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}, \quad (5.67)$$

missä

$A_{s,min}$ on vähimmäisraudoitusmäärä

A_{ct} on betonin vetorasitetun poikkileikkauksen pinta-ala ennen halkeaman muodostumista

σ_s on raudoituksen vetojännitys välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen. Voidaan käyttää arvoa f_{yk} tai pienempää, mikäli sellainen on tiedossa

k on pakkovoimat huomioonottava kerroin
 $k = 1,0$ uumissa, kun $h \leq 300$ mm tai laipoissa, kun $b < 300$ mm
 $k = 0,65$ uumissa, kun $h \geq 300$ mm tai laipoissa, kun $b > 800$ mm
väliarvot interpoloidaan

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan eli vastaa arvoa f_{ctm} , kun ajankohta on 28 vuorokautta tai enemmän.

k_c on kerroin, jolla huomioidaan jännitysten jakautuminen poikkileikkauksessa ja sisäisen momenttivarren muutos.

Suorakaidepoikkileikkaukselle [2, s. 119]:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (5.68)$$

jossa

σ_c on betonin keskimääräinen jännitys tarkasteltavassa poikkileikkauksen osassa [2, s. 119]

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (5.69)$$

h^*	on yhtä kuin korkeus h , kun $h < 1,0\text{m}$ ja $1,0\text{m}$, kun $h \geq 1,0\text{m}$
h	on poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
k_1	on kerroin, jolla huomioidaan normaalivoimien vaikutus jännitysten jakautumiseen

N_{Ed} :n ollessa puristava voima

$$k_1 = 1,5$$

N_{Ed} :n ollessa vetävä voima

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$$

Kaavojen perusteella nähdään, että mikäli rakenteessa ei ole pituusakselin suuntaista puristusta tai vetoa niin $k_c = 0,4$.

5.6.4 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukoiden mukaan

Taulukkomitoituksessa tarkastetaan raudoituksen jännityksen ja halkeamaleveyden maksimiarvon avulla suurin hyväksyttävä tankopaksuus tai tankojako. Jos toinen ehdoista toteutuu, niin halkeamaleveys pysyy hyväksyttävissä rajoissa. Taulukoiden käyttöä varten raudoituksen jännitys tulee laskea haljenneessa tilassa. Jännitys lasketaan sillä kuormitusyhdistelmällä, jolle halkeamaraja on asetettu. [5, s. 214].

Jännityksen laskentaa varten päätellään halkeilun kannalta kriittiset ajankohdat. Taivutusmomentin arvot lasketaan ominaiskuormien yhdistelmällä. Ominaisyhdistelmän mukaista taivutusmomenttia verrataan momenttiin, jolla betonirakenne halkeaa. Mikäli ominaisyhdistelmän mukainen momentti on suurempi kuin betonin halkeilumomentti, tehdään halkeamaleveystarkastelu taulukkomitoituksella tai suoralla laskennalla. [5, s. 214- 216.]

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr}, \quad (5.70)$$

jossa

M_{Ek} on ominaisyhdistelmän mukainen momentti

$M_{R,cr}$ on betonin halkeilumomentti

Halkeilumomentti voidaan laskea kaavalla [5, s. 216]:

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_I, \quad (5.71)$$

jossa

$W_I = \frac{bh^2}{6}$ Taivutusvastus suorakaide poikkileikkaukselle (halkeamaton tila).

Mikäli ehto toteutuu, lasketaan raudoituksessa vaikuttava jännitys. Jännitys lasketaan sillä kuormitusyhdistelmällä, jonka mukaan halkeiluraja on valittu. Tavallisessa mitoitusstilanteessa jännitys määritetään ominaiskuormien perusteella ja pitkäaikaiskuormien tilanteessa pitkäaikaisten kuormien yhdistelmällä: [5, s. 206, 216.]

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z_{II}}, \quad (5.72)$$

missä

σ_s on haljenneessa osassa olevan raudituksen vetojännitys

M_{Ed} on mitoitusmomentti ominais-/ pitkäaikaiskuormien yhdistelmällä

z_{II} on sisäinen momenttivarsi haljenneessa tilassa

A_s on poikkileikkauksen vetorauditusala

Haljenneen tilan momenttivarsi lasketaan kaavalla [5, s. 207]:

$$z_{II} = d - \frac{X_{II}}{3}, \quad (5.73)$$

jossa d on tehollinen korkeus ja X_{II} on puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa tilassa. Yleisessä tilanteessa, jossa puristuspuolella ei ole raudoitusta tai sitä ei oteta huomioon, puristusvyöhykkeen korkeus voidaan laskea kaavalla [5, s. 205]:

$$X_{II} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}} \right), \quad (5.74)$$

jossa

- α_e on kimmomoduulien suhde E_s/E_{cm}
 d_1 on tehollinen korkeus vetorausoituksesta mitattuna
 ρ_1 on vetorausoituksen suhteellinen ala

Näillä tiedoilla pystytään valitsemaan taulukoista 16 ja 17 suurimmat tankokoot tai tankovälit halkeilun rajoittamiseksi.

TAULUKKO 16. Halkeamaleveyden rajoittaminen, suurimmat tankokoot [2, s.122]

Teräsjäännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

TAULUKKO 17. Halkeamaleveyden rajoittaminen, suurimmat tankovälit [2, s.122]

Teräsjäännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Kun kyseessä on taivutettu rakenneosa, kuten anturat, taulukoista saatavaa maksimitankokokoa muunnetaan kaavalla [2, s. 122]:

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}, \quad (5.75)$$

jossa

ϕ_s	on muunnettu tangon enimmäishalkaisija. Mikäli kyseessä on tasaisesti vedetty rakenneosaa, tekijä voidaan laskea betonirakenteiden eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kaavan (7.7N) mukaisesti.
ϕ_s^*	on taulukossa esitetty maksimi tankokoko
h_{cr}	on vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua
d	on tehollinen korkeus raudoituksen ulomman kerroksen keskipisteeseen

5.6.5 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveyden suorassa laskennassa tehdään sama momenttiehdon tarkastus ja raudoitusjännityksen laskenta kuin taulukkomitoituksessa. Laskentaa jatketaan tästä määrittämällä lisätekiöitä halkeamaleveyden laskentaa varten. Halkeamaleveys lasketaan kaavalla [2, s. 123]:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (5.76)$$

missä

$S_{r,max}$ on rakenneosan suurin halkeamaväli

ε_{sm} on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisellä kuormitusyhdistelmällä. Pakkosiirtymät, pakkomuodonmuutokset ja betonin vetojäykistysvaikutukset huomioidaan. Vain samalla korkeustasolla vaikuttava lisävenymä, joka ylittää betonin nollavenymätilan, huomioidaan.

ε_{cm} on betonin keskimääräinen venymä halkeamien välillä.

Tekijä $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ saadaan laskettua kaavalla [2, s. 123]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \rho_p,eff)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (5.77)$$

missä

σ_s on vetoraudoituksen jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen. Lasketaan haljenneen poikkileikkauksen perusteella asian-

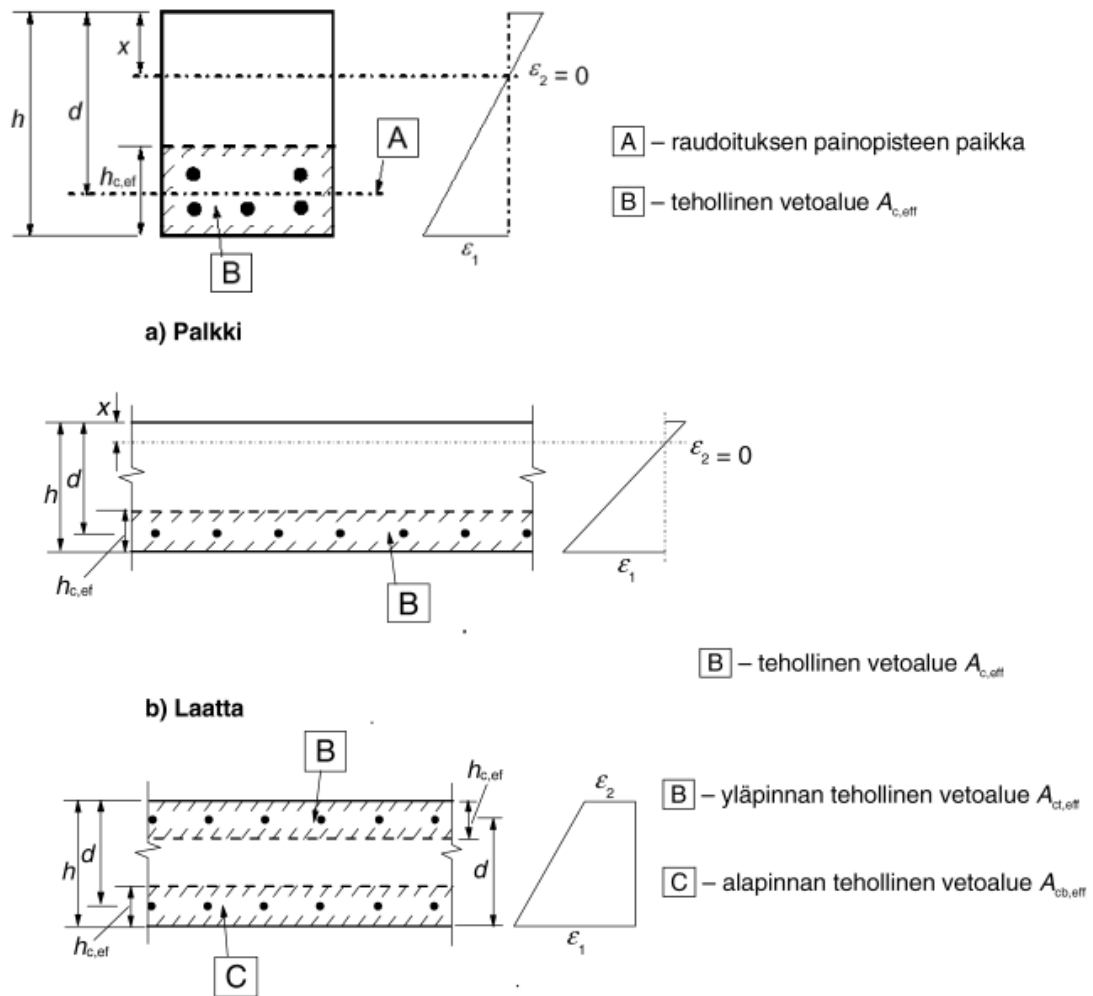
omaisen kuormitusyhdistelmän vaikuttaessa. Voidaan käyttää raudituksen myötölujuuden arvoa f_{yk} , mutta pienempää arvoa saateen tarvita halkeamaleveysehtojen täyttämiseksi.

E_s	on betoniteräksen kimmomoduuli.
α_e	on kimmomoduulien suhde E_s/E_{cm}
E_{cm}	on betonin keskimääräinen kimmomoduuli 28 vuorokauden iässä
k_t	on kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin
$\rho_{p,eff}$	on raudituksen tehollinen pinta-ala, lasketaan kaavalla [2, s. 123]

$$\rho_{p,eff} = \left| \frac{(A_s + \xi_1 A'_p)}{A_{c,eff}} \right|, \quad (5.78)$$

jossa

A_s	on poikkileikkauksen vetorauditus
A'_p	on ankkuri- tai tartuntajänteiden pinta-ala poikkileikkauksen alueella $A_{c,eff}$.
$A_{c,eff}$	on vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala ($b \times h_{c,ef}$), $h_{c,ef}$ on pienin arvoista $2,5(h-d)$; $(h-X_{II})/3$; $h/2$. Havainnollistettu kuviossa 24.
ξ_1	on muunnettu tartuntalujuuksien suhde.



KUVIO 24. Tehollinen vetoalue eri tilanteissa. [2, s.121]

Muunnetun tartuntalujuuksien suhteen laskennassa huomioidaan jänneteräksen ja betoniteräksen erilainen halkaisija. Lisäksi huomioidaan niiden tartuntalujuuksien välisen suhteen kerroin ξ , jonka arvo esitetään kyseisen tuotteen euroopplaisessa teknisessä hyväksynnässä. Jos teknistä hyväksyntää ei ole käytettävissä, käytetään taulukon 18 arvoja. [2, s. 112, 120.]

TAULUKKO 18. Tartuntalujuuksien suhteet [2, s.112]

jänneteräs	ξ		
	tartuntajänteet	injektoidut ankkurijänteet	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
sileät tangot ja langat	Ei käyttökelpoinen	0,3	0,15
punokset	0,6	0,5	0,25
kuviopintaiset langat	0,7	0,6	0,3
harjatangot	0,8	0,7	0,35
HUOM. Lujuusluokkien C50/60 ja C70/85 välillä voidaan interpoloida lineaarisesti.			

Näillä tiedoilla saadaan laskettua muunnettu tartuntalujuuksien suhde kaavalla [2, s. 120]:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (5.79)$$

jossa

ϕ_s on betoniteräksen suurin halkaisija

ϕ_p on jänneteräksen ekvivalentti halkaisija

ξ on betoniteräksen ja jänneteräksen välistä lujuutta kuvaava kerroin.

Anturoissa ei yleensä käytetä jänneteräksiä, jolloin tehollisen pinta-alan laskentakaava yksinkertaistuu muotoon:

$$\rho_{p,eff} = \left| \frac{A_s}{A_{c,eff}} \right|$$

Halkeamaleveyden laskentaa varten määritellään vielä rakenneosan suurin halkeamaväli. Mikäli raudituksen jakoväli $< 5(c+\phi/2)$, lasketaan suurin halkeamaväli kaavalla [2, s. 124]:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (5.80)$$

jossa

c on päätangon betonipeite

- k_1 on tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin
 = 0,8 tangoille, joilla on hyvä tartunta
 = 1,6 tangoille, joilla on lähes tasainen pinta
- k_2 on venymäjakauman huomioiva kerroin. Epäkeskeiselle vedolle on esitetty tarkempi laskenta betonirakenteiden eurokoodissa.
 = 0,5 taivutukselle
 = 1,0 pelkälle vedolle
- k_3 = 3,4 (Eurokoodin suositusarvo, ei kansallista valintaa)
- k_4 = 0,425 (Eurokoodin suositusarvo, ei kansallista valintaa)

Eurokoodin mukaan tankovälien ollessa suurempia kuin $5(c + \phi/2)$ tai kun veto-
 vyöhykkeessä ei ole tartunnallista raudoitusta, voidaan halkeamaleveyden ylä-
 raja laskea kaavalla [2, s. 125]:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (5.81)$$

jossa h on poikkileikkauksen korkeus ja $x = X_{II}$ eli puristusvyöhykkeen korkeus
 haljenneessa tilassa. Tämä laskukaava antaa ”by 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008”- kirjan mukaan halkeamavälille selvästi todellisuutta pie-
 nemmän, virheellisen arvon. Kirjan mukaan kyseistä kaavaa ei tule käyttää mis-
 sään tapauksessa, koska se ei sisällä mitään muuttujia, jotka todellisuudessa
 vaikuttavat halkeamavälin suuruuteen.

5.7 Kaatumisvarmuus

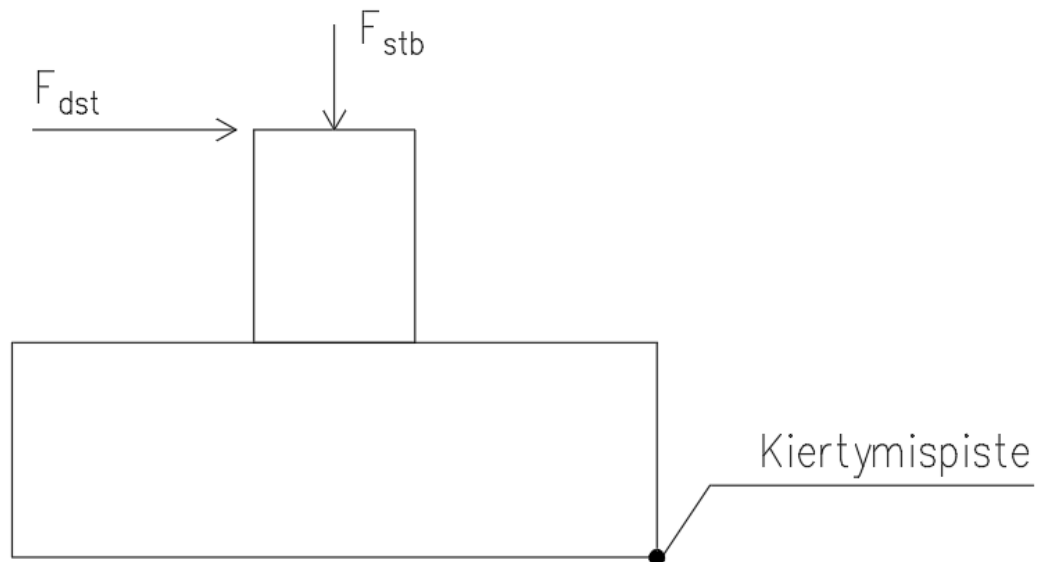
Kaatumisvarmuuden laskemisella tarkoitetaan staattisen tasapainon mitoitusta
 eli tarkastellaan kaatavien voimien suhdetta tukeviin voimiin. Kuormitusyhdistel-
 mänä käytetään staattisen tasapainon kuormitusyhdistelmää (EQU). Staattinen
 tasapaino osoitetaan kaavalla [1, s. 78]:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d, \quad (5.82)$$

jossa

$E_{dst;d}$	on kaatavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo
$E_{stb;d}$	on vakauttavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo
T_d	on maan kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo. Jos leikkauskestävyyttä otetaan huomioon, sen vaikutuksen tulisi olla vähäinen.

Laskentapohjassa leikkauskestävyyttä ei huomioida mitoituksessa. Staattisen taapainotilan kuormitusyhdistelmän kertoimia ja osavarmuuslukuja on käsitelty kohdassa 4. Kuviossa 25 on havainnollistettu kaatavia ja tukevia voimia. Laskentapohja laskee kaatavan momentin ja tukevan momentin anturan nurkkapisteen ympäri. Kuvassa esitetty F_{dst} kuvaa kaatavia voimia ja F_{stb} kuvaa tukevia voimia, joiden vaikutusta tarkastellaan kiertymispisteen ympäri.



KUVIO 25. Kaatavat ja vakauttavat kuormat

5.8 Kallionvarainen antura

Perustus katsotaan kallionvaraiseksi, kun peruslaatta on valettu suoraan tai betonisen täyttövalun välityksellä kallioon, muulloin perustus käsitellään maanvaraisena. Kallionvaraisen anturan etuja ovat ehjän kallion suuri jännityskapasiteetti sekä olemattoman pienet painumat. Kallio on yleensä edullinen perustus pohja painaville rakenteille ja rakenteille, joille sallitaan vain hyvin pienet painumat. Suomessa kallio on yleensä hyvälaatuista. Kuitenkin rapautuminen ym. geologi-

set prosessit ovat rikkoneet ja heikentäneet etenkin kallioperän ylimpiä osia. Syviä kellaritiloja tai kalliokaivantoja tehtäessä tai jos epäillään kallion laatua, voidaan kallioporauksella kerätä tietoa kallion laadusta. Ruhjevyöhykkeiden paljastaminen sekä kallion halkeilusuuntien ja rakoilujen esiintymisen selvittäminen ovat kivilajityypin lisäksi tärkeimpiä perustietoja kalliosta. Luonnontilaiselle kiinteälle graniitti- ja gneissikalliolle sekä lujuudeltaan vastaaville kallioille perustettaessa, voidaan käyttörajatilassa ilman erillistä selvitystä käyttää perustusten geoteknisenä kantavuutena 10 MPa ja perustettaessa hiekka- tai kalkkikivikalliolle 5 MPa. Suurempi pohjapaine on annettu rapautumattomille ja lujille syväkivikallioille ja kiteisistä liuskeista muodostuneille kallioille. Lisäksi ehtona on, että kallion tulee olla kiinteää. Yleisesti, jos kallion kantokestävyyden ominaisarvona käytetään suurempaa arvoa kuin 8 MPa, niin kantokestävyys määritetään kalliotutkimusten perusteella. Kalliolle perustettaessa pohjapaineen jännitys jakauman oletetaan olevan kolmiomainen eikä kallion ja perustuksen välille katsota muodostuvan jännityksiä. [17, s.24; 15, s.42.]

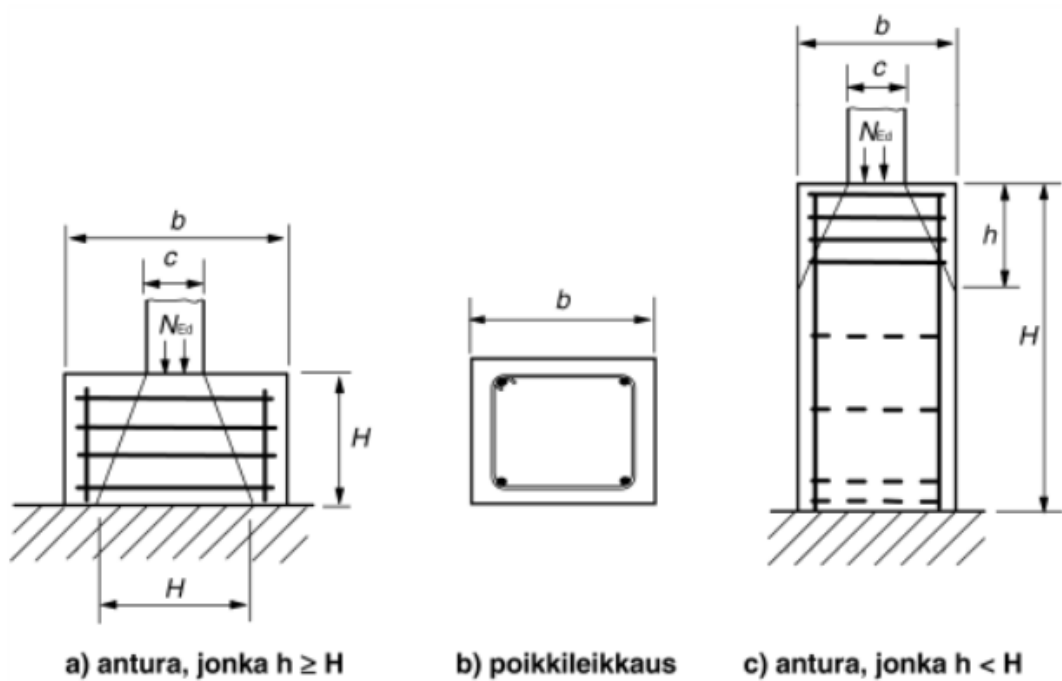
Kallioanturoiden välinen kaltevuuskulma voi olla hyvinkin jyrkkä, jos louhintaa ei ole aiheuttanut rikkoutumia ylemmän anturan alle. Jyrkkien kaltevuuksien käyttö kuitenkin vaatii kallion tutkimista jo suunnitteluvaiheessa ja tarkastuksen työmaalla sekä usein lisätoimenpiteitä, kuten pultteja, ruiskubetonointeja tms. Ellei erityistarvetta ole, pyritään siihen, että anturoiden välisten alanurkkien välinen kulma olisi enintään 1:1. Tässäkin tapauksessa tilannetta on tarkasteltava työn aikana. [17, s.26-27.]

Suoraan kallion varaan perustettaessa perustusrakenteiden liikkumattomuus varmistetaan yleensä pultituksella, vaikka kalliopinnan kaltevuus ei sitä varsinaisesti vaatisikaan. Tällöin kalliopintaan porattuihin reikiin juotetaan teräspultteja, joilla perustusrakenteet lujitetaan paikoilleen, jolloin täyttöjen, tiivistysten ja ylärakenteiden tekeminen on vapaampaa. Jos kallion pinta on noin 15 asteen tai jyrkemmässä kulmassa, liukuminen tulee estää esimerkiksi teräspulteilla, jotka ottavat leikkausvoimat vastaan. [17, s.27-28.]

Mikäli perustuksen pohjapaine ylittää murtorajatiloissa arvon 3 MPa, tulee antura varustaa halkaisuraudoituksella. Raudoitus, jonka tankojen halkaisijan tulee olla vähintään 8 mm, jaetaan tasaisesti halkaisuvoiman suunnassa korkeudelle h. Kuviossa 26 on esitetty halkaisuraudoituksen sijoitus. Halkaisuvoima lasketaan kaavalla [2, s.164]:

$$F_s = 0,25 \left(1 - \frac{c}{h}\right) N_{Ed}, \quad (5.83)$$

jossa F_s on halkaisuvoima, c on pilarin/peruspilarin leveys, N_{Ed} on pystykuormien mitoitusarvo ja h on pienempi anturan mitoista b ja H .



KUVIO 26. Halkaisuvoiman laskennan merkinnät ja halkaisuraudoitus [2, s.165].

6 GEOTEKNINEN MITOITUS

6.1 Maaperän kantokestävyys

Laskentapohja ei laske maaperän kantokestävyttä, koska nämä tiedot saadaan geotekniseltä suunnittelijalta, mutta kokonaisuuden hahmottamiseksi tässä esitellään maanvaraiselle perustukselle yleinen laskentamenetelmä. Eurokoodissa esitellään kolme menetelmää kantokestävyuden määrittämiseen; analyyttinen, puolikokeellinen ja ohjeellinen menetelmä. Suomessa suositellaan käytettäväksi eurokoodin 1997-1 opastavan liitteen D esittämää analyyttistä laskentamenetelmää [11, s. 104]. Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä suljetun tilan kantokestävyuden mitoitus, koska koheesiomaalla painuma määrää käytännössä miltei poikkeuksetta, kuinka paljon anturaa voidaan kuormittaa [16, s.352]. Tässä työssä käydään läpi analyyttinen kantokestävyuden laskentamenetelmä avoimissa olosuhteissa eli kitkamailla. Laskennassa käytetään plastisuusteoriasta ja koetulokista johdettuja likimääräisiä yhtälöitä, jotta saadaan pystysuoran kantokestävyuden mitoitusarvo. Laskennassa huomioidaan seuraavat tekijät: [11, s. 105]

- maapohjan lujuus
- mitoituskuormien kaltevuus ja epäkeskisyys
- maanpinnan kaltevuus
- pohjavedenpaineet ja hydrauliset gradientit
- maapohjan vaihtelevuus, jossa erityisesti kerroksellisuus.

Murtorajatiloissa seuraavan epäyhtälön tulee toteutua [11, s. 103].

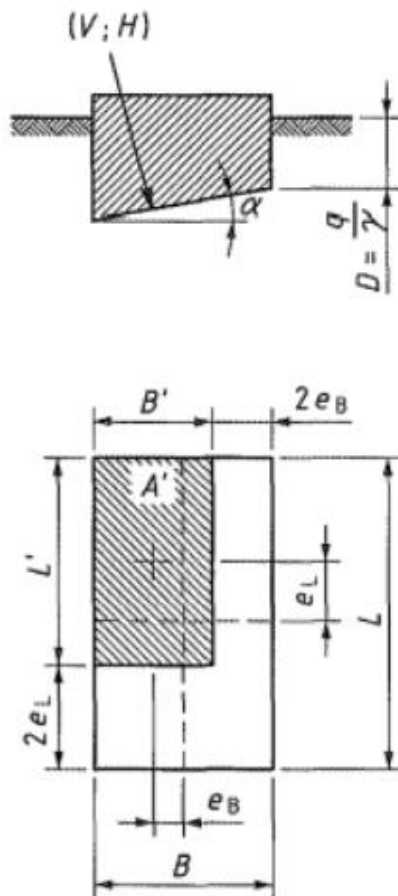
$$V_d \leq R_d, \quad (6.1)$$

jossa V_d on kuorma, joka sisältää perustuksen ja taustatäyttömateriaalin painon, maanpaineet ja vedenpaineet, joita perustuskuorma ei aiheuta. R_d on maaperän kantokestävyys. Kantokestävyuden laskennassa käytettyjä merkintöjä on selvennetty kuviossa 27. Kantokestävyys saadaan avoimissa olosuhteissa kaavalla [16, s. 353]:

$$R_d = A' \cdot \frac{c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + q' \cdot 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma}{\gamma_r}, \quad (6.2)$$

jossa

R_d	on kestävyiden mitoitusarvo
A'	perustuksen tehokas pinta-ala
N_c, N_q, N_γ	ovat kantavuusvakioita
b_c, b_q, b_γ	ovat anturan pohjan kaltevuudesta johtuvia kertoimia
s_c, s_q, s_γ	ovat perustuslaatan muotokertoimia
γ_r	kestävyyden osavarmuusluku
q'	yläpuolisten maakerrosten, perustuksen pohjan tasolle aiheuttama tehokas mitoituspaino
i	on kuorman kaltevuuskerroin alaindeksien mukaisesti, c koheesiolle, q pintakuormalle ja γ tilavuuspainolle
γ'	on perustustason alapuolella sijaitsevan maan tehokkaan tilavuuspainon mitoitusarvo
B'	on perustuksen tehokas leveys
c'	on tehokkaan koheesioarvo



KUVIO 27. Kantokestävyiden merkinnät [3, s.152]

Kantavuusvakiot saadaan laskettua kaavoilla [16, s. 353]

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (6.3)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6.4)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cot \varphi', \quad (6.5)$$

joissa

e

on resultanttivoiman epäkeskisyyden

φ'

on leikkauskestävyyskulma eli kitkakulma, tehokkaiden jännitysten perusteella

Perustuksen pohjan kaltevuuden kertoimet saadaan kaavoilla [16, s. 353]:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (6.6)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 \quad (6.7)$$

Muotokertoimet saadaan kaavoilla [16, s. 353]:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \sin \varphi', \text{ suorakaiteelle} \quad (6.8)$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \text{ neliölle tai ympyrälle} \quad (6.9)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'} \right), \text{ suorakaiteelle} \quad (6.10)$$

$$s_\gamma = 0,7, \text{ neliölle tai ympyrälle} \quad (6.11)$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.12)$$

Kuorman kaltevuuden kertoimet lasketaan kaavoilla [16, s. 353]:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (6.13)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right]^m \quad (6.14)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right]^{m+1}, \quad (6.15)$$

joissa V on resultantin pystykomponentti, H on resultantin vaakakomponentti ja m lasketaan seuraavilla kaavoilla.

Resultantin vaakakomponentin vaikuttaessa B:n suunnassa [3, s. 152]:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad (6.16)$$

Resultantin vaakakomponentin vaikuttaessa L:n suunnassa [3, s. 152]:

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad (6.17)$$

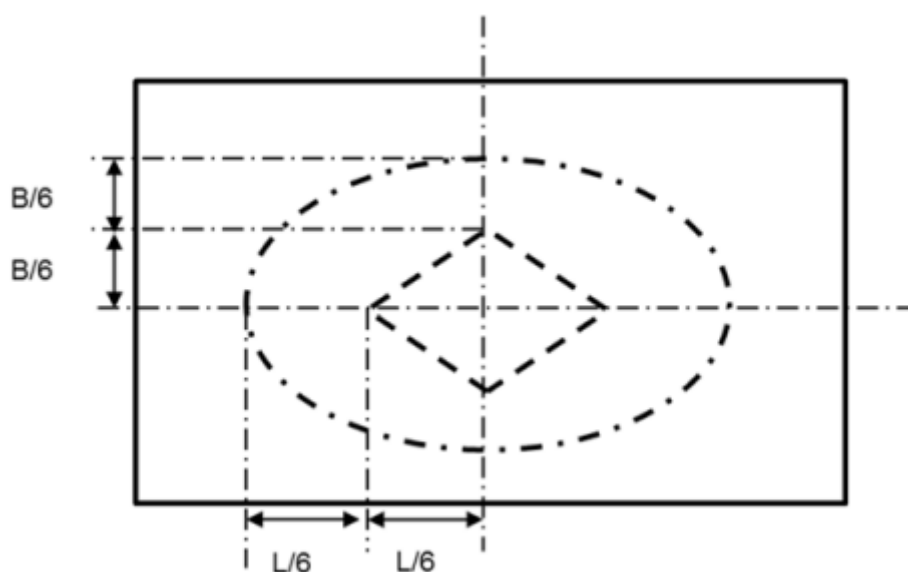
joissa L' on perustuksen tehokas pituus.

Mikäli kuorman vaakakomponentti vaikuttaa suunnassa, joka muodostaa kulman θ perustuksen tehokkaan pituuden L':n kanssa, tekijä m saadaan laskettua kaavalla [3, s. 152]:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (6.18)$$

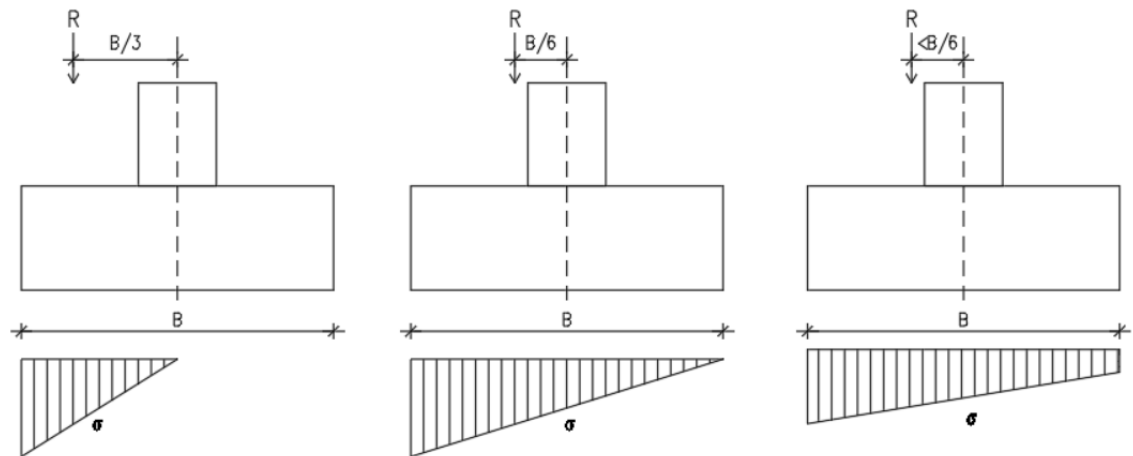
6.2 Epäkeskeiset kuormat

Kuormien epäkeskisyyttä tarkastellessa tulisi huomioida eurokoodissa esitetty raja kuorman epäkeskisyydelle $B/3$. Epäkeskisyyden ylittäessä tämän arvon tulee ryhtyä erityisiin varotoimenpiteisiin, kuten kuormien mitoitusarvojen huolelliseen uudelleentarkasteluun sekä rakentamistoleranssien huomioimiseen perustuksen suunnittelussa. Ellei työn aikana noudateta erityistä huolellisuutta, jopa $0,1 \text{ m:n}$ toleransseja otetaan huomioon. [3, s.62.]



KUVIO 28. Anturaan vaikuttavien kuormien epäkeskisyyden rajaa kuvaava ellipsi- ja sydänkuvio. [15, s.49]

Käytettäessä mitoitusapaa DA2* ei sallita suurempia epäkeskisyyksiä kuin $1/3$ perustuksen leveydestä. Kuviossa 28, ellipsillä sijaitseva kuormituksen resultantti aiheuttaa kolmiomaisen paineen anturan pohjalla, anturan reunasta keskipisteseen. Resultantin sijaitessa sydänkuvion alueella, koko pohjan alue on puristettu. Resultantin sijaitessa sydänkuvion reunalla, se aiheuttaa nollapaineen anturan takareunan kohdalle. Resultantin epäkeskisyydestä riippuvaa pohjapainejakaumaa on havainnollistettu kuviossa 29. [11, s.109.]



KUVIO 29. Anturaan vaikuttavien kuormien epäkeskisyys ja pohjapaine

6.3 Liukumisvarmuus

Mikäli anturaan kohdistuva kuormitus ei ole kohtisuorassa anturan pohjaa vasten, perustukset tarkastetaan pohjaa pitkin tapahtuvaa liukumurtumaa vastaan. Kestävyyttä tarkastellaan epäyhtälöllä: [3, s. 61.]

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}, \quad (6.19)$$

jossa

H_d	on vaakasuora kuorma tai perustustason suunnassa vaikuttavan konaiskuorman komponentti
R_d	on maaperän leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$R_{p;d}$	on vastustavan voiman mitoitusarvo, joka johtuu perustuksen sivuun kohdistuvasta maanpaineesta. Tämä jätetään yleensä huomioimatta Suomessa, koska mahdollinen kaivu tai muut maaperän liikkeet voivat poistaa sen vaikutuksen.

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo avoimissa olosuhteissa ja osavarmuuslukujen kohdistuessa maapohjan kestävyyteen voidaan laskea kaavalla [3, s. 62]:

$$R_d = \frac{(V'_d \cdot \tan \delta_k)}{\gamma_{R;h}}, \quad (6.20)$$

jossa

V'_d	on pystysuuntaisten kuormien mitoitusarvo anturan alapohjan tasolla
δ_k	on anturan ja maan välinen kitkakulma
$\gamma_{R;h}$	on liukumisen osavarmuusluku, joka on esitetty taulukossa 8.

Määritettäessä tekijää V'_d tulee huomioida, ovatko H_d ja V'_d toisistaan riippuvaisia. Mitoituskitkakulma δ_d voidaan olettaa yhtä suureksi kuin tehokkaan leikkauskestävyyden kriittisen tilan mitoitusarvo $\varphi'_{cv;d}$ paikallavaletuilla betoniperustuksilla ja $2/3 \varphi'_{cv;d}$ sileillä elementtiperustuksilla. Tehokkaan koheesion arvoa c' ei huomioida. [3, s.62.]

7 LASKENTAPOHJAN KEHITTÄMISTARPEET

7.1 Helppokäyttöisyys

Laskentapohjassa käytetään pääosin samoja merkintöjä kuin esimerkiksi SKOL ry:n julkaisemassa B19 Maanvaraisen anturan laskentapohjassa on käytetty, jotta uuden laskentapohjan käyttöönotto sujuu helposti. Laskentapohjaan on tehty välilehti, josta käyttäjä pystyy tarkastamaan halutun kuormitustapauksen laskennan vaiheet ja laskennassa käytetyt standardit. Tulokset nähdään yhdeltä sivulta heti lähtötietojen syöttämisen jälkeen ja pystytään tulostamaan laskelma halutusta kuormitustapauksesta. Lopputuloksena laskentapohjasta saatiin yksinkertainen ja nopea käyttää. Lisäksi laskentapohjaan on tehty ”Ohje” välilehti, jossa selitetään laskentapohjassa käytetyt yksinkertaistukset ja kerrotaan, mitä asioita tulee huomioida laskentapohjaa käytettäessä.

7.2 Hyödyllisyys

Laskentapohja otetaan yrityksessä käyttöön tämän opinnäytetyön luovuttamisen jälkeen, jolloin saadaan palautetta käyttäjäkokemuksista ja kehittämistarpeista sekä nähdään, millaisiin kohteisiin laskentapohjaa oikeasti käytetään. Laskentapohja koetaan kuitenkin hyödylliseksi, koska tilanteissa, joissa tarkastettavia pilarianturoita ja kuormitustapauksia on useampia, opinnäytetyönä tehty laskentapohja on helpoin tapa varmistaa anturan kestävyys kaikissa kuormitustapauksissa. Perinteisissä talokohteissa, missä pilarianturoita ei välttämättä ole paljon eikä myöskään kuormitustapauksia, pystytään pilarianturat helposti laskemaan myös muilla pilarianturoiden mitoitukseen tarkoitetuilla laskentapohjilla tai ohjelmistoilla.

Normaalisti talorakenteissa pilarianturoita ei useinkaan optimoida, vaan lasketaan pahin tilanne ja käytetään samankokoista pilarianturaa jokaisen pilarin alla. Opinnäytetyönä tehdyllä laskentapohjalla pystytään tarvittaessa optimoimaan helpommin pilarianturoita, koska laskentapohjaan on helppo ja nopea lisätä eri kuormitustapauksia ja yhdistelmiä. Laskentapohjien ongelmana on myös usein se, että käyttäjä joutuu tekemään paljon työtä selvittääkseen, miten laskentapohja laskee ja mihin standardiin tai ohjeisiin laskenta perustuu. Laskentapohjassa on pyritty esittämään laskenta välivaiheineen selkeästi käyttäjälle, jolloin

käyttäjän on helppo tarkistaa, miten lopputulokseen on päädytty. Laskentapohjan voisi todeta olevan hyödyllisimmillään kohteissa, jotka sisältävät paljon pilarianturoita ja silloin, kun käyttäjä haluaa selkeän kuvan laskennan etenemisestä. Pie-nissä tai vähän pilarianturoita sisältävissä projekteissa hyöty jää isoja kohteita pienemmäksi ja työnaikainen käyttö tulee osoittamaan sen hyödyllisyyden.

7.3 Tulevaisuuden kehitystavoitteet

Laskentapohjan tarkoituksena oli tehdä vähintään vastaavat tarkastelut kuin maanvaraisen anturan laskentaan tarkoitettu SKOL- laskentapohja. Suurilta osin tässä onnistuttiin, mutta epäkeskisesti kuormitetun pilarianturan osalta lävistysmitoitusta tulee vielä päivittää, koska eurokoodin mukaisen lävistyslaskennan ite-ratiivisen laskentamenetelmän toteuttaminen Excelissä osoittautui haastavaksi eri kuormitustilanteissa ja tämän vuoksi kaikilla tarkastuspiirin pituuksilla ei päästä täysin tarkkaan tulokseen. Toistaiseksi laskentapohjalla pystyy mitoitta-maan lävistyksen ainoastaan neliö- tai suorakaidepilarille. Jatkossa laskentapoh-jaa kehitetään laskemaan lävistys tarkasti kaikilla tarkastuspiirin etäisyyksillä sekä tekemään lävistysmitoitus pyöreälle pilarille. Laskentapohjaa voidaan myös kehittää mitoittamaan yläpinnastaan vedettyjä anturoita, mitoittamaan halkaisu-teräkset kalliolle perustettaessa tai mitoittamaan leikkaustappeja vinon kallion va-raan perustettaessa.

8 TULOSTEN TARKASTELU

8.1 Laskentapohjan toiminta ja testaus

Laskentapohjaa testattiin kehityksen aikaisen testauksen lisäksi kolmella eri kuormitustapauksella. Ensimmäisessä rakenteella on pelkkää pystykuormaa, toisessa momenttia yhteen suuntaan ja kolmannessa momenttia kahteen suuntaan. Robot structural analysis professional 2020 ja Jigi ohjelmistoilla tehtyjen pilarianturamitoitusten laskennan välivaiheet ja tulokset on esitetty kyseisissä ohjelmissa melko suppeasti, jolloin vertailun tekeminen näiden ohjelmien tulosten kanssa osoittautui hankalaksi. Tästä syystä laskennan tuloksia vertailtiin vain opinnäytetyössä tehdyn laskentapohjan ja SKOL-maanvaraisen anturan laskentapohjan välillä.

Laskentapohjan testauksessa huomattiin eroja SKOL-pohjan ja opinnäytetyönä tehdyn laskentapohjan laskentatavoissa. Esimerkiksi pilarianturan halkeamatarkastelussa SKOL-pohja laskee halkeilun määrittämiseen käytetyn momentin murtorajatilan pohjapainejakaumalla eli kuvion 3 mukaisella pohjapainejakaumalla eikä käyttörajatilan eli kuvion 4 mukaisella pohjapainejakaumalla. Tästä kysyttiin SKOL-laskentapohjia ylläpitävältä työryhmältä ja vastaukseksi saatiin, että he tutkivat, onko eri laskentatavalla suurta vaikutusta. Tässä opinnäytetyössä tehdyn vertailun perusteella ei pystytä vielä varmasti sanomaan, kuinka suuri merkitys eri laskentatavoilla on lopputuloksen kannalta, vaan eron varmentamiseksi vertailua tulisi tehdä enemmän.

Laskentapohjien tulosten välistä vertailua tehdessä huomattiin muitakin kysymyksiä herättäviä yksinkertaistuksia SKOL-laskentapohjassa, varsinkin lävistysmitoituksessa. Näistä tullaan lähettämään kysymykset SKOL-pohjan ylläpitäjille ja nähtäväksi jää, onko näillä yksinkertaistuksilla suurta merkitystä lopputuloksen kannalta.

8.1.1 Vain pystykuormalla rasitettu pilariantura

Ensin testattiin eri laskentapohjilla keskeisesti kuormitettua pilarianturaa. Laskennassa käytetyt lähtötiedot on nähtävissä taulukossa 19.

TAULUKKO 19. Ensimmäisen pilarianturan lähtötiedot.

Kuormitustapaus 1900/ 21 (C)

Betonin ominaisuudet

Lujuusluokka C30/37		$\gamma_c =$	1,5
f_{ck}	30 MPa	$f_{ctk,0.05}$	2 MPa
f_{cd}	17,0 MPa	f_{ctd}	1,33 MPa
$f_{ck,cube}$	37 MPa	f_{ctm}	2,90 MPa
f_{cm}	38 MPa	E_{cm}	32837 MPa
$f_{ctd,pl}$	0,8 MPa	$f_{ct,eff}$	2,90 MPa

Betoniteräksen ominaisuudet

Betoniteräksen luokka: B500B

$\gamma_s =$	1,15	$n_x =$	9 kpl
f_{yk}	500 MPa	$n_y =$	9 kpl
f_{yd}	434,8 MPa	$T_x =$	12 mm
E_s	200000 MPa	$T_y =$	12 mm
$A_{s,min,x}$	803 mm ²	$A_{s,x}$ [mm ²]	1018 mm ²
$A_{s,min,y}$	781 mm ²	$A_{s,y}$ [mm ²]	1018 mm ²
S_x	150 mm	Taivutettu	150 mm
S_y	150 mm	Ankkurointi	Hyvät

Anturan mitat

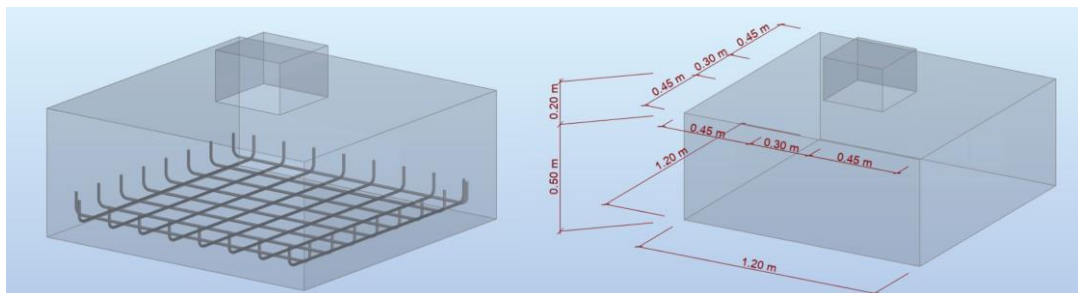
B1	1200 mm	cr	50 mm
B2	1200 mm	hp	200 mm
h	500 mm	b1	300 mm
c	50 mm	b2	300 mm
a_1	450 mm	d_x	444 mm
a_2	450 mm	d_y	432 mm

Kantokestävyys

$R_d/A' =$	500 kN/m ²
------------	-----------------------

TAULUKKO 20. Ensimmäisen pilarianturan kuormat.

MRT/KRT/EQU	NODE/ CASE	FX (kN)	FY(kN)	FZ(kN)	MX(kNm)	My(kNm)	Mz(kNm)
MRT	1900/ 21 (C)	0	0	570	0	0	0



KUVIO 30. Anturan mitat ja rauditus.

TAULUKKO 21. Ensimmäisten pilarianturan laskelmien tulokset.

KOELASKELMAT 1	OK	SKOL
Pohjapaine	411 kN/m ²	411 kN/m ²
Minimiraudoitus	803 mm ²	802 mm ²
Taivutusmomentti	48kNm	50kNm
Raudoituksen käyttöaste x-akselin ympäri	25 %	26 %
Raudoituksen käyttöaste y-akselin ympäri	25 %	26 %
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus x- suunnassa	62mm	71mm
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus y- suunnassa	64mm	73mm
Halkeamaleveys	Ei halkeile	Ei halkeile
- $S_{r,max}$ (halkeamaväli)	562mm	562mm
- $M_{cr,x}$ (Halkeilumomentti)	144,8kNm	144,8kNm
- $\epsilon_{cm,x} - \epsilon_{s,x}$	0,00019	0,00019
Lävistys (tarkastuspiirillä 1d)	9 %	9,50 %

Taulukossa 21 on esitetty vertailutulokset eri laskentapohjista. Opinnäytetyönä tehdyn laskentapohjan tulokset ovat sarakkeessa "OK" ja SKOL ry:n B19 maanvarainen antura- laskentapohjan tulokset sarakkeessa "SKOL". Vertailussa on käytetty arvoja, jotka ovat saatavilla molemmissa ohjelmistoissa. SKOL- pohjan taivutusmomentti on hieman suurempi, koska siinä on huomioitu myös anturan omapaino momenttia aiheuttavana tekijänä, vaikka sitä ei tarvitse huomioida. Myöskin ankkuroinnin tuloksissa on eroa, koska SKOL- pohja käyttää sisäisenä momenttivartena korkeutta 0,9d ja opinnäytetyön laskentapohja käyttää laskettua sisäistä momenttivartta. Lävistyksen laskennassa tarkastuspiirillä 1d molemmissa laskentapohjissa on lähes sama tulos, mutta opinnäytetyön laskentapohjassa kriittinen lävistyskartio sijaitsee 0,45d etäisyydellä anturasta, jolloin käyttöaste on huomattavasti suurempi. SKOL- pohja laskee lävistyskestävyyden opinnäytetyön tekijän tulkinnan mukaan vain alueella 1d-2d, jolloin huippuarvo jää laskematta. Ensimmäisessä koelaskelmassa ei ole vertailtu kaatumisvarmuutta tai liukumiskestävyyttä, koska rakenteeseen ei vaikuta vaakakuormia tai momenttia. Liitteessä 1 on esitetty tuloste laskentapohjan "Laskenta" välilehdeltä, josta käyttäjä voi tarkastella halutun kuormitusyhdistelmän mukaista laskentaa.

8.1.2 Yhden suunnan momentilla ja vaakakuormalla rasitettu pilariantura

Toisessa koelaskelmassa anturan sivumitat kasvatettiin 1,4 m:iin, muutoin laskennan tiedot pysyi samana, paitsi lisättiin momenttia ja vaakavoimaa yhteen suuntaan. Taulukoissa 22 ja 23 on esitetty toisen laskennan lähtötiedot.

Taulukko 22. Toisen pilarianturan lähtötiedot

Kuormitustapaus 1900/3

Betonin ominaisuudet

Lujuusluokka C30/37

		$\gamma_c = 1,5$	
f_{ck}	30 MPa	$f_{ctk,0.05}$	2 MPa
f_{cd}	17,0 MPa	f_{ctd}	1,33 MPa
$f_{ck,cube}$	37 MPa	f_{ctm}	2,90 MPa
f_{cm}	38 MPa	E_{cm}	32837 MPa
$f_{ctd,pl}$	0,8 MPa	$f_{ct,eff}$	2,90 MPa

Betoniteräksen ominaisuudet

Betoniteräksen luokka B500B

$\gamma_s = 1,15$		$n_x = 10$ kpl	
f_{yk}	500 MPa	$n_y = 10$ kpl	
f_{yd}	434,8 MPa	$T_x = 12$ mm	
E_s	200000 MPa	$T_y = 12$ mm	
$A_{s,min,x}$	937 mm ²	$A_{s,x}$ [mm ²]	1131 mm ²
$A_{s,min,y}$	911 mm ²	$A_{s,y}$ [mm ²]	1131 mm ²
S_x	150 mm	Taivutettu	150 mm
S_y	150 mm	Ankkurointi	Hyvät

Anturan mitat

B1	1400 mm	cr	50 mm
B2	1400 mm	hp	200 mm
h	500 mm	b1	300 mm
c	50 mm	b2	300 mm
a ₁	550 mm	d _x	444 mm
a ₂	550 mm	d _y	432 mm

Kantokestävyys

R_d/A'	500 kN/m ²
----------	-----------------------

TAULUKKO 23. Toisen pilarianturan kuormat

MRT/KRT/EQU	NODE/ CASE	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
MRT	1900/3	30	0	570	0	34,5	0

Taulukko 24. Toisen pilarianturan laskennan tulokset

KOELASKELMAT 2	OK	SKOL
Pohjapaine	352 kN/m ²	352 kN/m ²
Minimiraudoitus	937 mm ²	936 mm ²
Taivutusmomentti x-/y- akselin ympäri	62/71kNm	65/75kNm
Raudoituksen käyttöaste x- akselin ympäri	29 %	31 %
Raudoituksen käyttöaste y- akselin ympäri	33 %	34 %
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus x- suunnassa	82mm	95mm
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus y- suunnassa	73mm	85mm
Halkeamaleveys (y-akselin ympäri)	Ei halkeile	Ei halkeile
- $S_{r,max}$ (halkeamaväli)	524mm	524mm
- $M_{cr,x}$ (Halkeilumomentti)	169kNm	169kNm
- $\epsilon_{cm,x}$ - $\epsilon_{s,x}$	0,00026	0,00025
Lävistys (tarkastuspiirillä 1d)	19,4 %	19,7 %
Liukuminen x-suuntaan	14 %	19 %

Taulukossa 24 nähdään toisen testianturan tulosten vastaavan toisiaan melko hyvin. Raudoituksen käyttöasteessa ja vaaditussa ankkurointipituudessa huomataan pieniä eroja, jotka johtuvat ensimmäisessä tulosvertailussa esitetystä syistä. Halkeilulaskennassa vertailu on tehty vain y-akselin ympäri, koska vain siinä suunnassa on momenttia, x-akselin suunnassa tulokset vastaavat ensimmäisen vertailulaskelman tuloksia. Halkeilulaskennassa pieni ero venymäeroissa johtuu siitä, että opinnäytetyössä käyttörajatilan momentti on laskettu käyttörajatilan kuormanjakautumismallin mukaan ja SKOL-pohjassa se on laskettu murto-rajatilan kuormanjakautumismallin mukaan. Ensimmäisessä tulosvertailussa eroa ei syntynyt, koska kuormitus oli keskeinen molempiin suuntiin. Lävistyksen laskennassa on päästy 1d tarkastuspiirillä melko lähelle samaa tulosta, mutta todellisuudessa tässäkin kuormitustilanteessa kriittinen lävistyskartion sivumitta a on välillä $0,4d$ - $0,55d$, jolloin käyttöaste on 40% luokkaa.

Tuloksista huomataan myös, että liukumiskestävyden mitoituksen käyttöasteissa on ero. Liukumista on tarkasteltu tässä laskelmassa vain x-suuntaan,

koska vain siinä suunnassa on vaakakuormaa. Mitoituksen ero johtuu myös SKOL- laskentapohjassa varmalle puolelle tehdyistä yksinkertaistuksista. Eurokoodin standardissa 1997-1-1 (Geotekninen suunnittelu, osa 1, yleiset säännöt), kohdassa 6.5.3, (8) esitetään, että avoimissa olosuhteissa tehtävä leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kohdistamalla osavarmuusluvut maapohjan ominaisuuksiin tai maapohjan kestävyteen. Vertailun aikana havaittiin, että SKOL-pohja kohdistaa osavarmuusluvut molempiin, jolloin tulos on varmalla puolella ja tämän vuoksi käyttöaste on suurempi. Kaatumisvarmuuden tulosvertailua ei tehty, koska SKOL-pohja tarkistaa kaatumisvarmuuden rajoittamalla epäkeskisyyden arvoon B/3 stabiiliteettitarkastelussa käytettävällä EQU kuormitusyhdistelmällä eikä vertaa kaatavien ja tukevien kuormien suhdetta kuten opinnäytteenä tehty laskentapohja.

8.1.3 Kahden suunnan momentilla ja vaakakuormalla rasitettu pilariantura

Kolmannessa koelaskelmassa anturan koko pysyy samana kuin toisessa laskelmassa, mutta anturaan vaikuttaa vaakakuorma ja momentti myös toiseen suuntaan. Pilarianturan ominaisuudet ovat myös tässä tilanteessa taulukon 22 mukaiset. Taulukossa 25 on esitetty kolmannen pilarianturan kuormitukset.

TAULUKKO 25. Kolmannen pilarianturan kuormat.

MRT/KRT/EQU	NODE/ CASE	FX (kN)	FY(kN)	FZ(kN)	MX(kNm)	My(kNm)	Mz(kNm)
MRT	1900/ 22 (C)	30	45	570	46	34,5	0

TAULUKKO 26. Kolmannen pilarianturan laskennan tulokset

KOELASKELMAT 3	OK	SKOL
Pohjapaine	432 kN/m ²	375 kN/m ²
Minimiraudoitus	937 mm ²	936 mm ²
Taivutusmomentti x-/y- akselin ympäri	76/71 kNm	79/75 kNm
Raudoituksen käyttöaste x- akselin ympäri	36 %	38 %
Raudoituksen käyttöaste y- akselin ympäri	33 %	34 %
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus x- suunnassa	82 mm	95 mm
Ankkurointi pilarin reunassa, vaadittu ankkurointipituus y- suunnassa	90 mm	104 mm
Halkeamaleveys (x-akselin ympäri)	Ei halkeile	Ei halkeile
- $S_{r,max}$ (halkeamaväli)	581 mm	581 mm
- $M_{cr,x}$ (Halkeilumomentti)	169kNm	169kNm
- $E_{cm,x} \cdot E_{s,x}$	0,00029	0,00027
Halkeamaleveys (y-akselin ympäri)	Ei halkeile	Ei halkeile
- $S_{r,max}$ (halkeamaväli)	524mm	524mm
- $M_{cr,x}$ (Halkeilumomentti)	169kNm	169kNm
- $E_{cm,x} \cdot E_{s,x}$	0,00026	0,00025
Lävistys (tarkastuspiirillä 1d) x- akselin ympäri	17,0 %	19,8 %
Lävistys (tarkastuspiirillä 1d) y- akselin ympäri	19,4 %	19,7 %
Liukuminen x-suuntaan	14 %	19 %
Liukuminen y-suuntaan	20 %	29 %

Taulukosta 26 havaitaan, että pohjapaine on tässä tilanteessa merkittävästi erilainen. Pohjapaineen ero johtuu siitä, että SKOL-pohja tarkastelee pohjapaineen erikseen molemmissa suunnissa eikä huomioi samaan aikaan eri suunnissa vaikuttavaa vaakakuormaa tai momenttia, mutta opinnäytetyönä tehty laskentapohja tarkastaa tämän. SKOL-pohjan ohjeissa mainitaan, että x- ja y- suunnan epäkeskisyiksiä tarkastellaan omina tapauksina ja käyttäjän tulee huomata tämä mittaessaan anturaa. Toinen selkeä ero huomataan lävistystarkastelussa x-akselin ympäri. Opinnäytetyönä tehdyssä laskentapohjassa on vielä tämän loppu-

työn luovutushetkellä päivittämättä lävistyskuormaa aiheuttavan pinta-alan laskenta, jolloin suurella epäkeskisyydellä lävistyskuorma jää hieman liian pieneksi, kun tarkastellaan laskentaa 1d tarkastuspiirin etäisyydellä pilarista. Tarkasteltaessa pienemmällä tarkastuspiirillä, saadaan tarkempia tuloksia.

8.1.4 Yhteenveto vertailulaskelmista

Vertailulaskemien perusteella voidaan todeta, että opinnäytetyönä tehdyn laskentapohjan tulokset ovat melko luotettavia. Laskentapohja laskee hieman tarkemmin kuin SKOL-laskentapohja eikä niin paljon varmalle puolelle. Lävistysmitoituksen osalta laskentapohja vaatii vielä pientä kehitystä, koska tällä hetkellä käyttäjän on osattava tarkistaa, millä tarkastuspiirillä merkittävin lävistyskuorma vaikuttaa, jotta tietää tuloksen luotettavuuden. Vertailulaskelmissa tarkasteltavana olleissa anturoissa ei syntynyt halkeilua vertailussa käytetyillä kuormituksilla, mutta laskelmien tuloksissa esitettiin kaikki tekijät, jotka vaikuttavat halkeamaleveyteen, jolloin voidaan todeta, että myös hakeamaleveyden laskennan tulokset olisivat hyvin lähellä toisiaan.

Tässä opinnäytetyössä tehtyjen vertailujen perusteella käyttörajatilan mukaisen pohjapainejakauman käytöllä halkeamalaskennassa ei ole merkittävää vaikutusta lopputulokseen, jolloin voidaan ajatella, että SKOL- pohjassa käytetty murtorajatilan mukainen pohjapainejakauma on hyväksyttävä yksinkertaistus.

8.2 Palaute

Opinnäytetyönä tehtyä laskentapohjaa esiteltiin WSP Finland Oy:ssä opinnäytetyön ohjaajana toimivalle Sami Lampiselle ja opinnäytyöaihetta ehdottaneelle Merja Walkeajärvelle. Esittelystä saatiin hyvää palautetta laskennasta ja laskentapohjan ulkoasusta. Pääosin opinnäytetyön laskentapohjaan oltiin tyytyväisiä. Pieniä kehitysehdotuksia tuli mm. halkeamalaskennan tuloksen esittämiseen, vaikka betonin halkeilumomentti ei ylittyisi. Nämä pienet päivitykset tehdään vielä laskentapohjaan tämän opinnäytetyön luovutuksen jälkeen. Myöhemmin laskentapohja tullaan ottamaan käyttöön koko yrityksessä, jolloin saadaan varmasti lisää palautetta ja pystytään kehittämään laskentapohjaa vielä selkeämmäksi ja monipuolisemmaksi.

9 YHTEENVETO

Useasti pilarianturan mitoitusta pidetään suunnittelutyössä rutiinityönä, mutta opinnäytetyötä tehdessä sai huomata, että pilarianturan geo- ja rakennetekninen mitoitus on melko monimutkainen ja työläs prosessi, joka epäilemättä ei ole täysin selkeä monille suunnittelijoille. Tässä työssä käsiteltiin pääosin rakenneteknistä mitoitusta ja geotekninen mitoitus rajoittui kantokestävyyden laskentaan sekä liukumistarkasteluun. Tässä työssä ei käsitelty anturan alapuolisen maan painuman laskentaa, mutta se on myös yksi oleellinen tekijä pilarianturan mitoituksessa ja pohjamaasta riippuen saattaa määrittää, kuinka paljon anturaa pystytään kuormittamaan. Työn tavoitteena oli tehdä WSP Finland Oy:lle laskentapohja, jolla pystytään mitoittamaan pilariantura kymmenille tai sadoille kuormitusyhdistelmille kerralla. Työn tuloksena saatiin helppokäyttöinen laskentapohja, josta tulosten ja laskennan tarkastelu onnistuu helposti parilta välilehdeltä. Tässä opinnäytetyössä on lisäksi käyty laskenta tarkkaan läpi, jolloin lukija saa selkeän kuvan pilarianturan mitoituksen etenemisestä.

Opinnäytetyössä vertailulaskelmia tehtiin eri tavalla kuormitetuille pilarianturoille ja selvitettiin tuloksissa näkyvien erojen syyt, jolloin lukija voi itse todeta laskentapohjan tulosten luotettavuuden. Lisäksi vertailulaskelmia tehdessä huomattiin, että lävistysjännityksen huippuarvot löytyivät kaikissa tapauksissa kriittisen lävistyskartion sivumitan a ollessa välillä $0,4d$ - $0,55d$. Myös B4:n laskentatapa käyttää kriittisenä lävistyspiirinä piiriä, joka sijaitsee $0,5d$:n etäisyydellä pilarista. Nähtäväksi jää, miten tulevissa betonirakenteiden eurokoodin päivityksissä yksinkertaistetaan lävistyksen laskentaa ja annetaanko kriittisen lävistyskartion sivumitalle jokin tarkka arvo, kuten $0,5d$. Vertailulaskelmien yhteydessä huomattiin SKOL-laskentapohjassa yksinkertaistuksia ja mahdollisia virheitä, joista lähetetään SKOL-laskentapohjia ylläpitävälle työryhmälle kysymykset. Tulevaisuudessa laskentapohjaa voidaan kehittää vastaamaan käytön aikana havaittuja tarpeita, joita voisivat olla esimerkiksi muut kuin neliön- tai suorakaiteen muotoiset pilarianturat tai yläpinnastaan taivutetut pilarianturat.

LÄHTEET

- [1] SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2006.
- [2] SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2015.
- [3] SFS-EN 1997-1-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa1: Yleiset säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS, 2014.
- [4] M. Leskelä, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by 210, Suomen betoniyhdistys ry, 2008.
- [5] P. Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja- Osa1, by 211, Suomen betoniyhdistys ry, 2013.
- [6] P. Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja- Osa2, by 211, Suomen betoniyhdistys ry, 2014.
- [7] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet, Ympäristöministeriö, 2019.
- [8] Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet, Ympäristöministeriö, 2016.
- [9] Suomen Rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Pohjarakenteiden suunnittelu, Ympäristöministeriö, 2018
- [10] RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 2017
- [11] RIL 207-2009, Geotekninen suunnittelu, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 2009
- [12] RIL 202-2011, Betonirakenteiden suunnitteluohje, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry ja Suomen Betoniyhdistys ry, 2011
- [13] A. Koponen, Rakennustuoteteollisuus RTT ry, erityisasiantuntija, 2020
- [14] Commentary Eurocode 2, European concrete platform ASBL, 2008
- [15] Eurokoodin soveltamisohje- Geotekninen suunnittelu- NCCI 7, Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet, 2017
- [16] R. Jääskeläinen, Geotekniikan perusteet, Tammertekniikka, 2011
- [17] R. Jääskeläinen, Pohjarakennuksen perusteet, Tammertekniikka, 2009

[18] Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, osa 7: pilarilaatat, Rakennustuoteteollisuus, s.8, 2010

[19] Bonic, Davidovic, Vacev, Romic, Zlatanovic, Savic; Punching behavior of reinforced concrete footings at testing and according to Eurocode 2 and fib model code 2010, International Journal of Concrete Structures and Materials, 2017

LIITTEET

Liite 1. Ensimmäisen tulosvertailussa käytetyn pilarianturan laskenta.

Kohde:
Projektinumero:Tekijä:
1(8)

PILARIANTURAN MITOITUS- LASKENTA

Kuormitustapaus 1900/ 21 (C)

Betonin ominaisuudet

Lujuusluokka C30/37		$\gamma_c =$	1,5
f_{ck}	30 MPa	$f_{ctk,0,05}$	2 MPa
f_{cd}	17,0 MPa	f_{ctd}	1,33 MPa
$f_{ck,cube}$	37 MPa	f_{ctm}	2,90 MPa
f_{cm}	38 MPa	E_{cm}	32837 MPa
$f_{ctd,pl}$	0,8 MPa	$f_{ct,eff}$	2,90 MPa

Betoniteräksen ominaisuudet

Betoniteräksen luokka B500B		$\nu_s =$	1,15	$n_x =$	9 kpl
f_{yk}	500 Mpa	$n_y =$	9 kpl	$T_x =$	12 mm
f_{yd}	434,8 MPa	$T_y =$	12 mm	$A_{s,min,x}$	803 mm ²
E_s	200000 MPa	$A_{s,x}$ [mm ²]	1018 mm ²	$A_{s,min,y}$	781 mm ²
$A_{s,min,y}$	781 mm ²	$A_{s,y}$ [mm ²]	1018 mm ²	S_x	150 mm
S_x	150 mm	Taivutettu	150 mm	S_y	150 mm
S_y	150 mm	Ankkurointi olosuhteet	Hyvät		

Anturan mitat

B1	1200 mm	cr	50 mm
B2	1200 mm	hp	200 mm
h	500 mm	b1	300 mm
c	50 mm	b2	300 mm
a ₁	450 mm	d _x	444 mm
a ₂	450 mm	d _y	432 mm

Kantokestävyys

Rd/A'	500 kN/m ²
-------	-----------------------

Epäkeskisyys (By211 osa2, s.180)

$N_{Ed} =$	591 kN	$H_{y,Ed} =$	0 kN
$H_{x,Ed} =$	0 kN	$M_{y,Ed} =$	0 kNm
$M_{x,Ed} =$	0 kNm		

$$e_d = \frac{M_{c,Ed} + H_{Ed}h}{N_{Ed}}$$

$e_{xd} =$	0,0 mm
$e_{yd} =$	0,0 mm

Pohjapaine MRT (BY211,Osa2,s.180)

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \quad \text{keskeisellä kuormalla}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e)B_2} \quad \text{Epäkeskeisellä kuormalla}$$

$\sigma_{gd,x} =$	396,2 kN/m ²	$\sigma_{gd,y} =$	396,2 kN/m ²
-------------------	-------------------------	-------------------	-------------------------



Kohde:
Projektinumero:

Tekijä:
2(8)

$\sigma_{gd} = 410,6 \text{ kN/m}^2$ Anturan omapaino huomioitu
 $KA = 82 \%$

Raudoittamattoman anturan mahdollisuuden tarkastus (BY211,Osa2,s.192)

$$h_f \geq 3,53\alpha_{1,2} \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$$

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05}/\gamma_C \quad (\text{EC1992-1-1, kaava 12.1})$$

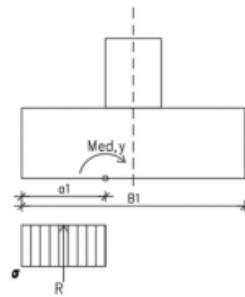
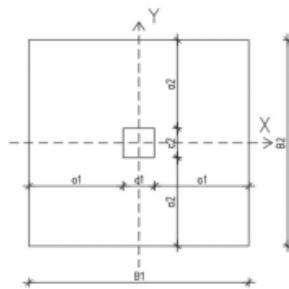
$h_{fx} = 1118 \text{ mm}$ $h_{fy} = 1118 \text{ mm}$

$KA_x = h_{fx}/h = 224 \%$ $KA_y = h_{fy}/h = 224 \%$

Taivutusmitoitus (BY211, mukaan)

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot B \cdot (\sigma_{gd} - g_{d,antura} - g_{d,maa}), \quad (\text{BY211,Osa2,s.185})$$

$M_{ed,x} = 48,1 \text{ kNm}$ $M_{ed,y} = 48,1 \text{ kNm}$



$A_{s,min,y} = 781 \text{ mm}^2$	$A_{s,min,x} = 803 \text{ mm}^2$	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d, \quad 0,0013 \cdot b_t \cdot d,$
$\mu_{Mx} = 0,01264$	$\mu_{My} = 0,01197$	$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{BY211, Osa1, s.96})$
$\beta_{Mx} = 0,01272$	$\beta_{My} = 0,01204$	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}, \quad (\text{BY211, Osa1, s.96})$
$z_{Mx} = 429,3 \text{ mm}$	$z_{My} = 441,3 \text{ mm}$	$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (\text{BY211, Osa1, s.99})$
$A_{s,Mx} = 257,9 \text{ mm}^2$	$A_{s,My} = 250,9 \text{ mm}^2$	$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (\text{BY211, Osa1, s.99})$
$KA_{As,Mx} = 25,3 \%$	$KA_{As,My} = 24,6 \%$	
$\mu_{bd} = 0,372$	$\beta_{bd} = 0,493$	
$\mu_{M,max}/\mu_{bd} = 3 \%$	$\beta_{M,max}/\beta_{bd} = 3 \%$	Suht. momentin ja puristuspinnan suht. korkeuden käyttöaste

Raudoituksen ankkurointi

Ankkuroituminen pilarin reunan linjassa

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s, Mx,y}}{A_{s,x,y}} \quad \sigma_{sd,y} = 110,2 \text{ MPa} \quad \text{Y-suunt raudoituksen jännitys}$$

$$\sigma_{sd,x} = 107,2 \text{ MPa} \quad \text{X-suuntaisen raudoituksen jännitys}$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 3 \text{ MPa} \quad (\text{EC 1992-1-1, kaava 8.2})$$

$$l_{b,reqd} = (\phi/4) (\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad l_{b,reqd,x} = 107,2 \text{ mm} \quad (\text{EC 1992-1-1, kaava 8.3})$$

$$l_{b,reqd,y} = 110,2 \text{ mm}$$

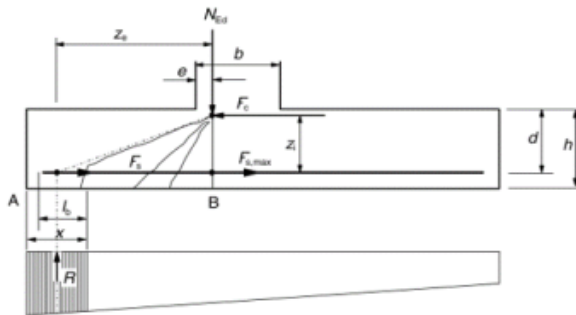
$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,reqd} \quad (\text{EC 1992-1-1, kaava 8.4})$$

$$\alpha_{x,kok} = 0,58 \quad \text{kertoimien } \alpha_1\text{-}\alpha_5 \text{ tulo}$$

$$\alpha_{y,kok} = 0,58 \quad \text{kertoimien } \alpha_1\text{-}\alpha_5 \text{ tulo}$$

$$l_{bd,x} = 61,88 \text{ mm} \quad \text{x-suunnan ankkurointipituus}$$

$$l_{bd,y} = 63,63 \text{ mm} \quad \text{y-suunnan ankkurointipituus}$$

Vinohalkeamille ankkurointi


(KUVA: EN1992-1-1, Kuva 9.13)

X-SUUNTAAN

$$x = \frac{h}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$e_x = 0,15 \cdot b_1 = 45 \text{ mm}$$

$$z_{i,x} = 0,9d_x = 399,6 \text{ mm}$$

$$z_{e,x} = a_1 - \frac{x}{2} + e_x = 370 \text{ mm}$$

$$R_x = x \cdot \sigma_{gd,x} \cdot B2 = 118,9 \text{ kN}$$

$$F_{s,x} = R_x \frac{z_{e,x}}{z_{i,x}} = 110,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_{x,s} = \frac{F_{s,x}}{A_{s,x}} = 108,1 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{bd,x2} = 62,4 \text{ mm}$$

Y-SUUNTAAN

(Kaikki kaavat EN1992-1-1, 9.8.2.2 (1-5))

$$e_y = 0,15 \cdot b_2 = 45 \text{ mm}$$

$$z_{i,y} = 0,9d_y = 388,8 \text{ mm}$$

$$z_{e,y} = a_2 - \frac{x}{2} + e_y = 370 \text{ mm}$$

$$R_y = x \cdot \sigma_{gd,y} \cdot B1 = 118,9 \text{ kN}$$

$$F_{s,y} = R_y \frac{z_{e,y}}{z_{i,y}} = 113,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_{y,s} = \frac{F_{s,y}}{A_{s,y}} = 111,1 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{bd,y2} = 64,2 \text{ mm}$$

Minimi ankkurointipituus

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}\} \quad (\text{EN1992-1-1, Kaava 8.6})$$

$$l_{b,min,x} = 120 \text{ mm} \quad l_{b,min,y} = 120 \text{ mm}$$

Lähtötietojen perusteella toteutuneet ankkurointipituudet

$l_{bx1} =$	550 mm	$l_{by1} =$	550 mm
$l_{bx2} =$	350 mm	$l_{by2} =$	350 mm
$KA_{lbx1} =$	11 %	$KA_{lby1} =$	12 %
$KA_{lbx2} =$	18 %	$KA_{lby2} =$	18 %

Lävistysmitoitus (EC1992-1-1)

Yleiset tekijät

$$a = 0,1d-2d \quad \text{krittisen lävistyskartion sivumitta, muuttuva arvo}$$

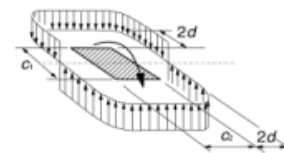
$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 300 \text{ mm}$$

Taulukko 6.1 Kertoimen k arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)} = 0,0932749$$

$$k_{rdc} \geq 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} = 1,6757374$$



(KUVA: EN1992-1-1, Kuva 6.19)

$$k_x = 0,6 \quad \text{kerroin, kun momentti x-akselin ympäri}$$

$$k_y = 0,6 \quad \text{kerroin, kun momentti y-akselin ympäri}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 438 \text{ mm}$$

$$u = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a \quad \text{Lävistyskartion piiri}$$

Momentti x-akselin ympäri

$$A_{eff,x} := B_1 \cdot l_y - \left[2 \cdot a \cdot (c_1 + c_2) + (c_1 \cdot c_2) + \pi \cdot a^2 \right] \quad \text{Pinta-ala, jolta muodostuu lävistyskuormaa}$$

$$\sigma_{d,x} = 0,39619271 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Anturan pohjaan vaikuttava jännitys}$$

$$V_{Ed,red,x} := A_{eff,x} \cdot \sigma_{d,x} \quad \text{Leikkausvoiman mitoitusarvo}$$

$$W_2 := \frac{c_2^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot a + 4 \cdot a^2 + \pi \cdot a \cdot c_2 \quad (\text{By211, osa2, s.202})$$

$$M_{Ed,x} := 0 \text{ Nmm} \quad \text{Momentti x-akselin ympäri (MRT)}$$

$$v_{Ed,x} := \frac{V_{Ed,red,x}}{u \cdot d} \cdot \left(1 + k_x \cdot \frac{M_{Ed,x} \cdot u}{V_{Ed,red,x} \cdot W_2} \right) \quad \text{Leikkausjännitys tarkastuspiirillä u}$$

$$A_{s,y} := 1018 \text{ mm}^2 \quad \text{Y-akselin suuntaisen raudoituksen ala}$$

$$\rho_{1,y} := \frac{A_{s,y}}{B_1 \cdot d} = 0,00194 \quad \text{Vetoraudoituksen suhteellinen ala y-suunnassa}$$



Kohde:
Projektinnumero:

Tekijä:
5(8)

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k_{rde} \cdot (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a}$$

$$KA = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 29,4 \%$$

Momentti y-akselin ympäri

$$A_{\text{eff},y} = B_2 L_x - [2 \cdot a \cdot (c_1 + c_2) + (c_1 c_2) + \pi \cdot a^2]$$

$$\sigma_{d,y} = 0,39619271 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{\text{Ed,red},y} = A_{\text{eff},y} \cdot \sigma_{d,y}$$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 2 c_2 a + 4 a^2 + \pi a c_1$$

$$M_{\text{Ed},y} = 0 \text{ Nmm}$$

$$v_{\text{Ed},y} = \frac{V_{\text{Ed,red},y}}{u \cdot d} \left(1 + k_y \frac{M_{\text{Ed},y} \cdot u}{V_{\text{Ed,red},y} \cdot W_1} \right)$$

$$A_{s,x} = 1018 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{1x} = \frac{A_{s,x}}{B_2 \cdot d} = 0,0019366$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k_{rde} \cdot (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a}$$

$$KA = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 29,4 \%$$

KRT mitoitus

Pohjapaine KRT (BY211, osa2, s.182)

$$\sigma_{gd,1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 + 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad \sigma_{gd1x} = 395,8 \text{ kN/m}^2$$

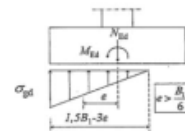
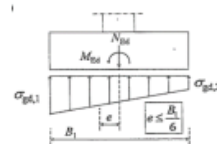
$$\sigma_{gd1y} = 395,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gd,2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 - 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad \sigma_{gd2x} = 395,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gd2y} = 395,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e)B_2} \quad \sigma_{gdx} = \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{gdy} = \text{kN/m}^2$$



(KUVA: By211, osa 2, s.182)

Leikkausraudoittamattoman anturan lävistyskestävyys

Lävistyksen käyttöaste

Pinta-ala, jolta muodostuu lävistyskuormaa

Anturan pohjaan vaikuttava jännitys

Leikkausvoiman mitoitusarvo

(By211, osa2, s.202)

Momentti y-akselin ympäri (MRT)

Leikkajännitys tarkastuspiirillä u

X-akselin suuntaisen raudituksen ala

Vetorausituksen suhteellinen ala x-suunnassa

Leikkausraudoittamattoman anturan lävistyskestävyys

Lävistyksen käyttöaste

Halkeamamitoitus

X-akselin ympäri (y-akselin suuntaan)

$W_{I,x} = \frac{B_1 \cdot h^2}{6}$	= 50000000,0 mm ³	Halkeamattoman tilan taivutusvastus
$M_{R,cr,x} = f_{ct,eff} W_{I,x}$	= 144,8 kNm	Halkeilumomentti x-akselin ympäri
$M_{ek,x}$	= 48,1 kNm	Rakenteessa vaikuttava momentti KRT
$\frac{M_{Ek}}{M_{R,cr}} < 1$	= 33 %	Jos ehto toteutuu poikkileikkaus ei halkeile
$\alpha_e =$	6,09	E_s/E_{cm} kimmomoduulien suhde [EN 1992-1-1, 7.3.4 (2)]
$\rho_s =$	0,0019635	Vetorausituksen suhteellinen ala
$X_{II,x} = \alpha_e d_y \rho_s \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_s}} \right) =$	61,8 mm	Haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeus (puristuspuolen raudoitusta ei huomioida) (By211, osa1, s.205)
$z_{II,x} = d_y - \frac{X_{II,x}}{3} =$	411,4 mm	Haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi (By211, osa1, s.207)
$\sigma_{s,x} = \frac{M_{Ek}}{A_{sy} z_{II,x}} =$	114,9 N/mm ²	Vetorausituksen jännitys haljenneessa osassa (By211, osa1, s.206)
$k_t =$	0,4	Kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin (pitkäaikainen 0,4. Lyhytaikainen 0,6)
$h_{c,eff,x} = \min \left(2,5(h - d_y); \frac{(h - X_{II,x})}{3}; \frac{h}{2} \right) =$	146,1 mm	tehollinen korkeus
$A_{c,eff,x} = B_1 \cdot h_{c,eff,x} =$	175262,3 mm ²	Betonialueen tehollinen pinta-ala
$\rho_{p,eff,x} = \left \frac{A_{sy}}{A_{c,eff,x}} \right =$	0,0058	Raudoituksen tehollinen pinta-ala
$\varepsilon_{sm,x} - \varepsilon_{cm,x} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}$	-0,000458	Venymäero (EN1992-1-1, kaava 7.9)
$\geq 0,6 \frac{\sigma_{s,x}}{E_s}$	= 0,0003446	Venymäero vähintään
$k_1 =$	0,8	Ei sileä teräs =0,8
$k_2 =$	0,5	Taivutetulle rakenteelle, vedetylle 1,0
$k_3 =$	3,4	kansallinen valinta
$k_4 =$	0,425	kansallinen valinta
$s_{r,max,x} = k_3 c_y + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi_s}{\rho_{p,eff,x}} =$	562 mm	Suurin halkeamaväli
$W_{k,x} = S_{r,max,x} (\varepsilon_{sm,x} - \varepsilon_{cm,x}) =$	Ei halkea	Halkeamaleveys
$KA_{w,x} =$		Ei käyttöastetta, koska ei halkea

Y-akselin ympäri (X-akselin suuntaan)

$W_{I,y} = \frac{B_2 \cdot h^2}{6}$	=	50000000 mm ³	Halkeamattoman tilan taivutusvastus
$M_{R,cr,y} = f_{ct,eff} W_{I,y}$	=	144,8 kNm	Halkeilumomentti y-akselin ympäri
$M_{ek,y}$	=	48,1 kNm	Rakenteessa vaikuttava momentti KRT
$\frac{M_{Ek}}{M_{R,cr}} < 1$	=	33 %	Jos ehto toteutuu poikkileikkaus ei halkeile
$\rho_y =$		0,0019104	Vetorausituksen suhteellinen ala
$X_{II,y} = \alpha_e d_x \rho_y \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_y}} \right) =$		62,8 mm	Haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeus (puristuspuolen raudoitusta ei huomioida) (By211, osa 1, s.205)
$z_{II,y} = d_x - \frac{X_{II,y}}{3} =$		423,1 mm	Haljenneen tilan sisäinen momenttivarsi (By211, osa 1, s.207)
$\sigma_{s,y} = \frac{M_{Ek,y}}{A_{sx} z_{II,y}} =$		111,7 N/mm ²	Vetorausituksen jännitys haljenneessa osassa (By211, osa 1, s.206)
$h_{c,eff,y} = \min \left(2,5(h - d_x); \frac{(h - X_{II,y})}{3}; \frac{h}{2} \right) =$		140,0 mm	tehollinen korkeus
$A_{c,eff,y} = B_2 \cdot h_{c,eff,y} =$		168000,0 mm ²	Betonialueen tehollinen pinta-ala
$\rho_{p,eff,y} = \frac{A_{sx}}{A_{c,eff,y}} =$		0,0061	Raudoituksen tehollinen pinta-ala
$\varepsilon_{sm,y} - \varepsilon_{cm,y} = \frac{\sigma_{s,y} - k_c \frac{f_{ct,eff}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}}{E_s} =$		-0,000433	Venymäero (EN1992-1-1, kaava 7.9)
$\geq 0,6 \frac{\sigma_{s,y}}{E_s} =$		0,000335	Venymäero vähintään
$s_{r,max,y} = k_3 c_x + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi_s}{\rho_{p,eff,y}} =$		507 mm	Suurin halkeamaväli
$W_{k,y} = S_{r,max,y} (\varepsilon_{sm,y} - \varepsilon_{cm,y}) =$		Ei halkea	Halkeamaleveys
$KA_{w,x} =$			Ei käyttöastetta, koska ei halkea

EQU Mitoitus (stabiliteetti)

Liukumisvarmuus

$V_d =$		591,2 kN	Pystykuorma
$H_{dx} =$		0 kN	Vaakakuorma, x-suunnassa
$H_{dy} =$		0 kN	Vaakakuorma, y-suunnassa
$R_d = \frac{(V_d' \cdot \tan \delta_k)}{\gamma_{Ri,h}} =$		419,9 kN	Liukukestävyys (EN 1997-1-1, kaava 6.3b)
$KA_{liuku} = \frac{\max(H_{dx}; H_{dy})}{R_d} =$		0 %	



Kohde:
Projektinnumero:

Tekijä:
8(8)

Kaatumisvarmuus

$M_{stb,x} = \frac{B_2}{2} \cdot (N_{Ed} + G_{Ad}) =$	352,0 kNm	Tukevat kuormat x-akselin ympäri
$M_{dstb,x} = M_x + F_y \cdot (h + h_p) =$	0,0 kNm	Kaatavat kuormat x-akselin ympäri
$KA_{kaat,x} =$	0 %	
$M_{stb,y} = \frac{B_1}{2} \cdot (N_{Ed} + G_{Ad}) =$	352,0 kNm	Tukevat kuormat x-akselin ympäri
$M_{dstb,y} = M_y + F_x \cdot (h + h_p) =$	0,0 kNm	Kaatavat kuormat x-akselin ympäri
$KA_{kaat,y} =$	0 %	