

SAVONIA

ammattikorkeakoulu

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

PILARIANTURAN YLÄPINNAN RAU- DOITUKSEN SUUNNITTELUPERI- AATTEET

Sweco Finland Oy

TEKIJÄ: Ari Mustonen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma			
Työn tekijä(t) Ari Mustonen			
Työn nimi Pilarianturan yläpinnan raudoituksen suunnitteluperiaatteet			
Päiväys	18.4.2023	Sivumäärä/Liitteet	42+18
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Sweco Finland Oy			
Tiivistelmä			
<p>Työn tavoitteena oli selvittää pilarianturan yläpinnan raudoituksen tarvetta, sekä miten sitä pitäisi suunnitella. Työssä oli tarkoituksena lähteä tutkimaan ääritapauksia, joissa mahdollisesti pilarianturan yläpintaan pääsisi syntymään jännityksiä. Opinnäytetyössä tutkimusta lähdettiin tekemään jo tehdyn projektin kautta, josta otetaan mallia kuormien sekä rakenteiden kautta.</p> <p>Työssä tehtiin tutkimuksellinen osio, jossa tehtiin kolme esimerkkilaskelmaa. Laskelmat pyrittiin pitämään hyvin samankaltaisina, mutta pohjaolosuhteiden muutoksilla pyrittiin tekemään vaikutusta laskentaan. Laskelmat tehtiin käyttämällä elementtimenetelmää ja tähän apuna oli RFEM-ohjelma. Yläpinnan raudoituksen osalta ei löytynyt juurikaan valmista kirjallisuutta tai tietoa. Työssä jouduttiin soveltamaan jonkin verran teoriaa yleisesti pilarianturasta sekä laatan ja palkin teoriasta.</p> <p>Työn tuloksena tilaajalle tuotettua ohjekorttia tullaan hyödyntämään jatkossa tilanteissa, kun pilarianturan tapauksessa tarvitsee miettiä yläpinnan raudoitusta. Työ tulee palvelemaan myös uudempia suunnittelijoita yleisesti anturan mitoittamisessa ja yläpinnan raudoituksen suunnittelussa.</p>			
Avainsanat Pilariantura, raudoitus, yläpinnan raudoitus, alapohjarakenteet			

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Degree Programme in Civil Engineering	
Author(s) Ari Mustonen	
Title of Thesis Designing Principles for the Top Reinforcement of Isolated Footings	
Date 2 May 2023	Pages/Appendices 42+18
Client Organisation /Partners Sweco Finland Oy	
Abstract <p>The aim of the study was to determine the need for top reinforcement of an isolated footing and how it should be designed. The purpose of the study was to investigate extreme cases in which stresses could potentially arise on the upper surface of an isolated footing. The research was conducted through a project that had already been completed, which served as a model for the loads and structures.</p> <p>The study involved three sample calculations, which aimed to be kept very similar, but changes in the ground conditions were made to affect the calculations. The calculations were made using the finite element method and the RFEM software by Dlubal was used as a tool. There was little literature or information available on the reinforcement of the upper surface, so some common theory from isolated footings and slab and/or beam theory had to be applied.</p> <p>As a result of the study, a guideline produced for the client will be used in situations where top reinforcement of an isolated footing needs to be considered. The study will also serve newer designers in general for designing an isolated footing and reinforcing its top surface.</p>	
Keywords Isolated footing, reinforcement, top reinforcement, foundations	

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	8
2	PILARIANTURAN YLÄPINNAN RAUDOITUS	9
2.1	Pilarianturan mitoitusperiaatteet	9
2.2	Taivutuksen vaatima yläpinnan raudoitus	9
2.3	Kutistumien ja pakkovoimien aiheuttama vähimmäisraudoitus	10
2.3.1	Vähimmäisraudoitusala	11
2.3.2	Halkeamaleveyden laskeminen	11
2.3.3	Halkeamiskestävyys	14
2.4	Halkaisuraudoitus.....	14
2.4.1	Paikallinen puristus	14
2.4.2	Halkaisuvoimat	15
2.5	Peruspulttien vaatima raudoitus	16
2.5.1	Kartiomurron raudoitus	17
2.5.2	Betonin halkaisuraudoitus	18
2.6	Lävistyksen vaatima raudoitus	19
2.7	Epäkeskisyys pilarianturassa	21
3	FEM-LASKENTA	22
3.1	FEM-laskenta yleisesti	22
3.2	Dlubal RFEM	23
3.3	Laskentamallin tekeminen	23
3.3.1	Geometriamallin luonti	23
3.3.2	Kuormien syöttäminen	24
3.3.3	Momenttien tutkiminen ohjelmassa	24
4	ESIMERKKILASKELMIEN LÄHTÖTIEDOT	26
4.1	Kuormat	26
4.2	Pilari	26
4.3	Antura.....	27
5	ESIMERKKILASKELMAT	27
5.1	Esimerkkilaskelma 1	27
5.1.1	Anturan lasketut mitat	27
5.1.2	FEM-malli	28

5.1.3	Yläpinnan rasitukset X-suunnassa	29
5.1.4	Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa	30
5.2	Esimerkkilaskelma 2	30
5.2.1	Anturan mitat	31
5.2.2	FEM-malli	31
5.2.3	Yläpinnan rasitukset X-suunnassa	32
5.2.4	Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa	33
5.3	Esimerkkilaskelma 3	33
5.3.1	Anturan mitat	34
5.3.2	FEM-malli	34
5.3.3	Yläpinnan rasitukset X-suunnassa	35
5.3.4	Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa	36
6	YLÄPINNAN RAUDOITUKSEN SUUNNITTELU.....	36
6.1	Esimerkki 1.....	37
6.1.1	X-suunnan raudoituksen määrä	37
6.1.2	Y-suunnan raudoituksen määrä	37
6.1.3	Yläpinnan raudoitus	37
6.2	Esimerkki 2.....	38
6.2.1	X-suunnan raudoituksen määrä	39
6.2.2	Y-suunnan raudoituksen määrä	39
6.2.3	Yläpinnan raudoitus	39
6.3	Esimerkki 3.....	40
6.3.1	X-suunnan raudoituksen määrä	40
6.3.2	Y-suunnan raudoituksen määrä	40
6.3.3	Yläpinnan raudoitus	40
7	POHDINTA.....	42
	LÄHTEET	43
	LIITE 1: ESIMERKKILASKELMA 1 ANTURAN MITOITUS.....	44
	LIITE 2: ESIMERKKILASKELMAN 2 ANTURAN MITOITUS.....	49
	LIITE 3: ESIMERKKILASKELMAN 3 ANTURAN MITOITUS.....	54

KUVALUETTELO

Kuva 1. Pilarianturan määräävät leikkaukset taivutustarkastelussa. (BY 210, 2008, 449.).....	10
Kuva 2. Halkeamanleveyden suositusarvot (SFS-EN 1992-1-1, 118.)	12
Kuva 3. Tyypillisten tapauksien tehollinen vetoalue (SFS 1992-1-1, 121.)	13
Kuva 4. Paikallisen puristuman mitoitusalueiden jakautuminen keskeisen ja epäkeskeisen kuorman tapauksissa (Suomen RakMK B4 2005, 10.)	15
Kuva 5. Parametrit poikittaisten vetovoimien määrittämiseksi puristus kentässä, jota hallitaan jakaantuneella raudoituksella (SFS 1992-1-1, 107.).....	16
Kuva 6. Betonin murtokartion raudoittaminen (betoniteräs B500). (Peikko HPM-ankkurointipultit 2019, 20.)	17
Kuva 7. Lisäraudoitus hakaraudoituksilla ja U-lenkeillä. (Peikko HPM-ankkurointipultit 2019, 20.).....	17
Kuva 8. Käyttöesimerkki halkaisuraudoituksesta, kun yksi rakenteen reuna on kriittinen. (HPM-ankkurointipultit tekninen käyttöohje 2019, 21)	18
Kuva 9. Pilarianturan lävistyskartio (BY 211 Osa 2, 195.)	19
Kuva 10. Pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuma laatan ja sisäpilarin liitoksessa (SFS 1992-1-1, s.100)	20
Kuva 11. Pohjapaineen jakauma murtorajatilassa keskeisellä ja epäkeskeisellä kuormalla (BY211 Osa 2, 181).....	21
Kuva 12. Pohjapaineen jakaumat käyttörajatilassa (BY 211 Osa 2, 182)	22
Kuva 13. RFEM, Design Internal Forces (Mustonen, 2023).	25
Kuva 14. Mitoitustaivutusmomentti tason y-akselin suuntaisesti tason negatiivisella puolella m_y, D - RFEM käyttöohje, kappale 8.17 (Dlupal, 2023).	25
Kuva 15. Surface internal forces and surface stresses (Dlupal, 2023)	26
Kuva 16. Anturan geometriamalli RFEM-ohjelmassa. (Mustonen, 2023)	28
Kuva 17. Anturan valmis geometriamalli. (Mustonen, 2023)	28
Kuva 18. Yläpinnan jännitykset X-suunnassa. (Mustonen, 2023)	29
Kuva 19. Yläpinnan jännitykset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023).....	30
Kuva 20. Esimerkkilaskelma 2, FEM-malli. (Mustonen, 2023.).....	31
Kuva 21. Esimerkkilaskelma 2, Yläpinnan rasitukset X-suunnassa. (Mustonen, 2023.).....	32
Kuva 22. Esimerkkilaskelma 2, Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023.).....	33
Kuva 23. Esimerkkilaskelma 3, FEM-malli. (Mustonen, 2023.).....	34
Kuva 24. Esimerkkilaskelma 3, Yläpinnan rasitukset X-suunnassa. (Mustonen, 2023.).....	35
Kuva 25. Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023.)	36
Kuva 26. Esimerkkilaskelma 1, Raudoituskuva. (Mustonen, 2023.)	38
Kuva 27. Esimerkkilaskelma 1, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.)	38
Kuva 28. Esimerkkilaskelma 2, Yläpinnan raudoituskuva. (Mustonen, 2023.)	39
Kuva 29. Esimerkkilaskelma 2, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.)	40

Kuva 30. Esimerkki 3, Yläpinnan raudoituskuva. (Mustonen, 2023.).....	41
Kuva 31. Esimerkki 3, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.).....	41

1 JOHDANTO

Pilarianturan mitoitusperiaatteet ovat samat kuin seinänturalle. Pilarianturoiden kuormitus on kuitenkin yleensä niin suuri, että ne tehdään raudoitettuna. Pilarianturoita ei mitoiteta useimmiten leikkaukselle, vaan sen sijaan lävistykselle. Pilarianturoiden mittasuhteet ovat tyypillisesti sellaiset, että ne tarkastellaan laattoina ja noudatetaan laattojen raudoitussääntöjä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja BY211 Osa 2, 2014,192)

Työn tilaajana toimii Sweco Finland Oy. Tarve työlle ilmeni laskentateknologiajohtajan ehdotuksesta, koska pilarianturan yläpinnan raudoitukselle ei ole yhtenäistä ohjeistusta. Tämän opinnäytetyön tavoitteena on tarkastella laskentaesimerkin avulla yläpinnan raudoituksen tarvetta pilarianturassa. Lopuksi tavoitteena on tehdä suunnitteluperiaate laskentaesimerkin avulla yläpinnan raudoituksesta, kuinka yläpinnan raudoitus tulisi ottaa huomioon.

Opinnäytetyöstä tavoitteena on tehdä myös suomenkielinen ohjekortti Sweco Finland Oy:n rakennesuunnittelijoille, jotta jatkossa yläpinnan raudoituksen suunnittelu olisi helpompaa ja yhdenmukaisempaa. Ohjekortti tulee vain Sweco Finland Oy:n käyttöön, eikä sitä julkaista julkiseen levitykseen.

2 PILARIANTURAN YLÄPINNAN RAUDOITUS

Pilarianturaa ajatellaan raudoitusta mitoittaessa yleensä palkkina tai laattana. Tässä luvussa on tarkoitus koota pilarianturan osalta raudoitukseen vaikuttavia tekijöitä sekä avata teoriaa niiden taustalta.

2.1 Pilarianturan mitoitusperiaatteet

Pilariantura on jäykkä laattamainen rakenne ja yleisesti ottaen rakenteen suurimmat rasitukset tapahtuvat alapinnan tasolla. Usein pilarianturan rasituksia saadaan parannettua muuttamalla anturan geometriaa eli kasvattamalla sen leveyttä, pituutta tai paksuutta. Kuitenkin koon kasvattaminen on rajallista tilan ja kustannusten puitteissa. Tällöin anturalle joudutaan suunnittelemaan raudoitus, jotta rasituksia voidaan ottaa vastaan.

Jos pilarianturaan syntyy jännityksiä myös yläpinnan tasolle, on syytä miettiä myös yläpinnan raudoituksen tarvetta. Syitä miksi yläpintaan voisi syntyä rasituksia, voisi olla suuri epäkeskeinen kuormitus. Tässä opinnäytetyössä tarkastelu ja esimerkkilaskelmat on tehty tämän teorian taustalta.

Suuren epäkeskeisen kuormituksen tapauksessa anturassa maanpaine vaikuttaa vain osaan anturan pinta-alasta ja osa anturasta jää käytännössä niin, että siihen vaikuttaa vain yläpuolelta tulevan anturan rakenteen paino sekä yläpuolisen täytön paino.

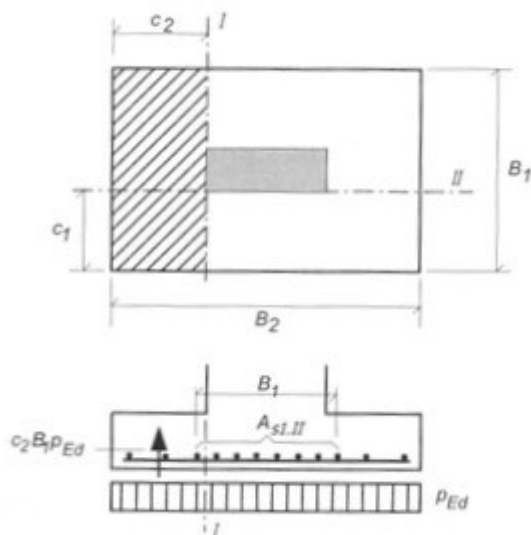
2.2 Taivutuksen vaatima yläpinnan raudoitus

Pilarianturan taivutusmitoituksessa käytetään määräävintä murtorajatilän kuormitusyhdistelmää. Taivutusraudoitus mitoitetaan kuten laatoille. Pituussuunnan raudoitus määritetään laatan jakoraudoitussääntöjen mukaan. Kummassakin suunnassa raudoitusta pitää olla vähintään vähimmäisraudoituksen verran. (BY211 Osa 2 2014, 185.) Yläpinnan raudoituksen osalta ei ole vaatimusta vähimmäisraudoituksesta, vaan raudoituksen tarve tarkastellaan tapauskohtaisesti.

Pilariperustuksen määräävät leikkaukset I ja II taivutuksen suhteen ovat pilarin juuressa (Kuva 1.) Pohjapaineen P_{ED} aiheuttamat mitoitusmomentit näissä leikkauksissa ovat $M_{I.Ed}$ ja $M_{II.Ed}$

$$M_{I.Ed} = \frac{P_{Ed} C_2^2 B_1}{2}, \quad M_{II.Ed} = \frac{P_{Ed} C_1^2 B_2}{2} \quad (1)$$

Jos anturan sivusuhte $B_2/B_1 > 1,5$, taivutus ei ole enää riittävän tasan jakaantunut leikkauksessa II ja momentin $M_{II.Ed}$ edellyttämästä raudoituksesta $A_{s,II}$ keskitetään osuus $A_{s1,II}$ lyhyemmän sivun B_1 levyiselle osalle (Kuva 1.) (BY 210, 2018, 448.)



Kuva 1. Pilarianturan määräävät leikkaukset taivutustarkastelussa. (BY 210, 2008, 449.)

Mitoittavan momentin laskettua, voidaan laskea suhteellinen momentti μ

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

missä

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

d tehollinen korkeus

B anturan leveys valitun akselin suuntaan

M_{Ed} mitoitustaivutusmomentti

Suhteellisen momentin avulla lasketaan tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (3)$$

Nyt voidaan laskea vaadittava rauditus taivutukselle.

$$A_{s,vaad} = \beta B d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4)$$

missä

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

2.3 Kutistumien ja pakkovoimien aiheuttama vähimmäisraudoitus

Tässä luvussa käydään läpi teoriaa pilarianturan kutistumisesta ja sen aiheuttamista pakkovoimista sekä miten halkeamaleveys lasketaan eurokoodin mukaisesti. Pilarianturaa käsitellään massiivilaatana.

Kokonaiskutistuminen koostuu kahdesta osasta, kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti, koska se riippuu veden siirtymisestä kovettuneen betonin läpi.

Sisäinen kutistuma kehittyä betonin kovettuessa: merkittävä osa kehittyä siksi valua seuraavina ensimmäisinä päivinä. Sisäinen kutistuma on suoraan verrannollinen betonin lujuuteen. Se on tarpeen ottaa huomioon erityisesti silloin, kun uutta betonia valetaan kovettunutta betonia vasten. Siten kokonaiskutistuman ε_{cs} arvot saadaan kaavasta. (kaava 5)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5)$$

missä

ε_{cs} on kokonaiskutistuma

ε_{cd} on kuivumiskutistuma

ε_{ca} on sisäinen kutistuma

(SFS-EN 1992-1-1, 33)

2.3.1 Vähimmäisraudoitusala

Halkeamaleveyden rajoittaminen vaatii riittävää vetoraudoitusmäärää. Vaadittu vetoraudoitusmäärä hauraan murtumisen estämiseksi ei välttämättä riitä. Eurocode 2:ssa on asetettu vähimmäisraudoitusraja, joka vaaditaan, kun halkeamaleveyttä rajoitetaan. (BY 211, 215.)

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (6)$$

missä

$A_{s,min}$ vähimmäisraudoitusmäärä vetorasitetulla alueella

A_{ct} betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen halkeaman muodostumista

σ_s raudoituksen vetojännitys välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen, voidaan käyttää arvoa f_{yk} tai pienempää arvoa, jos tiedossa

k pakkovoimien vaikutukset huomioon ottava kerroin

=1,0 uumissa, joiden $h \leq 300$ mm tai laipoissa, joiden leveys alle 300 mm

=0,65 uumissa, joiden $h \geq 800$ mm tai laipoissa, joiden leveys yli 800 mm

k_c kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa ennen halkeilua

=0,4 puhtaalle taivutukselle

=1,0 suoralle vedolle

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, kun halkeaminen voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan

2.3.2 Halkeamaleveyden laskeminen

Betonin kuivumiskutistumaan vaikuttaa sisäiset ja ulkoiset tekijät. Ulkoisista tekijöistä tärkeimpiä ovat ympäröivät olosuhteet, betonirakenteen koko ja muoto sekä jälkihoito. Kuivumiskutistuma on

huomattavasti suurempaa ohuilla rakenteilla. Pitkällä aikavälillä betonirakenteet pyrkivät saavuttamaan ympäröivät ilmaolosuhteet. Massiivirakenteilla tähän saattaa mennä useita vuosia ja ääritapauksissa tämä ei tapahdu välttämättä koskaan. (BY67 2016, 30.)

Kutistumahalkeilua voidaan rajoittaa raudoituksella. Raudoituksen osalta voidaan käyttää tanko-raudoitusta, verkkoraidoitusta tai kuitua. Halkeilun kannalta raudoituksen koolla ja määrällä on väliä. Pieni teräskoko on parempi, koska niitä voidaan lisätä tiheämpään ja näin ollen halkeiluleveys pienenee. Liian suuret teräskoot ja harvempi tiheys taas lisäävät halkeilua, vaikka teräsmäärät pysyisivätkin samana. Halkeamalevydet ovat rajoitettuja ja yleensä halkeamaleveyden tulee olla kantavissa rakenteissa $\leq 0,3$ mm. Kantaville rakenteille halkeamalevydet esitetään eurokoodeissa SFS-EN 1992-1-1. (BY67 2016, 46.)

Taulukko 7.1N Halkeamaleveyden w_{max} suositusarvot (mm)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, AC XD3 AC , XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila
HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.		
HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.		

Kuva 2. Halkeamanleveyden suositusarvot (SFS-EN 1992-1-1, 118.)

Pilarianturoissa halkeamaleveyden mitoittamista tehdään puhtaasti toiminnallisista syistä, eurokoodeissa ei olekaan kerrottu sallittuja halkeamaleveyksiä esteettiseltä kannalta, vaan ne määritellään tapauskohtaisesti. Halkeamaleveys voidaan laskea eurokoodin SFS 1992-1-1 kaavan (kaava 7) mukaisesti.

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7)$$

missä

$S_{r,max}$ on suurin halkeamaväli

ε_{sm} on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormayhdistelmän vallitessa, mukaan luettuna pakkosiirtymien ja pakkomuodonmuutosten vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset. Vain betonin nollavenymätilan ylittävä lisävenymä samalla korkeustasolla otetaan huomioon.

ε_{cm} on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8)$$

missä

σ_s on vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen. Tartuntajännerakennneosilla σ_s voidaan korvata jänneterästen samalla korkeudella syntyvällä jännityksen muutoksella $\Delta\sigma_p$ betonin nollavenymätilaan verrattuna.

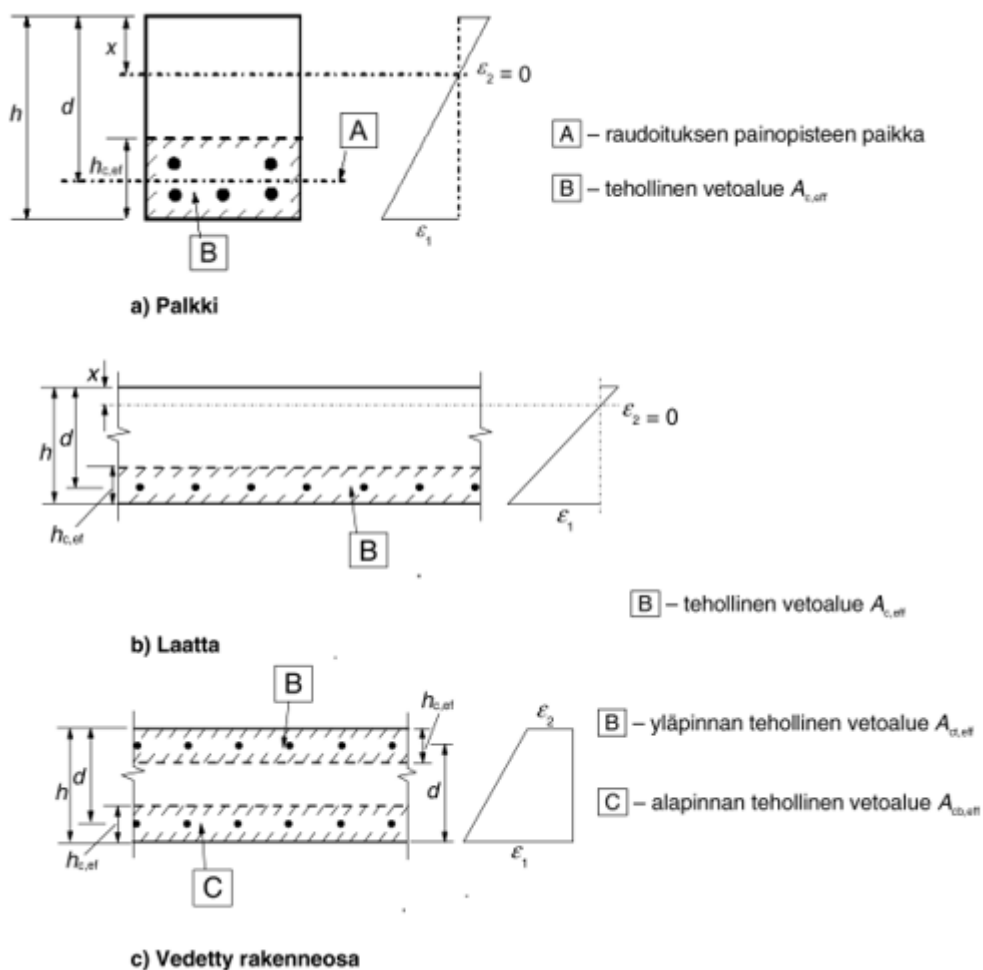
α_e on suhde $\frac{E_s}{E_{cm}}$

$\rho_{p,eff}$ on tehollinen raudoitussuhde, lasketaan kaavalla $\frac{A_s}{A_{c,eff}}$ missä $A_{c,eff}$ tehollinen vetoalueen pinta-ala $b * h_{c,eff}$, missä $h_{c,eff} = \min \{2,5 * (h - d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}\}$ (Honkanen 2015, 43.)

k_t on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta

$k_t = 0,6$ lyhytaikaiskuormitukselle

$k_t = 0,4$ pitkäaikaiskuormitukselle



Kuva 3. Tyypillisten tapauksien tehollinen vetoalue (SFS 1992-1-1, 121.)

Halkeamavälin maksimiarvo $S_{r,max}$ voidaan laskea kaavalla

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (9)$$

missä

ϕ on tangon halkaisija

c	on vetorausoituksen betonipeite
k_1	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet =0,8 hyvä tartunta =1,6 huono tartunta
k_2	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma =0,5 taivutukselle =1,0 pelkälle vedolle
k_3	on kansallisesti valittava kerroin = 3,4
k_4	on kansallisesti valittava kerroin = 0,425

2.3.3 Halkeamiskestävyys

Halkeamiskestävyuden laskemista pilarianturassa voidaan soveltaa käyttämällä palkin halkeamiskestävyuden laskemisen kaavoja. Käytännössä, jotta halkeaminen ei tapahtuisi, halkeilumomentin M_{cr} täytyy olla suurempi, kuin ominaiskuormien yhdistelmällä saatu momentti M_{Ek} . Halkeilumomentti voidaan laskea BY211 Osa 1 mukaisella kaavalla (kaava 10.) (s.222)

$$M_{cr} = f_{ct,eff} W \quad (10)$$

missä

$f_{ct,eff}$ Vetolujuuden tehollinen arvo = keskimääräinen vetolujuus f_{ctm}

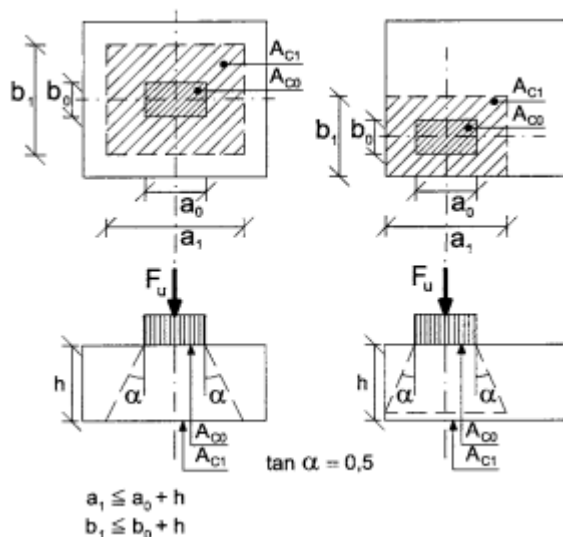
2.4 Halkaisuraudoitus

Betonirakenteet ovat huonoja vastaanottamaan vetorasituksia, joten useasti vetokestävyyttä joudutaan parantamaan raudoituksen avulla. Betonissa voi tapahtua sisäisiä vetorasituksia kuormitusten aiheuttamana, joten näitä vastaan joudutaan suunnittelemaan halkaisuraudoituksia.

2.4.1 Paikallinen puristus

Paikallinen puristus tarkoittaa, että puristava voima kuormittaa vain tiettyä osaa tarkasteltavan rakenteen poikkipinta-alasta. Silloin pitää tarkastaa rakenteen paikallisen puristuksen kapasiteetti. Eurokoodeissa ei ole ohjeistusta epäkeskeisen paikallisen puristuksen tai halkaisuvoimien määrittämiseen. (Kautto 2020, 10.)

Suomen RakMK B4 Betonirakenteet (2005, 10.) julkaisussa puristusalueiden kuvataan jakautuvan seuraavanlaisesti.



Kuva 4. Paikallisen puristuman mitoitusalueiden jakautuminen keskeisen ja epäkeskeisen kuorman tapauksissa (Suomen RakMK B4 2005, 10.)

Paikallinen puristuma voidaan laskea Eurokoodin kaavalla (kaava 9), kun kuorma jakautuu tasaisesti. Eurokoodissa kaava on samankaltainen, kuin Suomen RakMK:n B4 julkaisussa, mutta nykyisin luotetaan materiaalien olevan tasalaatuisia ja kertoimena käytetään vakiokertoimia. Paikallinen puristuma aiheuttaa myös poikittaisia vetovoimia, koska lähellä pistekuormia muodonmuutos jakautuu epälineaarisesti. (SFS 1992-1-1, 106.)

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}} \quad (11)$$

missä

A_{c0} on kuormitusalue

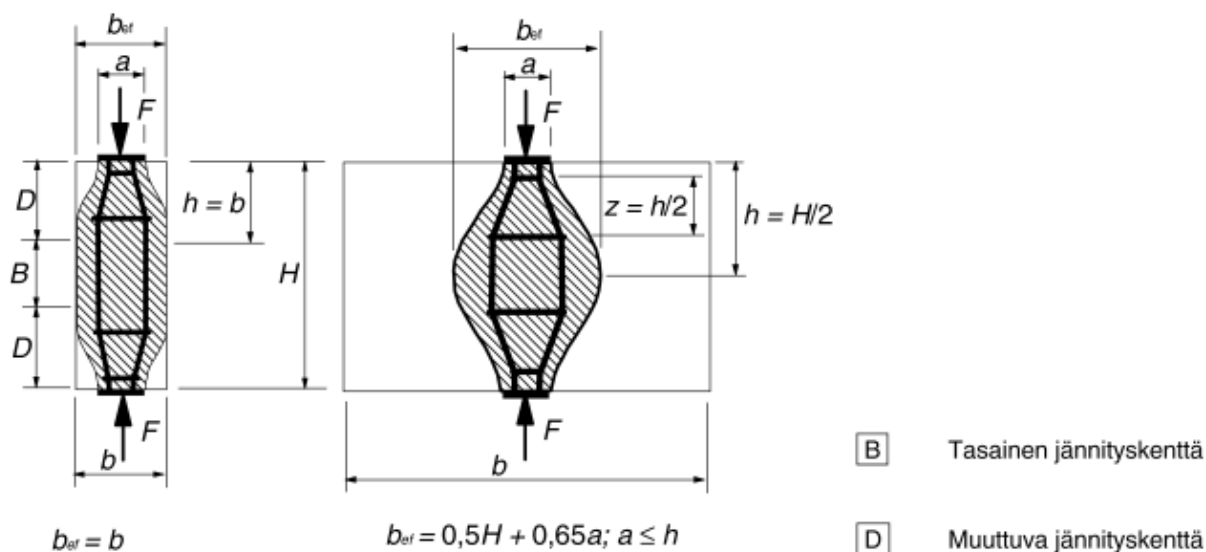
A_{c1} on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue, joka on samanmuotoinen kuin A_{c0}

2.4.2 Halkaisuvoimat

Paikallinen puristuma aiheuttaa rakenteeseen myös puristusjännityksen lisäksi pintojen suuntaisia vetovoimia ja poikittaisia veto- ja puristusvoimia. Poikittaisten vetovoimien resultanttia sanotaan halkaisuvoimaksi, joka pyrkii halkaisemaan betonin. Nämä voimat voidaan ottaa vastaan poikittaisraudoituksella, jos betonin vetokestävyys ei ole riittävä. (Kautto 2020, 17.)

Rakenteissa esiintyy paikkoja, joissa suunta tai jokin muu ominaisuus muuttuu epäjatkuvasti. Tällainen tapaus on esimerkiksi keskittyneen kuorman vaikutuskohta. Lyhyesti tätä aluetta kutsutaan nimellä D-alue englanninkielisen termin 'discontinuity region' perusteella. (BY 210, 161.)

Pilarianturassa D-alue on täysin muuttuva, kuten kuvassa (Kuva 5.) kohdassa b) näkyy, $D = H$. Kuitenkin anturassa pistekuormia ei synny alapuolelle näin yksiselitteisesti, vaan saattaa syntyä sen mukaan, kuinka maanpaine alapuolella käyttäytyy. Siksi pullomaisia puristusalueita voi olla useita.



a) Osittain muuttuva jännityskenttä

b) Täysin muuttuva jännityskenttä

Kuva 5. Parametrit poikittaisten vetovoimien määrittämiseksi puristuskentässä, jota hallitaan jakaantuneella raudoituksella (SFS 1992-1-1, 107.)

Solmuissa tapahtuva vetovoima T täysin epäjatkuva tapauksessa voidaan laskea seuraavalla euronkoodin kaavalla

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F \quad (12)$$

2.5 Peruspulttien vaatima rauditus

Pilarianturassa peruspultit joutuvat kovalle kuormitukselle, koska peruspulttien pitää pystyä ottamaan vastaan veto- ja puristusrasituksia. Etenkin vetorasituksissa betoniin joudutaan usein lisäämään lisäraudoituksia betonin heikon vetokestävyyden vuoksi. Tämän takia peruspulteille on valmistajilta saatavilla valmiit suunnitteluohjeet suunnittelun nopeuttamiseksi. Tässä luvussa perehdytäänkin ainoastaan vetovoiman edellyttämiin lisäraudoituksiin.

2.5.1 Kartiomurron raudoitus

Kun betonin vetokestävyys ei riitä, pitää pilariantura raudoittaa vetovoimia kestäväällä lisäraudoituksella. Peikko on koonnut omille peruspulteilleen raudoitustaulukon kartiomurtoa vastaan tietyin ehdoin. (Peikko, HPM-ankkurointipulttien tekninen käyttöohje, 20.)

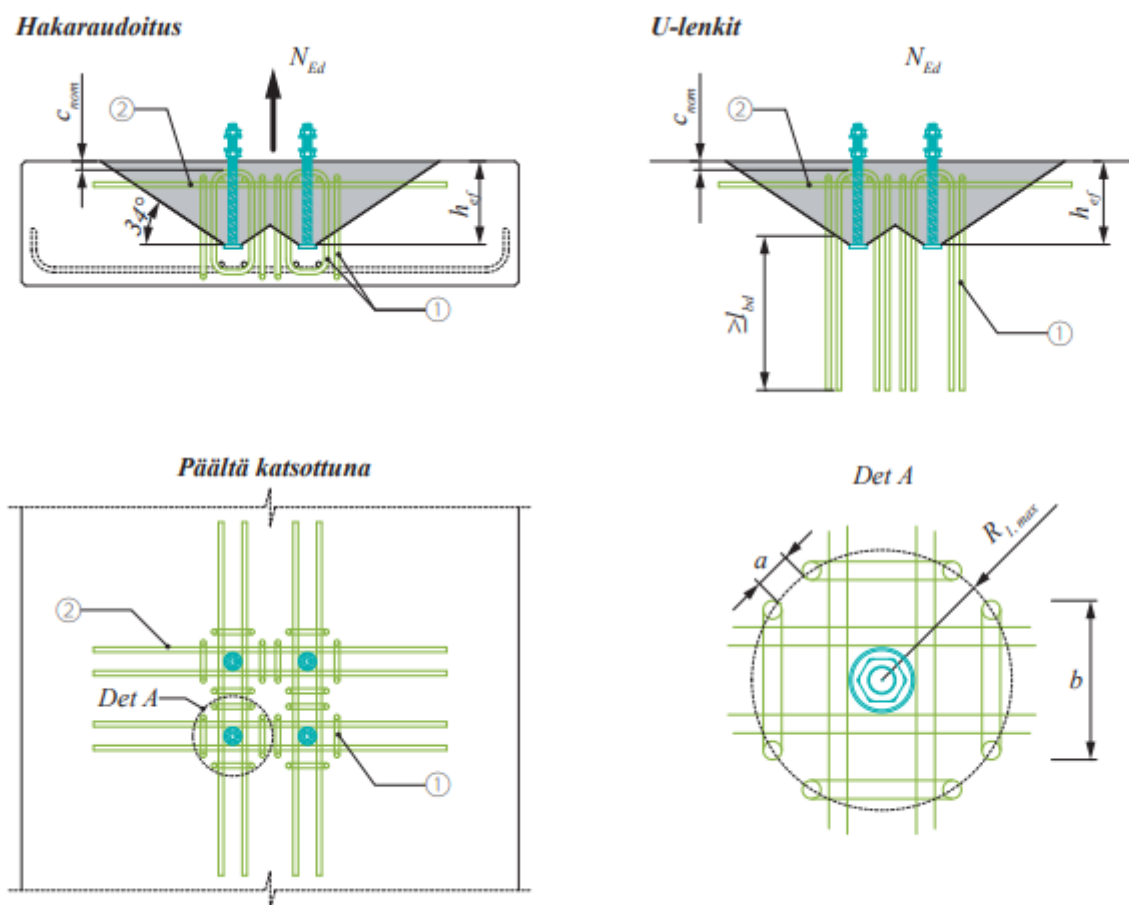
Ankkurointipultti	Haat / pultti ①	Pintaraudoitus ②	Betonipeite c_{nom} [mm]	Säde $R_{l,max}$ [mm]	Ankkurointisyvyys h_{ef} [mm]	Haan leveys b [mm]
HPM 16 L	4 Ø 8	Ø 8	35	75	165	85
HPM 20 L	4 Ø 8	Ø 8	35	85	223	90
HPM 24 L	4 Ø 8	Ø 8	35	100	287	105
HPM 30 L	4 Ø 10	Ø 8	35	100	335	125
HPM 39 L	4 Ø 12	Ø 8	35	200	502	150

Taulukon 9 mukaista raudoitusta voidaan käyttää seuraavien vaatimusten täytyessä:

- perustuksen tai alusrakenteen betonin lujuusluokka on vähintään C25/30 (hyvät tartuntaolosuhteet)
- betonipeitteen nimellisarvo $c_{nom} \leq 35$ mm
- hakojen leveys on laskettu käyttämällä taivutustelan halkaisijaa 4,5d
- vierekkäisten hakojen vapaan välin α pitää olla vähintään 21 mm standardin SFS-EN 1992-1-1 osan 8.2 mukaisesti (kiviaineksen oletettu suurin raekoko on 16 mm).

Kuva 6. Betonin murtokartion raudoittaminen (betoniteräs B500). (Peikko HPM-ankkurointipultit 2019, 20.)

Haat ja pintaraudoitus asennetaan kuvan 7 mukaisesti.



Kuva 7. Lisäraudoitus hakaraudoituksilla ja U-lenkeillä. (Peikko HPM-ankkurointipultit 2019, 20.)

Lävistyskartion piiri on

$$u = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a \quad (16)$$

jännitys, joka aiheutuu lävistyskuormista piirillä u , on

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (17)$$

Leikkausjännitys lasketaan epäkeskisesti kuormitetulle pilarianturalle kaavalla

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left(1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W}\right) \quad (18)$$

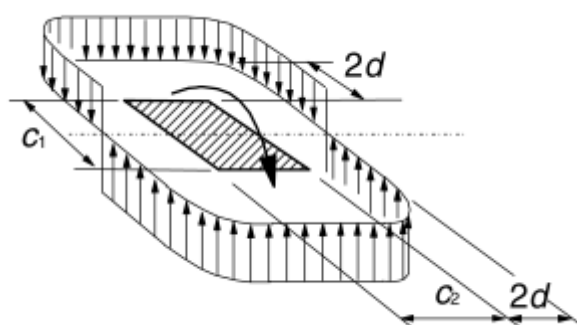
missä

k on taulukon 1 tapaan määritetty arvo

W lasketaan kaavalla 19

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

Taulukko 1. Kertoimen k arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille, SFS 1992-1-1, s.100



Kuva 10. Pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuma laatan ja sisäpilarin liitoksessa (SFS 1992-1-1, s.100)

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1 \quad (19)$$

missä

C_1 on kuorman epäkeskisyyden suuntainen pilarin mitta

C_2 on kuorman epäkeskisyyttä vastaan kohtisuora pilarin mitta

Pilarianturoissa lävistyskestävyys lasketaan hieman eri tavalla, kuin lävistyskestävyyden peruskaavassa. Peruskaavaan lisätään kerroin $\frac{2d}{a}$, joka ottaa huomioon murtokartion kaltevuudesta riippuvan kestävyden.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100\rho_L \frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{1/3} \frac{2d}{a} MPa \quad (20)$$

missä

- k on kerroin, joka lasketaan kaavalla 21
- $C_{Rd,c}$ on kerroin, joka lasketaan kaavalla 22
- ρ_L on tehollinen vetorausitus, jossa otetaan huomioon vedetyn puolen rauditus kummassakin suunnassa $\rho_L = \min \{ \sqrt{\rho_{Ly}\rho_{Lz}}, 0,02 \}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \leq 2,0 \quad (21)$$

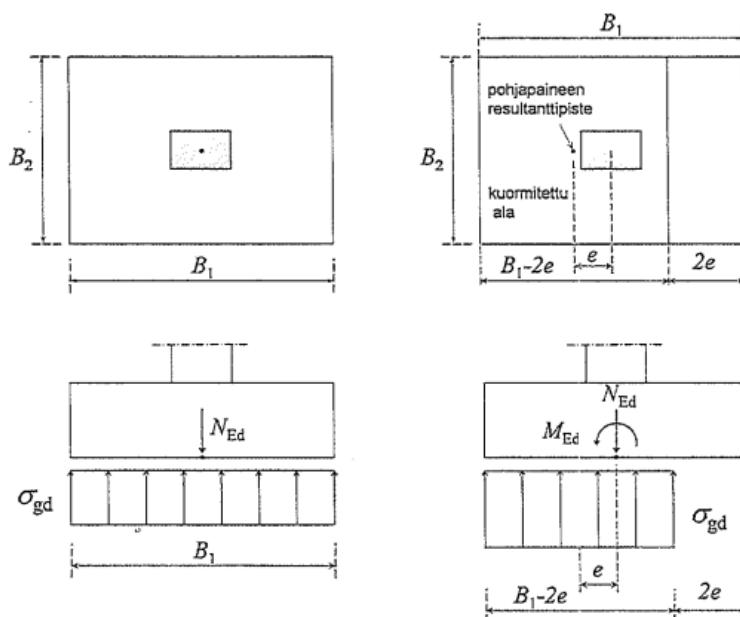
$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} * \frac{\frac{D}{d} + 1,5}{\frac{D}{d} + 4} \quad (22)$$

missä

- D on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarilla $\sqrt{c_1 c_2}$
- d pilarianturan tehollinen korkeus
- γ_c betonimateriaalin osavarmuusluku

2.7 Epäkeskisyyys pilarianturassa

Sivusiirtyvissä mastopilareissa perustuksiin kohdistuu myös vaakavoimia, silloin pilarianturoista tulee epäkeskisesti kuormitettuja. Anturat voidaan tehdä tarpeen mukaan vaakavoiman suunnassa pidemmäksi siten, että resultantti on anturaan nähden symmetrinen. Pienen normaalivoiman tapauksessa perustamissyvyyttä joudutaan kasvattamaan, jotta voidaan pitää anturan koko kohtuullisena. (BY 210, s.451) Maanpaine jakautuu epäkeskisesti kuormitetussa pilarianturassa epäkeskisyyden arvon e perusteella, epäkeskisyyden arvo e lasketaan kaavalla 23. Epäkeskisyyys murtorajatilassa oletetaan tapahtuvan tasaisesti jakaantuneena, kuten kuvassa 9.



Kuva 11. Pohjapaineen jakauma murtorajatilassa keskeisellä ja epäkeskeisellä kuormalla (BY211 Osa 2, 181)

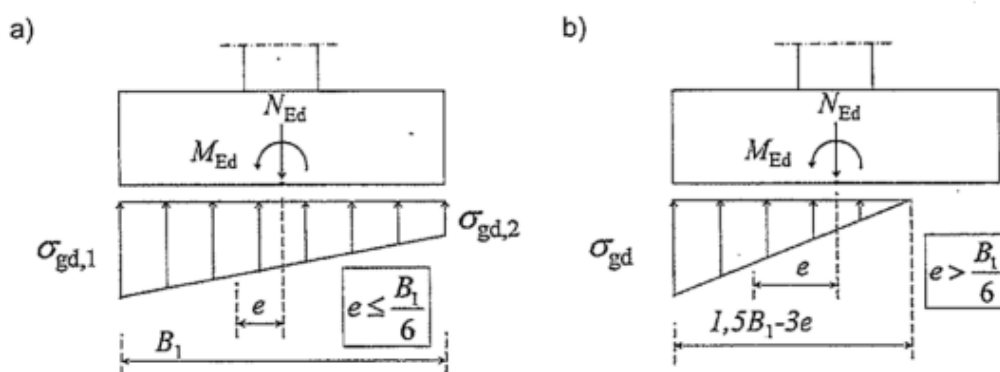
$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (23)$$

Murtorajatilimitoituksessa pohjapaine lasketaan keskeisellä kuormituksella kaavalla 24 ja epäkeskeisellä kuormituksella kaavalla 25.

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \quad (24)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) B_2} \quad (25)$$

Käyttörajatilassa kuormitus oletetaan pohjapainejakauman tapahtuvan suoraviivaisesti. Jakauma epäkeskeisellä kuormalla tapahtuu myös suoraviivaisesti muuttuvana. Suurella epäkeskeisyydellä vain osa anturapinnasta on kuormitettu. Kuvassa 10 esitetään pohjapaineen eri jakautumia käyttörajatilassa.



Kuva 12. Pohjapaineen jakaumat käyttörajatilassa (BY 211 Osa 2, 182)

Käyttörajatilissa pohjapaineet lasketaan BY211 Osa 2:n (2014, 182) mukaan kaavoilla:

$$\sigma_{gd1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 + 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad (26)$$

$$\sigma_{gd2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 - 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad (27)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e) B_2} \quad (28)$$

3 FEM-LASKENTA

Tässä kappaleessa käydään läpi yleisesti FEM-laskennasta, sekä perehdytään ohjelmaan, jolla esimerkkilaskelmat tehdään. Laskentaesimerkit suoritetaan Dlubal RFEM -ohjelmalla yläpinnan raudoituksen tarkastelun osalta. Luvun alussa avataan hieman yleisesti FEM-laskennan periaatteista sekä ohjelmasta.

3.1 FEM-laskenta yleisesti

FEM-laskenta eli lyhennetty englanninkielisestä sanasta Finite Element Method on elementtimenetelmä, joka on numeerinen menetelmä likiarvon löytämiseksi ilmiölle, jota kuvataan yhtälöillä ja reunaehtoilla. Monimutkainen kohde jaetaan rajallisiin elementteihin, jotka toimivat toistensa kanssa yhdessä. (Syrjä, 2019, 6.)

Elementtimenetelmää käytetään, kun rakennetta on muuten vaikea tai mahdotonta tarkastella yhtenä rakenneyksikkönä. Pienet osat ovat elementtejä ja elementeistä syntyvää kokonaisuutta kutsutaan elementtiverkoksi. Elementit määritellään solmujen avulla ja niille on jokin jäykkyys. Kuormat määritellään elementeille kuormavektoreiden avulla. Elementtien jäykkyyismatriisit ja kuormien vektorit kootaan globaalisti koko rakennetta kuvaavaksi jäykkyyismatriisiksi ja kuormavektoriksi. Näin voidaan ratkaista rakenteen siirtymät solmupisteistä ja näistä voidaan johtaa rakenteen rasitukset ja voimasuureet. Mitä enemmän rakenteessa on elementtejä, sitä tarkempi laskennasta saadaan. Jos-sain vaiheessa elementtien lisääminen ei enää paranna laskelmaa ja sen saa selville kokeilemalla. Elementtien lisäämisen myötä myös laskennan suorittamisesta tulee raskaampaa. Laskelmissa käytetään lähes aina tietokoneohjelmaa ja ne suorittavat monimutkaiset matemaattiset laskelmat eri osista ja ratkaistuaan kokoaa ne yhteen ja muodostaa likimääräisen ratkaisun. Laskentamalli on yksinkertaistus todellisesta rakenteesta ja toiminnasta, siksi on hyvä muistaa, että mitoitus pysyy varmalla puolella. (Romakkaniemi 2019, 36–37.)

Laskennassa tehdään rakennemalli tutkittavasta rakenteesta ja siihen syötetään sille lasketut kuormat ja kuormitusyhdistelmät. Tätä vaihetta voidaan kutsua esikäsitteily vaiheeksi. Seuraavassa analyysivaiheessa ohjelma suorittaa laskelman annetuilla ehdoilla. Analyysivaiheessa voidaan tarkastella rakenteen rasituksia ja miten ne ovat jakaantuneet rakenteessa.

3.2 Dlubal RFEM

RFEM on saksalais-tsekkiläisen Dlubal Softwares GmbH:n kehittänyt FEM-laskenta -ohjelma rakennesuunnittelun avuksi. RFEM:ssä käytetään monenlaisia elementtejä riippuen rakenteen tyypistä. Perusgeometria luodaan viivojen ja pisteiden avulla. Rakenteet, kuten palkit ja pilarit tehdään yleensä sauvaelementteinä. Laattamaisia rakenteita kuvataan yleensä kuorina. Kuoret muodostetaan viivoilla ja ne toimivat kuorirakenteen reunaviivoina. Kuoren luomisen jälkeen voidaan määrittellä sille sen paksuus, jäykkyysominaisuudet ja materiaali. (Romakkaniemi 2019, 37.)

RFEM:ssä voidaan valita projektia luodessa, mitä standardeja ja mitä kansallista liitettä käytetään. Laskentaesimerkissä käytetään eurooppalaista standardia EN-1990 ja Suomen kansallista liitettä SFS.

3.3 Laskentamallin tekeminen

Tässä luvussa käydään läpi, kuinka laskentamalli tehdään RFEM-ohjelmassa. Laskennassa tullaan tekemään tarkastelun myötä muutoksia tukien, kuormien ja geometrian osalta, mutta niihin tullaan viittaamaan laskennan aikana. Tämän luvun tarkoituksena on antaa lukijalla ymmärrys siitä, kuinka laskentaesimerkki muodostetaan.

3.3.1 Geometriamallin luonti

Geometria on helpoin lähtö luomaan anturalle määrittämällä solmupisteet, jotka toimivat anturan nurkkapisteinä. Solmut saadaan määritettyä ohjelman valikosta, joka löytyy ohjelman vasemmasta yläreunasta. Solmupisteiden jälkeen, voidaan mallintaa kuorimalli anturasta. Antura mallinnetaan ”New Rectangular Surface” valinnalla, suorakaiteen muotoinen mallinnus onnistuu kahden mallinnetun solmupisteen välille. Anturan keskelle on hyvä mallintaa yksi solmupiste, josta voidaan mallintaa

ylöspäin pilarina toimiva jäykkä jousirakenne. Mallinnettua anturaa kaksoisklikkaamalla saadaan auki valikko, jossa voidaan määrittää anturan materiaali sekä paksuus.

Anturalle muodostuu myös elementtiverkko, elementit ovat kuorimallissa neliöitä, joissa oletuksena sivun pituus on 0,5 m. Laskennan tarkentamisen vuoksi elementtiverkkoa kannattaa tihentää ja laskentaesimerkissä se vaihdetaan 0,5 m \rightarrow 0,1 m.

Seuraavaksi anturalle lisätään tuki, joka on maanvaraisen anturan tapauksessa vapaasti tuettu joka suunnasta. Tuen jäykkyyttä vaihdetaan siten, että se vastaisi pohjapaineen osalta haluttua sallittua pohjapaineen arvoa, jota laskentaesimerkeissä käytetään. Tuen lisäämisen jälkeen voidaan mallintaa pilarina toimiva jousirakenne anturan keskelle. Pilari voidaan mallintaa joko täysin jäykkänä jousirakenteena tai sille voidaan määrittää poikkileikkaus ja materiaali.

3.3.2 Kuormien syöttäminen

Kuormien syöttö aloitetaan määrittelemällä, millainen kuormitustapa on kyseessä. Ohjelmassa on valmiit kategoriat, joista voidaan valita haluttu kuormitustapa. Huolellinen kuormien syöttäminen helpottaa laskentaa, koska RFEM:ssä on valmiita kuormitusyhdistelyitä. Yhdistelyitä voidaan käyttää tarvittaessa, mutta nämä vaativat sen, että kuormat on syötetty oikein. Laskentaesimerkin tapauksessa kuormitustapauksien määrittelyllä ei ole niin suurta merkitystä, koska tässä haetaan ääritapauksia, joissa yläpintaan pääsisi syntymään kuormitusta.

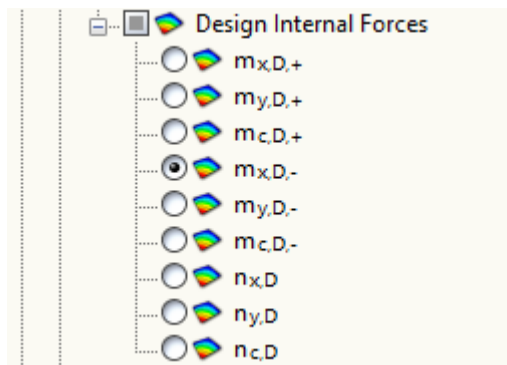
Laskentaesimerkissä pystykuormat sijoitetaan pistekuormana pilarin yläpäähän ja momenttikuorma anturan yläpinnan tasolle. Anturan mallille voidaan pistekuorma jakaa pilarin poikkileikkauksen alueelle ohjelmasta löytyvän "New Region Area" -komennolla. Näin saadaan todellista tilannetta vastaavampi laskenta, koska rasitukset jakaantuvat pilarin muotoiselle alueelle anturaan.

3.3.3 Momenttien tutkiminen ohjelmassa

Ohjelma tarjoaa tavan tutkia momenteja, jotka ovat mitoittavia momenteja raudoituksia laskiessa. Menetelmä on nimeltään Wood and Armer. Mitoitusvoimasuureissa x ja y-akseleiden suuntaisiin momentteihin otetaan huomioon vääntömomentti. Tämä lisää raudoitukseen kohdistuvaa vetoa. Kuvassa 14 on esitetty yläpinnassa muodostuvan mitoitusmomentin muodostuminen. (Lastuvirta, s. 78, 2020.)

Ohjelma ilmoittaa + ja - merkeillä, jotka indikoivat ollaanko pinnan positiivisella vai negatiivisella puolella. Positiivisuus tai negatiivisuus on sidoksissa siihen, kuinka Z-akseli on lokaalissa koordinaatistossa. Laskelmissa Z-akseli on alaspäin, joten positiivinen (eli +) puoli on pinnan alapuoli, kun taas negatiivinen puoli (eli -) on yläpuoli. (Dlupal, RFEM käyttöohje, kappale 8.17, 2023)

Laskelmissa tarkastellaan siis yläpinnassa laskettuja momenteja "Design Internal Forces" välilehdestä löytyvillä valinnoilla, jotka näkyvät kuvassa 13.



Kuva 13. RFEM, Design Internal Forces (Mustonen, 2023).

Asia on hyvin monimutkainen lähteä laskemaan käsin laskuna ja tässä tuleeikin elementtimenetelmän ja ohjelman etu. Ohjelma käyttää periaatteena seuraavan kuvan kaavoja, kun lasketaan yläpinnan raudoitusta mitoittavia momenteja.

Design moment in the direction of the axis y on the negative side of the surface

$$-m_y + |m_{xy}|$$

$$\text{for } m_x \leq m_y \text{ and } m_y \leq |m_{xy}|$$

$$\text{for } m_x > m_y \text{ and } m_x \leq |m_{xy}|$$

$m_{y,D-}$

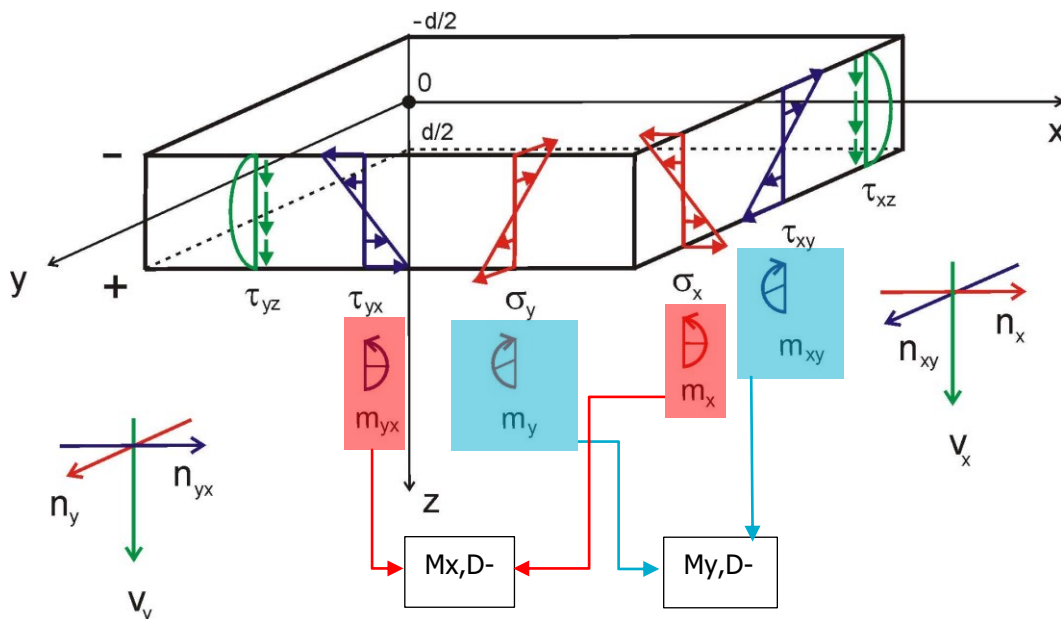
$$0 \text{ for } m_x \leq m_y \text{ and } m_y > |m_{xy}|$$

$$-m_y + \frac{m_{xy}^2}{|m_x|}$$

$$\text{for } m_x > m_y \text{ and } m_x > |m_{xy}|$$

Kuva 14. Mitoitustaivutusmomentti tason y-akselin suuntaisesti tason negatiivisella puolella $m_{y,D-}$ RFEM käyttöohje, kappale 8.17 (Dlubal, 2023).

Seuraavassa kuvassa on esitetty, kuinka momentit ja akselit ovat anturan kuorimallissa.



Kuva 15. Surface internal forces and surface stresses (Dlubal, 2023)

Kuvassa esitetty nuolilla, mitkä momentit otetaan huomioon, kun lasketaan

4 ESIMERKKILASKELMIEN LÄHTÖTIEDOT

Tässä kappaleessa kerrotaan esimerkkilaskelmissa käytettävien lähtötietojen taustoista. Lähtötiedoista kuormat sekä pilarin poikkileikkaukset ovat valmiista projektista, joka on valmistunut vuonna 2022. Kuormien arvot on laskelmiin hieman yksinkertaistettu pyöristäen.

Kohde on betonirakenteinen halli, jossa on mastojäykisteinen runko. Kohteeseen pääsee syntymään suuria tuulikuormia ja pystykuormat ovat suhteessa pieniä. Näin ollen epäkeskisyydet tulevat olemaan suuria, kun tuulikuorma on määräävänä kuormitustapauksissa.

Esimerkkilaskelmia tehdään kolme, joissa kussakin on erilaiset pohjaolosuhteet. Pilarianturan mitat tulevat määräytymään sallitun pohjapaineen mukaisesti ja anturan laskentaan käytetään Swecon maanvaraisen pilarianturan ja kalliovaraisen pilarianturan laskentapohjia.

Esimerkkilaskelmissa ei tarkastella lainkaan peruspulttien osalta rasituksia, eikä niiden vaikutusta anturan kokoon. Varsinaisessa suunnittelussa kuitenkin on syytä miettiä tätä, koska peruspulttien koko vaikuttaa myös anturan paksuuteen.

4.1 Kuormat

Kuormitukset pyritään esittämään samankaltaisina. Kuormien osalta tarkastellaan vain pystykuormaa N_{ED} ja momenttikuormaa M_{ED} . Kuormat lasketaan määräävän kuormitustapauksen mukaan, joka tässä tapauksessa oli MRT5, eli tuulikuorma määräävänä. Kuormien arvoiksi saatiin pilarin yläpään tasolla normaalivoima N_{ED} 800 kN ja momenttikuorma M_{ED} 690 kNm

4.2 Pilari

Pilarina laskelmissa on hyvin normaali teräsbetonirakenteinen pilari. Pilarin betonilaatu on C40/50 ja käyttöikä on 100 vuotta. Korkeus on 780 mm ja leveys 580 mm. Pituus pilarilla on 10 m.

4.3 Antura

Antura on yleistiedoiltaan hyvin normaali teräsbetonirakenteinen. Betonilaatu on C30/37 ja karbonatisoituminen on luokkaa XC2. Käyttöikä anturalle on 50 vuotta ja halkeilurajana pidetään 0,3 mm. Betoniteräs, jota anturoissa käytetään, on B500B.

5 ESIMERKKILASKELMAT

5.1 Esimerkkilaskelma 1

Tässä laskelmassa pilariantura perustetaan maanvaraisesti. Ensimmäisessä esimerkissä tilanne on hyvin normaalia pohjaolosuhteita vastaava, kun perustaminen tehdään maanvaraisena. Tässä laskelmassa käyttörajatilan geotekninen kantokestävyys on:

$$Q_{sall} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Perustuksen päälle tulee täyttö 0,3 m matkan. Täyttömaan tiiveys on noin 20 kN/m^3 , joten anturan yläpuolisen täytön neliökuormitus on 6 kN/m^2 .

Mallissa käytettiin anturalle jousivakiota, jonka arvot ovat seuraavanlaiset.

$$u_x = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_y = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_z = 30000 \text{ kN/m}^3$$

Näihin arvoihin päädyttiin, kun lähdettiin miettimään anturan painumaa ja mitä se todellisessa tilanteessa voisi olla. Jousivakion arvot ovat rakennesuunnittelijan arvioimia.

5.1.1 Anturan lasketut mitat

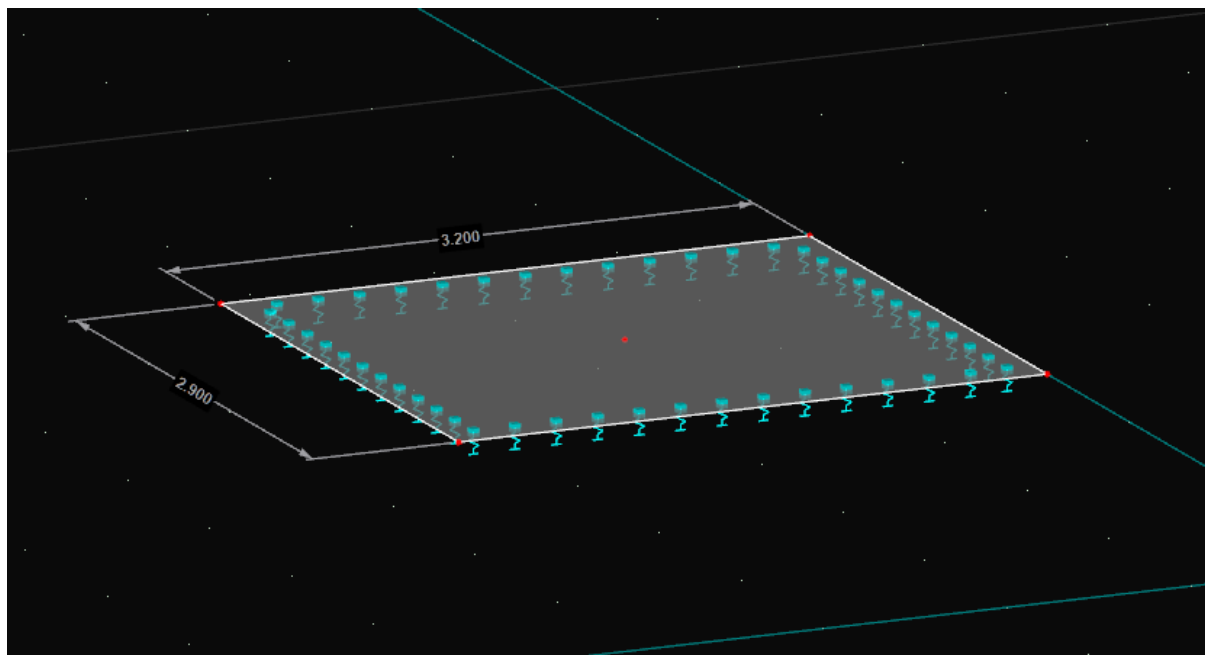
Anturan mitat on laskettu Excelillä maanvaraisen anturan laskentapohjalla. Laskelmat esitetään opinäytetyön lopussa liiteosiossa. Tässä esitetään vain tulokset, jotka saatiin. Anturan kokoa jouduttiin kasvattamaan suuresti, koska epäkeskisyyden huomattavuus, kun tuulikuorma on määrävänä. Anturan koon määräsi siis maan kantokestävyys sekä kaatumisvarmuus. Laskentapohja laskee kaatumisen aina varmalle puolelle eli kun epäkeskisyyden on enemmän, kuin $B/3$, missä B on anturan sivumitta.

Anturan mitat näkyvät seuraavassa taulukossa.

Anturan pituus	3200 mm
Anturan leveys	2900 mm
Anturan paksuus	600 mm

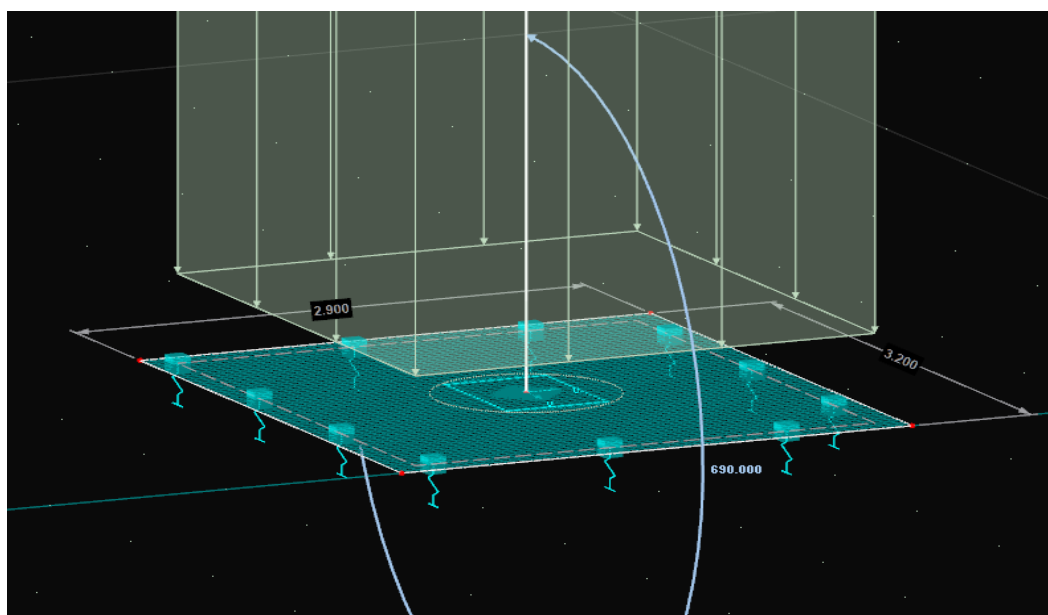
5.1.2 FEM-malli

Aluksi tehdään geometriamalli anturasta, nurkkapisteet mallinnetaan koordinaatistoon laskettujen anturan mittojen mukaisesti. Tämän jälkeen mallinnetaan kuorimalli nurkkapisteiden mukaisesti ja lisätään pinnan alainen tuki.



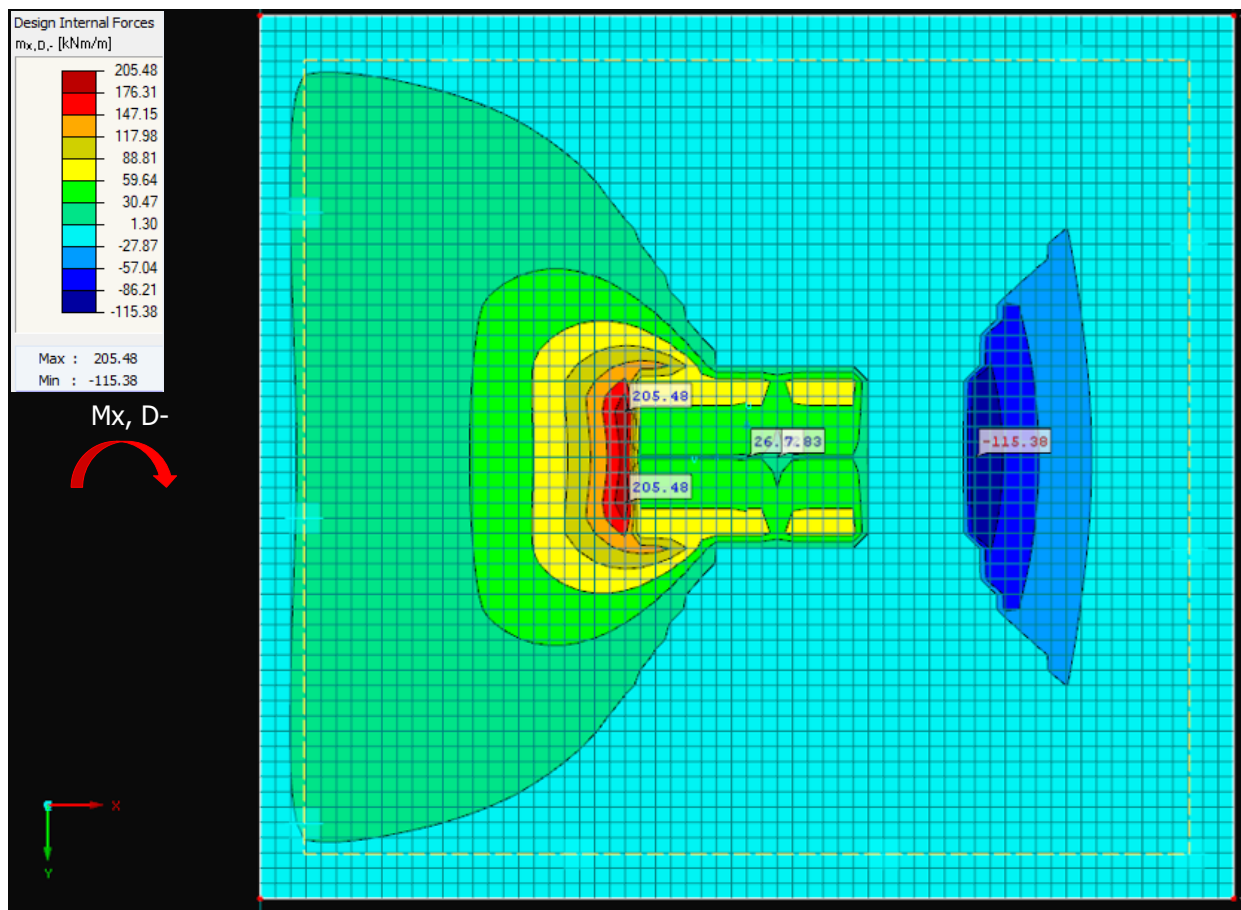
Kuva 16. Anturan geometriamalli RFEM-ohjelmassa. (Mustonen, 2023)

Seuraavaksi mallinnetaan pilari anturan päälle ja lisätään pistekuormat pilarin yläpään sekä momenttikuorma pilarin alapäähän. Lisäksi mallinnetaan myös maan täytöstä aiheutuva kuorma anturalle. Pileri on kiinnitetty momenttijaakasti anturaan. Lisätään malliin myös kuormien jakautumisen vuoksi pilarin poikkileikkauksen muotoinen alue, jotta jännitysten tarkastelu on todenmukaisempaa.



Kuva 17. Anturan valmis geometriamalli. (Mustonen, 2023)

5.1.3 Yläpinnan momentit X-suunnassa

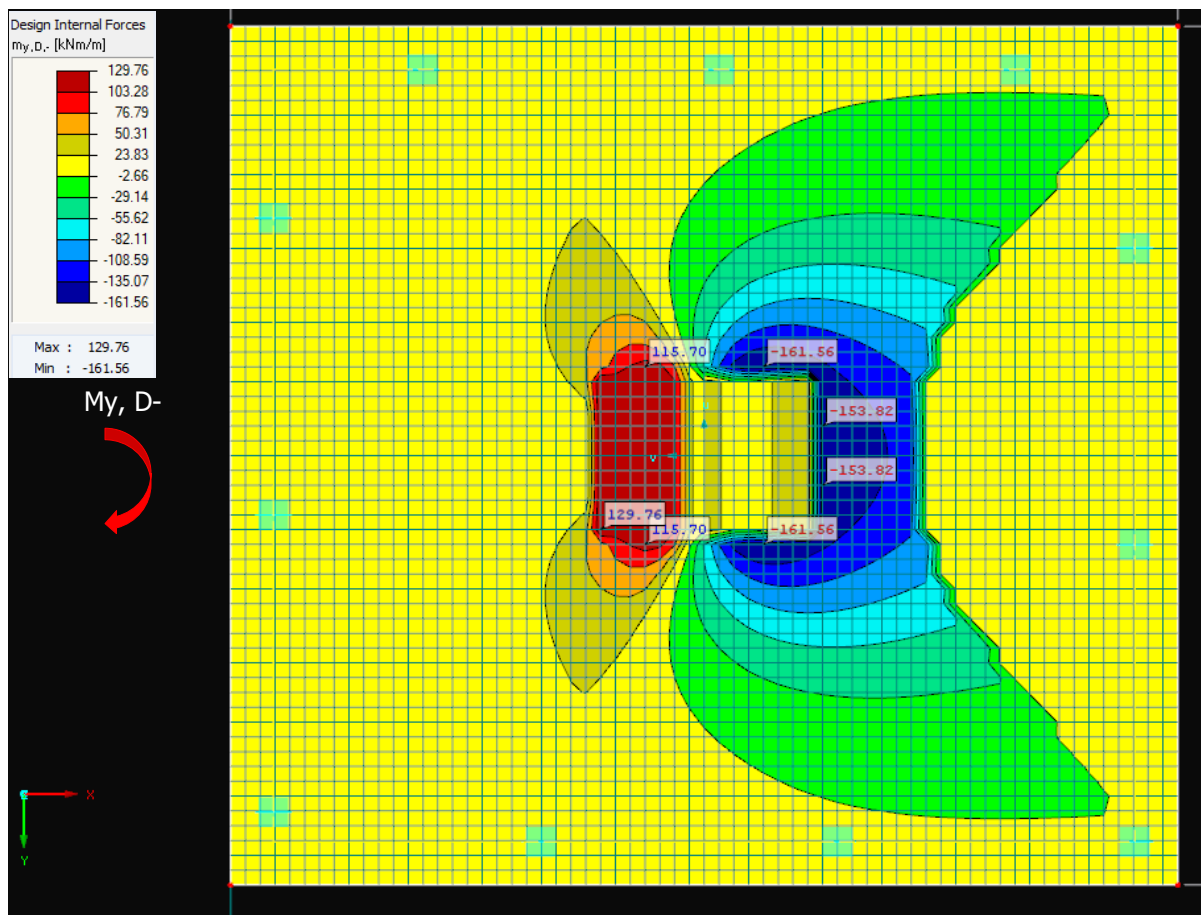


Kuva 18. Yläpinnan momentit X-suunnassa. (Mustonen, 2023)

X-suunnassa tarkastellessa nähdään, että anturan yläpintaan muodostuu rasiuksia. Suurimmat rasi-
 tukset sijoittuvat aivan pilarin juureen ja lähtevät siitä systemaattisesti laskemaan, mitä kauemmaksi
 pilarista mennään. Sininen alue on täysin puristettua aluetta, kun taas vihreä alue on hieman vedon
 puolella, mutta voimat ovat todella pieniä suhteessa siihen, mitä ne ovat pilarin juuressa. Suurin
 FEM-laskennasta saatu arvo on 205 kNm. Tällä arvolla voidaan laskea yläpinnan raudoituksen vaa-
 dittava määrä X-suunnassa.

Tarkastelua tehdessä on hyvä huomioida, että RFEM:ssä ei huomioida sitä, miten kuormitusalue tu-
 lisi muodostumaan, kun piliari on kiinnitetty peruspultteihin. Tällöin oletettavasti kuormitukset lähtisi-
 vät enemmän pilarin reunoilta, ja pilarin keskikohdassa rasiitus olisi pienempi. Pilarin toisella puolella
 yläpintaan syntyy ainoastaan puristusjännityksiä. Puristusjännitykset yläpinnassa ovat pieniä ja ne
 jakautuvat pilarin reunasta lähemmäksi anturan reunaan.

5.1.4 Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa



Kuva 19. Yläpinnan jännitykset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023)

Y-suunnassa yläpinnan momenttikuormat vedon puolella jakautuvat symmetrisesti pilarin molemmiin puolin. Kuormien kriittinen sijainti on jälleen pilarin reunassa ja lähtee pienenemään pois päin pilarista. Suurin momenttikuorma on Y-suunnassa 130 kNm ja tällä arvolla lasketaan raudoituksen tarve Y-suunnassa.

Puristuspuolen kuormat ovat suurimmillaan aivan pilarin reunassa ja lähtevät laskemaan systemaattisesti pilarista pois päin.

5.2 Esimerkilaskelma 2

Tässä laskelmassa on myös maanvarainen perustamistapa, mutta pohjaolosuhteet ovat erilaiset verrattuna esimerkilaskelmaan 1. Tässä tapauksessa on kuviteltu tilanne, jossa kallion päälle on tehty murskepatja, jonka päälle antura lähdetään perustamaan. Käyttörajatilan sallittu pohjapaine on:

$$\sigma_{\text{sall}} = 700 \text{ kN/m}^2$$

Näin suurella kantokestävyydellä todennäköisesti mitoittavana tekijänä tulee olemaan kaatumavarmuus tai leikkauskestävyys. Tässäkin laskelmassa anturan koko lasketaan laskentapohjan avulla ja laskentapohjan tulokset esitetään lopussa liitteissä.

Anturalle käytettiin jousivakiota, jonka arvot ovat seuraavanlaiset.

$$u_x = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_y = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_z = 100000 \text{ kN/m}^3$$

Näihin arvoihin päädyttiin, kun lähdettiin miettimään anturan painumaa, mitä se todellisessa tilanteessa voisi olla. Jousivakion arvot ovat rakennesuunnittelijan arvioimia.

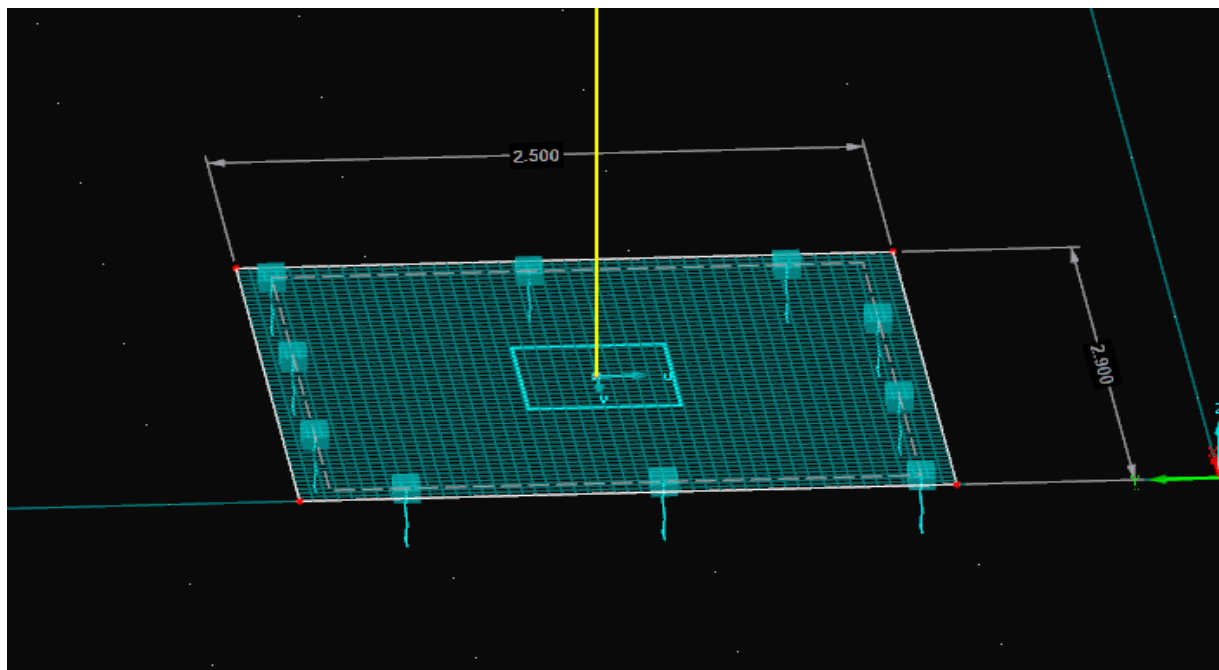
5.2.1 Anturan mitat

Antura mitoitettiin käyttämällä Swecon maanvaraisen anturan laskentapohjaa ja mitoittavana tekijänä oli kaatumisvarmuus. Antura on sivumitoiltaan hieman pienempi, kuin laskentaesimerkissä 1, mutta paksuus on sama. Anturan mitat esitetään seuraavassa taulukossa.

Anturan pituus	2900 mm
Anturan leveys	2500 mm
Anturan paksuus	600 mm

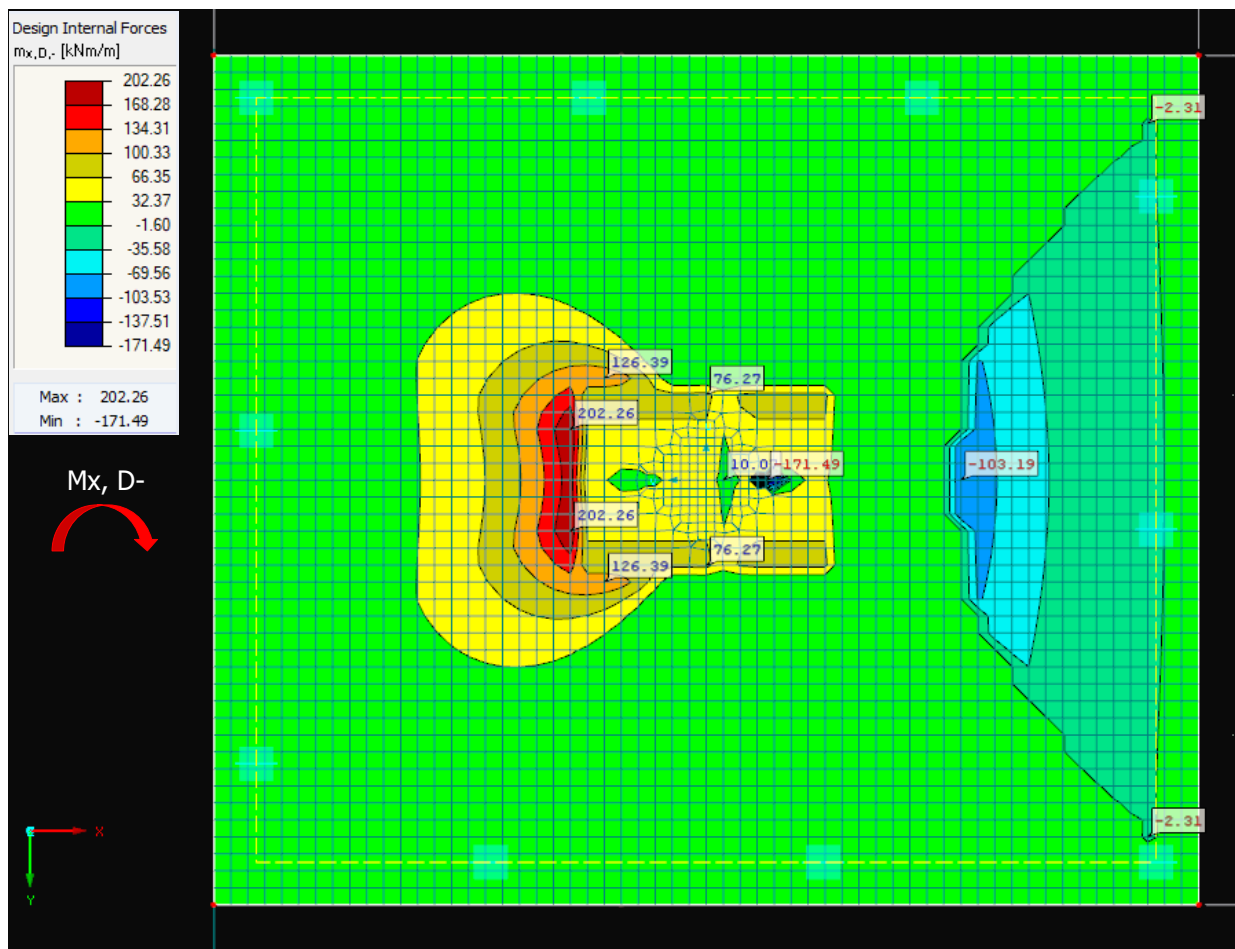
5.2.2 FEM-malli

FEM-malli tehtiin kuten aiemmassa laskelmassa.



Kuva 20. Esimerkilaskelma 2, FEM-malli. (Mustonen, 2023.)

5.2.3 Yläpinnan momentit X-suunnassa



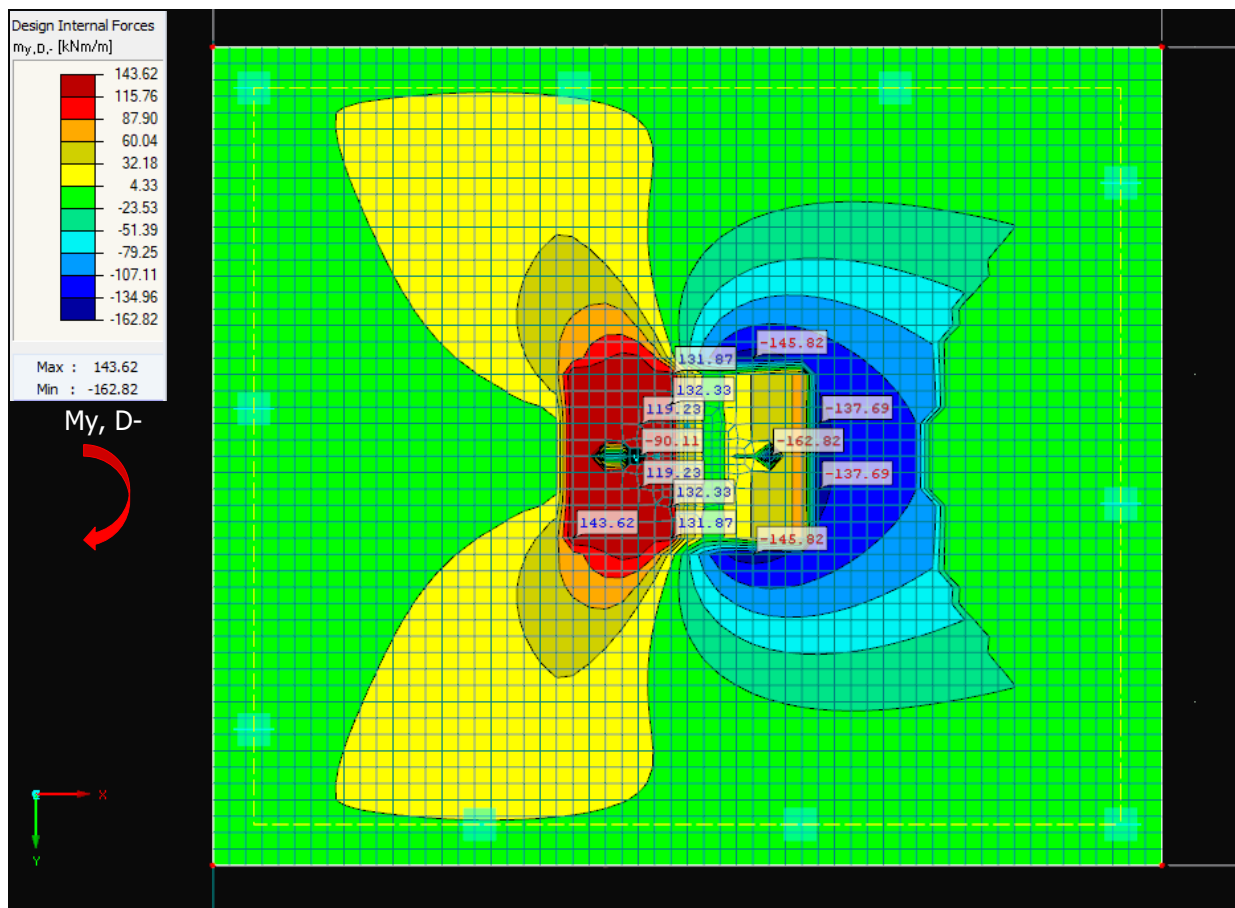
Kuva 21. Esimerkkilaskelma 2, Yläpinnan rasitukset X-suunnassa. (Mustonen, 2023)

Kuten kuvassa 21 huomataan, että rasitukset jakaantuvat lähes identtisesti verrattuna esimerkki 1 laskelmaa. Oletuksena voidaan tehdä, että maanpaineen vaikutus ei vaikuta merkittävästi siihen, kuinka rasitukset jakaantuvat anturaan.

Riittää, että antura painuu edes hieman, niin rasitukset jakaantuvat lähes samalla tavalla. Yläpinnan momenttikuormissakaan ei ole suuria eroja X-suunnassa, noin 5 kNm. Vaikka antura on sivumitoiltaan pienempi.

Tässä tapauksessa lasketaan vaadittava rauditusmäärä arvolla 203 kNm.

5.2.4 Yläpinnan rasiutukset Y-suunnassa



Kuva 22. Esimerkilaskelma 2, Yläpinnan rasiutukset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023.)

Y-suunnassa on havaittavissa sama asia, että rasiutukset ovat hyvin samankaltaiset, kuin esimerkissä 1. Momenttikeruormien arvot ovat myös hyvin lähellä toisiaan. Ero on alle 4 kNm. Tässä tapauksessa voidaan laskea yläpinnan raudituksen vaadittu määrä arvolla 144 kNm.

5.3 Esimerkilaskelma 3

Tässä laskelmassa pilariantura on suunniteltu perustettavaksi suoraan kallionvaraisesti. Kallion sallittu pohjapaine on: $\sigma_{\text{sall}} = 8 \text{ MPa}$. Kalliovaraisessa perustamisessa murtorajatilan sallittu pohjapaine täytyy jakaa kertoimella $\gamma_{\text{rv}} = 1,55$. Eli tässä tapauksessa $\sigma_{\text{sall}} / \gamma_{\text{rv}} = 5,1 \text{ MPa}$. Käytetään siis maan kantokestävyyden arvona: 5,1 MPa.

Tässä anturan mitoitus tehdään käyttämällä Swecon kallionvaraisen anturan laskentapohjaa. Anturan laskentadokumentti esitetään liiteosiossa.

Anturalle käytettiin jousivakiota, jonka arvot ovat seuraavanlaiset.

$$u_x = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_y = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$u_z = 5,0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^3$$

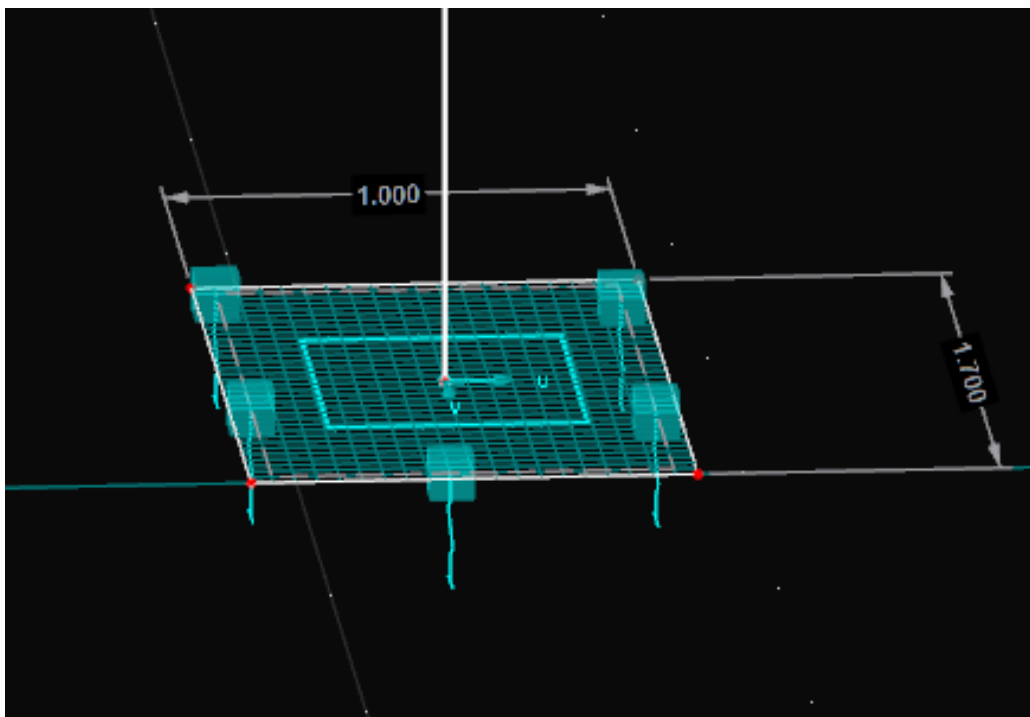
Näihin arvoihin päädyttiin, kun lähdettiin miettimään anturan painumaa ja mitä se todellisessa tilanteessa voisi olla. Kallionvaraisesti perustettuna painuma on todella pieni, mutta sitä kuitenkin tapahtuu. Jousivakion arvot ovat rakennesuunnittelijan arvioimia.

5.3.1 Anturan mitat

Seuraavassa taulukossa on esitetty kallionvaraisen pilarianturan mitat, jotka on laskettu kallionvaraisen anturan laskentapohjalla. Laskennassa mitoittavana tekijänä oli maan kantokestävyys, sekä kaatumisvarmuus.

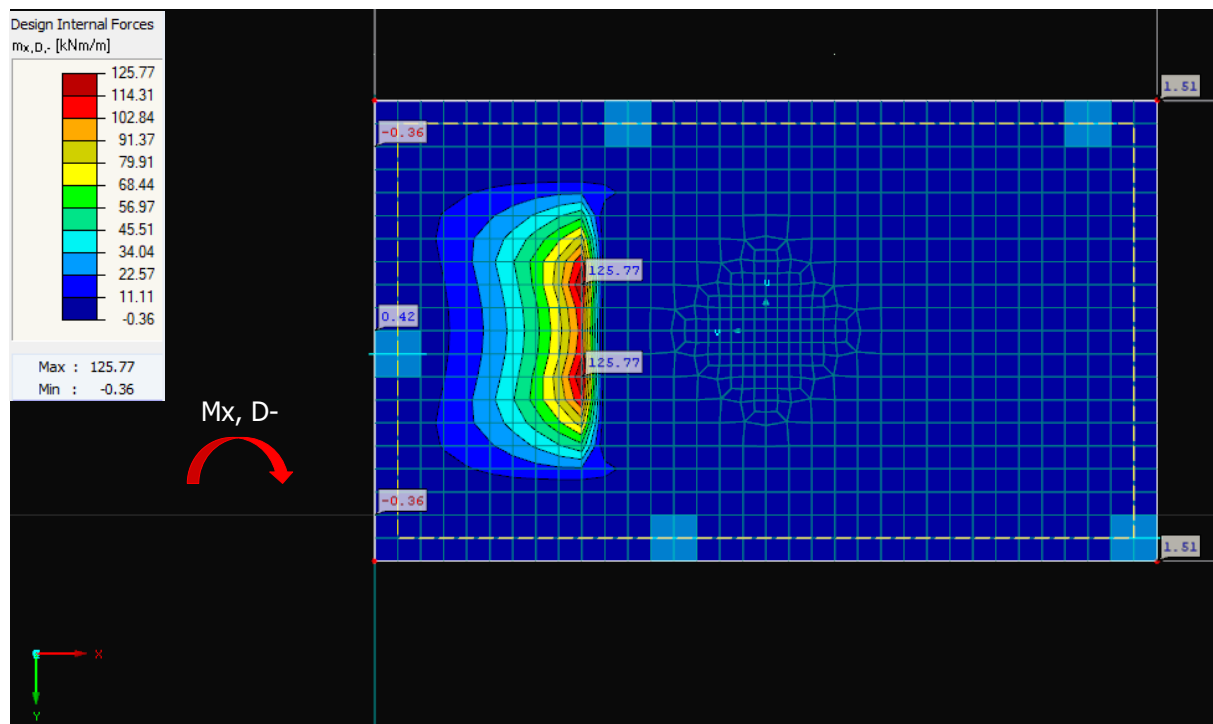
Anturan pituus	1700 mm
Anturan leveys	1000 mm
Anturan paksuus	600 mm

5.3.2 FEM-malli



Kuva 23. Esimerkkilaskelma 3, FEM-malli. (Mustonen, 2023.)

5.3.3 Yläpinnan rasitukset X-suunnassa

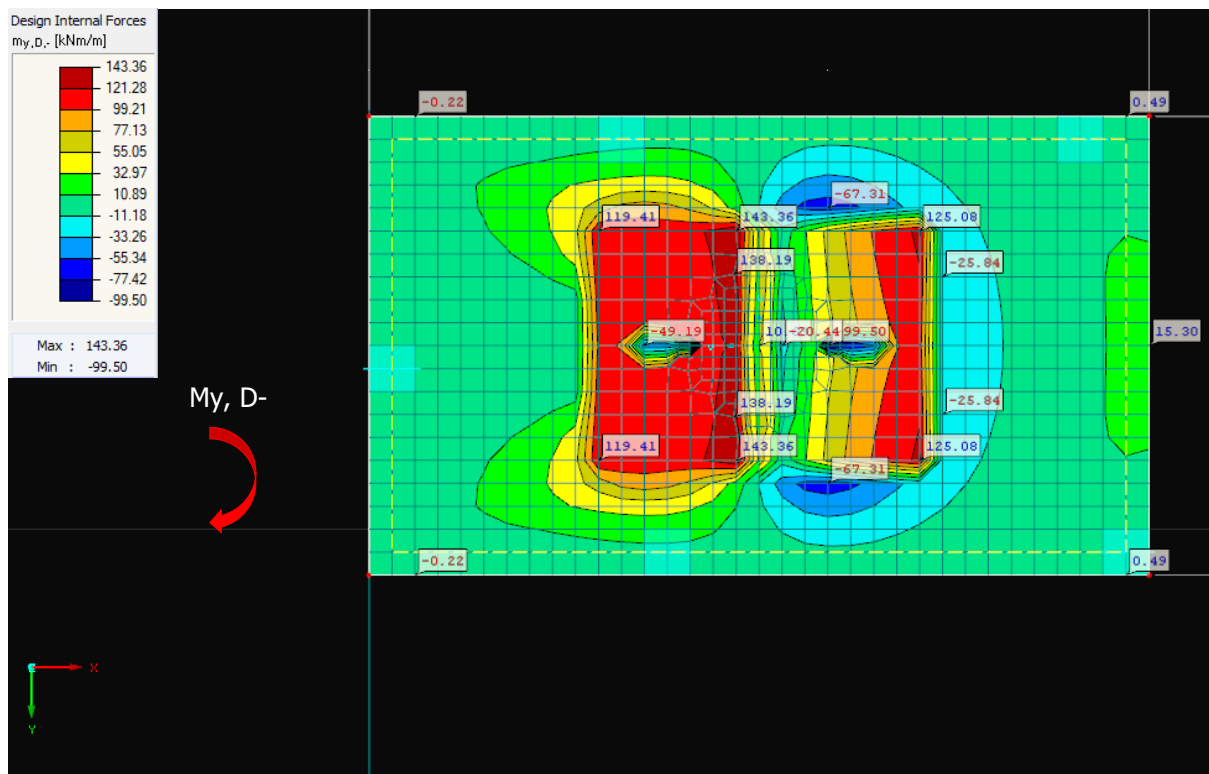


Kuva 24. Esimerkkilaskelma 3, Yläpinnan rasitukset X-suunnassa. (Mustonen, 2023.)

Kallionvaraisesti perustetussa anturassa X-suunnan rasitukset jakaantuvat eri tavalla, kuin maanvaraisesti. Tietysti asiaan vaikuttaa myös, kun anturan poikkileikkaus on huomattavasti pienempi. X-suunnassa anturaan ei synny siis ollenkaan puristavaa momenttia pilarin toiselle puolelle yläpinnassa. Nurkkiin syntyy joitain pieniä puristavia momentteja.

Yläpinnan raudoitusta lasketaan arvolla 126 kNm.

5.3.4 Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa



Kuva 25. Yläpinnan rasitukset Y-suunnassa. (Mustonen, 2023.)

Rasitukset Y-suunnassa ovat muuten hyvin samankaltaisia verrattuna maanvaraisten anturoiden tapauksissa, mutta kallionvaraisessa anturassa yläpintaan syntyy taivutusta myös pilarin toiselle puolelle, joka maanvaraisessa anturassa jäi kokonaan puristetuksi. Tämä oletettavasti johtuu siitä, kun antura on huomattavasti pienempi ja maanpaine vaikuttaa vain niin pienessä osassa anturaa, sekä painuma on huomattavan paljon pienempi.

Yläpintaan taivutusta aiheuttava momentti on siis koko pilarin poikkileikkauksen matkalta anturassa ja suurimmat kuormat sijoittuvat pilarin poikkileikkauksen nurkkien tietämille. Puristusta aiheuttava momentti alkaa pilarin poikkileikkauksen jälkeen ja näkyy kuvassa sinisellä.

Yläpinnan raudoitus lasketaan arvolla 144 kNm.

6 YLÄPINNAN RAUDOITUKSEN SUUNNITTELU

Yläpinnan raudoituksen suunnitteluun ei ole yksiselitteistä tai täysin oikeaa ratkaisua. Varsinkin, kun standardit ja normit eivät anna yläpinnan osalta vaatimuksia siihen minimiraudoituksen osalta. Yläpinnassa voitaisiin käyttää myös minimiraudoitusta, mutta sen käyttö ei välttämättä olisi taloudellisesti järkevää. Yläpinnan osalta voidaan käyttää kerrointa 1,2 momenttikuormalle, jotta minimiraudoituksen vaadittava määrä voidaan korvata. (SFS 1992-1-1, 157.)

Lisäksi on arvioitava myös, onko yläpinnan raudoitukselle tarvetta vai kestäkö betonin vetolujuus itsessään jännitykset, kun raudoitusta mietitään puhtaasti taivutuksen kannalta.

Kriittinen halkeilumomentti ei ylitä yläpinnassa, eli halkeilua ei tarvitse laskea. Raudoituksen mitoitus tehdään pelkästään taivutuksen osalta.

Raudoitusta miettiessä anturan osalle on hyvä miettiä, että antura on haljenneena poikkileikkauksena, eli ankkurointi raudoitukselle tehtäisiin vähintään jatkospituuden verran. Raudoituksen vaadittava määrä lasketaan taivutusmitoituksen kaavoilla (kaavat 2—4). Laskennat tehdään Swecon taivutettu poikkileikkaus -laskentapohjalla.

6.1 Esimerkki 1

Laskelmassa oli maanvarainen pilariantura, joka oli perustettu suhteellisen tyypillisiin pohjaolosuhteisiin. Yläpintaan tuli taivutusta aiheuttavaa momenttikuormaa, joita vastaan olisi hyvä laskea raudoitusta, jotta antura saadaan kestäväksi.

6.1.1 X-suunnan raudoituksen määrä

X-suunnassa momenttikuorman arvo on 206 kNm ja se kerrotaan 1,2 kertoimella, jolloin raudoituksen määrä lasketaan arvolla 247 kNm. Momenttikuorma sijaitsee aivan pilarin juuressa ja lähtee siitä hyvin nopeasti pienenemään. Laskettu raudoitusmäärä on 1018 mm². Joten vaadittava raudoitusmäärä on jopa yllättävänkin suuri.

Tämä raudoitusmäärä voidaan laskennallisesti täyttää, kun lisätään T8K150 B500B harjateräksiä. Tietenkin on järkevää myös arvioida raudoituksen tekotapaa, jotta se on työmaalla kustannustehokkaasti tehtävissä.

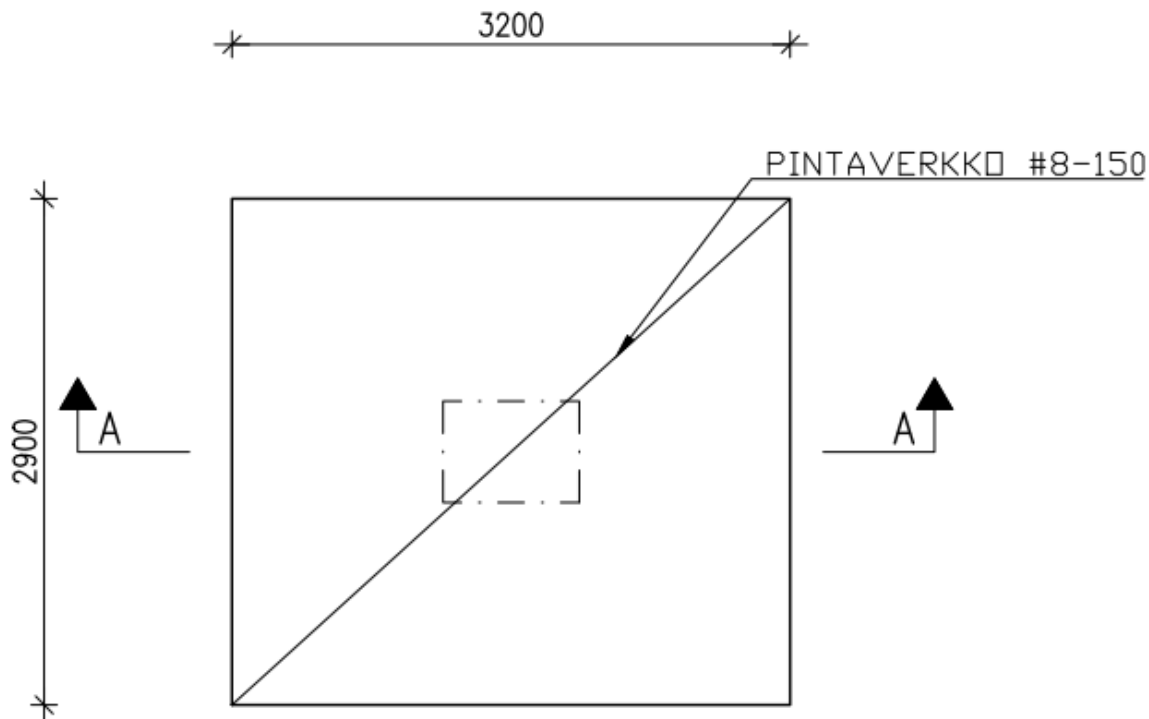
6.1.2 Y-suunnan raudoituksen määrä

Y-suunnassa momenttikuorman arvo on 130 kNm ja se kerrotaan 1,2 kertoimella, jolloin raudoituksen määrä lasketaan arvolla 156 kNm. Momenttikuorma on suurimmillaan aivan pilarin nurkissa ja suoraan pilarin alla. Rasitus lähtee hyvin nopeasti pienenemään, kun pilarista mennään pois päin. Laskettu raudoitusmäärä on Y-suunnalle 665 mm².

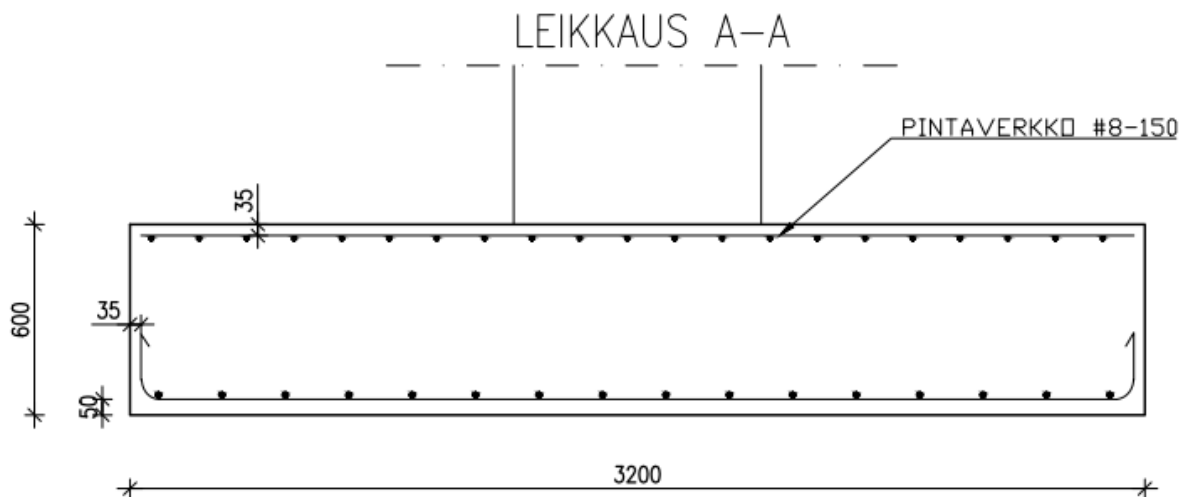
Tämä raudoitusmäärä voidaan täyttää, kun lisätään T8K200 B500B harjateräksiä.

6.1.3 Yläpinnan raudoitus

Esimerkissä 1 on järkevää lähteä tekemään yläpinnan raudoitus yläpintaan asennettavalla raudoitusverkolla. Raudoitusverkon kokona käytetään 8/150, jotta se kestäisi kaikki taivutusrasitukset. Verkko asennetaan koko yläpinnan alueelle suojaetäisyydet huomioiden, jotta ankkurointi on verkolla myös riittävä. Raudoitus esitetään seuraavissa kuvissa.



Kuva 26. Esimerkkilaskelma 1, Raudoituskuva. (Mustonen, 2023.)



Kuva 27. Esimerkkilaskelma 1, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.)

6.2 Esimerkki 2

Tässä laskelmassa oli myös maanvarainen pilariantura. Perustamisolosuhteet poikkesivat siten, että se oli perustettu murskepatjan päälle, joka oli tehty kalliolle. Tässäkin tapauksessa tuli yläpintaan vetoa aiheuttavaa momenttia. Momenttikuorma oli hyvin samankaltainen, kuin esimerkissä 1, vaikka perustamisolosuhteet poikkesivatkin.

6.2.1 X-suunnan raudoituksen määrä

Raudoituksen suurin tarve on jälleen kriittisellä alueella, joka sijaitsee aivan pilarin juuressa. Momenttikuorman arvo on 203 kNm ja se kerrotaan 1,2 kertoimella, jolloin raudoituksen määrä lasketaan 244 kNm arvolla. Laskettu määrä on 1006 mm².

Laskennallisesti arvo täytetään, kun käytetään esimerkiksi T8K150 B500B harjateräksiä. Raudoitusmäärältään yläpinnan raudoituksen tarve on lähes sama, kuin esimerkkilaskelmassa 1.

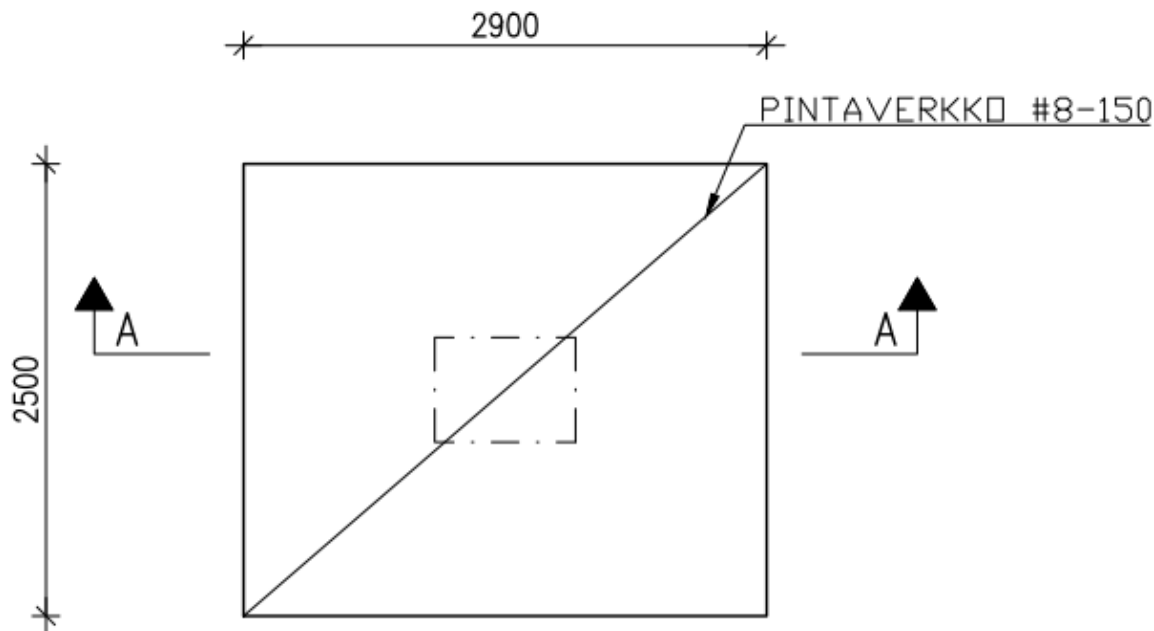
6.2.2 Y-suunnan raudoituksen määrä

Raudoituksen tarve on hyvin samankaltainen, kuin esimerkissä 1. Tässä kuitenkin momenttikuorma on hieman suurempi, kuin esimerkissä 1. Tähän oletetusti vaikuttaa, kun antura on poikkileikkaukseltaan pienempi, etenkin Y-suunnassa.

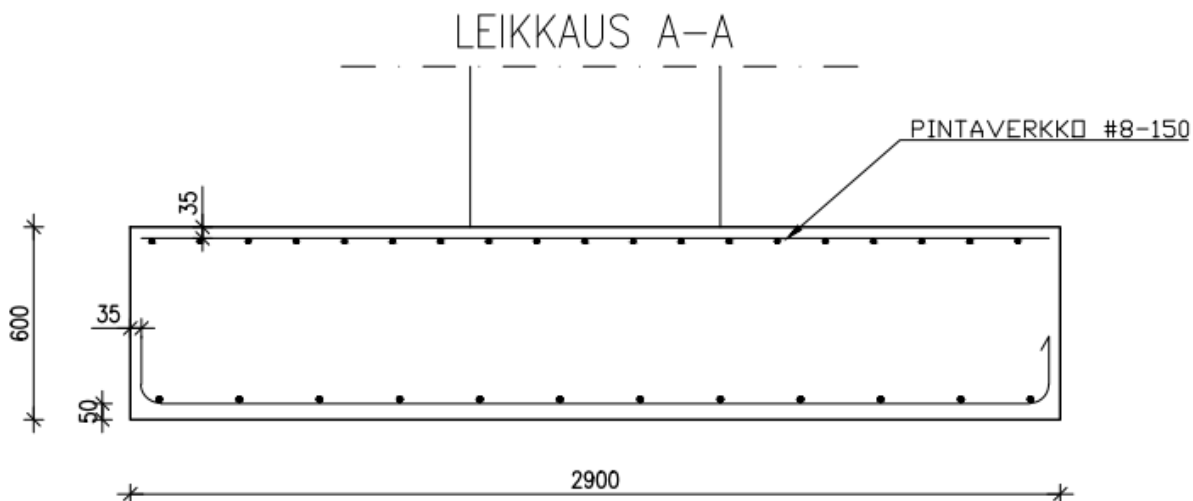
Momenttikuorman arvo on 144 kNm ja se kerrotaan kertoimella 1,2, jolloin raudoituksen määrä lasketaan arvolla 173 kNm ja laskettu määrä on 742 mm². Laskennallisesti raudoitusmäärä täytetään, kun käytetään T8K200 B500B harjateräksiä.

6.2.3 Yläpinnan raudoitus

Raudoitus toteutetaan yläpintaan samanlaisena, kuin esimerkissä 1. Raudoitus esitetään seuraavissa kuvissa.



Kuva 28. Esimerkkilaskelma 2, Yläpinnan raudoituskuva. (Mustonen, 2023.)



Kuva 29. Esimerkilaskelma 2, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.)

6.3 Esimerkki 3

Tässä esimerkissä laskenta tehtiin anturalle, joka oli perustettu täysin kallionvaraisesti. Anturan mitat erosivat suuresti verrattuna esimerkkeihin 1 ja 2. Momentit yläpinnassa jakoutuivat myös eri tavalla.

6.3.1 X-suunnan raudoituksen määrä

X-suunnassa raudoituksen määrä oli huomattavasti pienempi verrattuna esimerkkeihin 1 ja 2. Lisäksi momenttia tuli ainoastaan anturan vetopuolelle. Momenttikerroin on 1,2, joka kerrotaan 1,2 kertoimella. Raudoituksen määrä lasketaan arvolla 151 kNm.

Raudoituksen laskettu määrä on 620 mm^2 . Laskennallisesti raudoitusmäärä voidaan täyttää, kun käytetään raudoituksena T12K250 B500B harjateräksiä.

6.3.2 Y-suunnan raudoituksen määrä

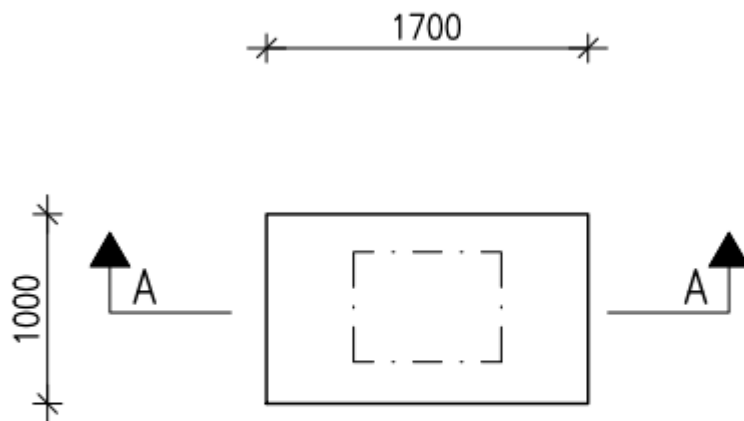
Y-suunnassa raudoituksen tarve on suurempi, kuin X-suunnassa. Eli poikkeaa siis edellisistä laskelmista täysin. Momenttikerroin on 1,44 kNm, joka kerrotaan 1,2 kertoimella. Raudoituksen määrä lasketaan arvolla 173 kNm. Raudoituksen laskettu määrä on 750 mm^2 .

Laskennallisesti raudoitusmäärä täytetään, kun käytetään raudoituksena T12K140 B500B harjateräksiä.

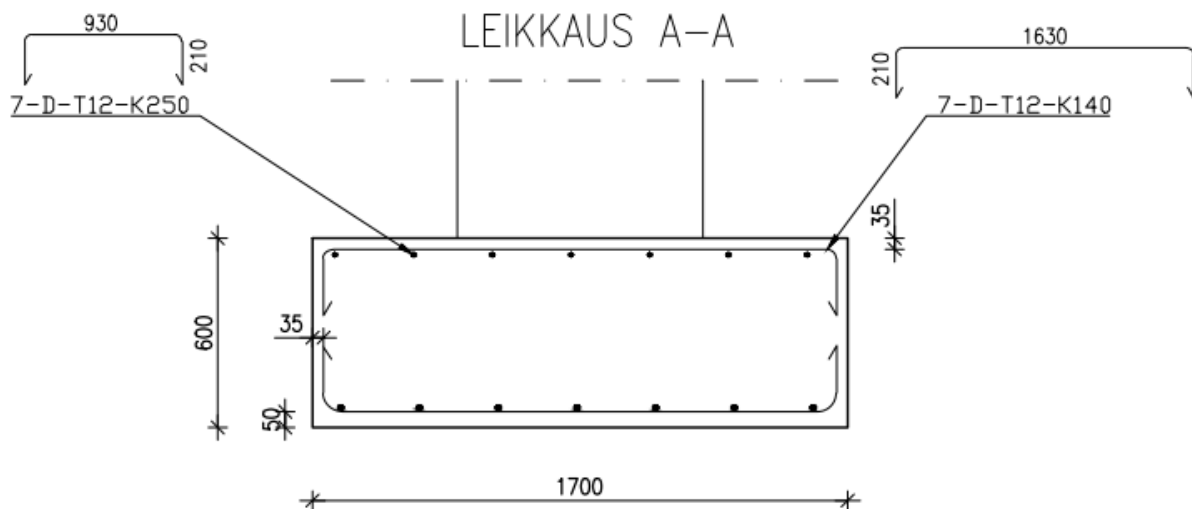
6.3.3 Yläpinnan raudoitus

Esimerkissä 3 joudutaan raudoitus tekemään hieman eri tavalla, kuin laskelmissa 1 ja 2. Tämä johtuu siitä, että antura on kooltaan sen verran pienempi, joten riittävä ankurointi joudutaan tekemään taivutetuilla harjateräksillä. Tästä syystä on järkevämpää kasvattaa raudoitustangon kokoa, jotta harjateräksiä ei tarvitse lisätä niin paljon. Asennus on helpompaa ja kustannuksetkin ovat maltillisempia, kun teräskilot pysyvät pienempinä. Harjateräkset asennetaan yläpintaan taivutettuina,

kuten seuraavissa kuvissa on esitetty. Taivuttaessa on muistettava, että taivutuksessa taivutusympyrä ei saa olla missään tapauksessa pienempi, kuin viisi kertaa taivutettavan teräksen halkaisija. (Pietilä, 20.)



Kuva 30. Esimerkki 3, Yläpinnan raudoituskuva. (Mustonen, 2023.)



Kuva 31. Esimerkki 3, Leikkaus A-A. (Mustonen, 2023.)

7 POHDINTA

Opinnäytetyön tarkoituksena oli saada tehtyä tutkimusta tilanteista, missä tarvitaan miettiä pilarianturalle yläpinnan raudoitusta. Tutkimuksessa ei alussa ollut vielä täysin selvyyttä siitä, mikä asia olisi mitoittava tekijä sille, että yläpinta vaatisi raudoitusta. Tutkimusta tehdessä varmistui käsite siitä, kun pilarianturaa kuormitetaan hyvin voimakkaalla epäkeskeisellä kuormituksella, niin taivutusta pääsee syntymään myös yläpintaan. Näiden tulosten perusteella voidaan lähteä suunnittelemaan raudoitus yläpinnalle.

Yläpinnan raudoituksen osalta on hyvä miettiä raudoituksen tapaa tapauskohtaisesti. Lähtökohtana voidaan pitää, että verkko on yksinkertaisin ja helpoin asentaa. Opinnäytetyössä ei otettu juurikaan kantaa peruspulttien vaatimaan raudoitukseen, mutta todellisessa tilanteessa voidaan raudoitus tehdä soveltaen niin, että yläpinnan vaatima raudoitus on peruspulttien vaatiman raudoituksen lisäksi.

Tavoitteissa onnistuttiin siinä määrin, että yläpintaan todella muodostui taivutusta, kun pilarianturaan kohdistuu suuri momenttikerä suhteessa pieneen normaalivoimaan. Opinnäytetyössä jäi tutkimatta, kuinka kutistuman vaikutukseen voisi varautua yläpinnan raudoituksella. Tässä voisi olla tulevaisuudessa hyvä opinnäytetyön jatkoa, missä mietittäisiin suuren laattamaisen pilarianturan kutistumaa ja sen aiheuttamia pakkovoimia, joita vastaan tarvitsisi suunnitella yläpintaan raudoitusta.

Lisäksi käsin laskentaa ei työstä saatu oikeastaan tehtyä yläpinnan vaadittavan raudoituksen osalta. Tässä voisi olla myös kehitettävä asia, jossa lähdettäisiin miettimään yksinkertaistettua laskentaa käsin, jolla voitaisiin laskea taivutusta yläpinnassa. Tämä toimisi FEM-laskennan tukena, kun tuloksia tarkastellaan.

Opinnäytetyötä oli mielenkiintoista tehdä ja se antoi paljon oppia, sekä varmuutta mitoittaa yleisesti pilarianturaa. Työ antoi myös hyvät valmiudet tilanteisiin, kun pilarianturassa tarvitsee miettiä yläpinnan raudoitusta.

Työn avulla voidaan saada käsitystä siitä, millaisessa tilanteessa on syytä miettiä myös pilarianturalle yläpintaan raudoitusta. Työ toimii myös hyvänä pohjana uusille suunnittelijoille, jotka haluavat perehtyä mastojäykisteen pilarianturan mitoitukseen.

LÄHTEET

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 BY211

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus BY210, 2008

Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta BY67, 2016

Opinnäytetyö, Teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden mitoitus, Iiro Honkanen, 1.5.2015, Viitattu 16.11.2023

Opinnäytetyö, Betonin paikallinen puristuslujuus ja halkaisuvoimat, Eemil Kautto, 5.2020, Viitattu 23.1.2023

HPM®-ankkurointipultit Tekninen Käyttöohje, https://media.peikko.com/file/dl/i/qsnQaQ/XEJ7_tCE-bcT-K2oT2w6j3g/HPM-ankkurointipultitFI002TMAWeb.pdf, 5.2019, Viitattu 25.1.2023

Opinnäytetyö, Betonirakenteiden lävistysmitoitus, Paula Romakkaniemi, 27.09.2019, Viitattu 26.1.2023

Opinnäytetyö, FEM-lähtötietoja käyttävä pilarianturan laskentapohja, Olli Kukka, 6.2021, Viitattu 31.1.2023

Elementtimenetelmään perustuvan ohjelman käytön perusteet, Risto Syrjä, 5.9.2019, Viitattu 31.1.2023

Dlubal RFEM 6 käyttöohje, 2023, <https://www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-5/08/17>

Opinnäytetyö, Betonirakenteiden raudoittaminen eurokoodin mukaisesti, Elli Pietilä, 5.2015, Viitattu 13.4.2023

LIITE 1: ESIMERKKILASKELMA 1 ANTURAN MITOITUS

B19 Maanvarainen pilariantura										Versio 2.0.0.4		
LangOPT	1											
Betoni:												
	Tunnus	γ_c	f_{ck} MPa	f_{ctd} MPa	$f_{ctk,0.05}$ MPa	f_{ctd} MPa	f_{cm} MPa	f_{ctm} MPa	E_{cm} MPa			
	C30/37	1,50	30,00	17,00	2,00	1,33	38,00	2,90	32836,57			
Betoniteräs:												
	Tunnus	γ_s	f_{yk} MPa	f_{yd} MPa	E_s MPa							
	B500B	1,15	500	435	200000							
Laskenta:												
Lähtötiedot												
	B_1	3200 mm										
	B_2	2900 mm										
	h	600 mm										
	c	50 mm										
	c_x	35 mm										
	d_x	542 mm										
	d_y	526 mm										
	c_1	1327 mm										
	c_2	1247 mm										
	b_1	780 mm										
	b_2	580 mm										
	R_d/A'	300 kN/m ²										
	Lukumäärä n_{sx}	16	kpl									
	Lukumäärä n_{sy}	17	kpl									
	s_{max}	250 mm	tankovälin maksimiarvo maksimimomentin kohdalla									
	betoniluokkavaatimus	C20/25										
	$d_{h,max}$	515 mm	ylösnoston suoran osan maksimipituus									
	$d_{h,min}$	168 mm										
Lähtötietojen virheet: <input type="text" value="0"/> kpl												
EQU, Kaatumisvarmuus												
	$e_{x,d,k}$	916 mm	OK	$e_{yd} = M_{y,Ed} / N_{Ed,EQU} <$	$B_1/3$	1066,7						
	$e_{y,d,k}$	0 mm	OK	$e_{yd} = M_{x,Ed} / N_{Ed,EQU} <$	$B_2/3$	966,7						
STR/GEO, Pohjapaine												
Momentti y-akselin ympäri:												
	$e_{x,d}$	802 mm	$e_{yd} = M_{y,Ed} / N_{Ed,GEO}$									
	$L_{x,d}$	1596 mm	$L_{x,d} = B_1 - 2e_{x,d}$									
	$e_{x,k,SLS}$	482,8 mm	$e_{yk,LT} = M_{y,EK,SLS,LT} / N_{Ed,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä								
	$e_{x,k,SLS,LT}$	29,8 mm	$e_{xk,SLS,LT} = M_{y,EK,SLS,LT} / N_{Ed,SLS}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä								
	$L_{x,k,SLS}$	2234 mm	$L_{xk,SLS} = B_1 - 2e_{xk,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä	SLS/KAR							
	$L_{x,k,SLS,LT}$	3140 mm	$L_{xk,SLS,LT} = B_1 - 2e_{xk,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä	SLS/LT							
Momentti x-akselin ympäri:												
	$e_{y,d}$	0 mm	$e_{yd} = M_{y,Ed} / N_{Ed,GEO}$									
	$L_{y,d}$	2900 mm	$L_{y,d} = B_2 - 2e_{y,d}$									
	$e_{y,k,SLS}$	0,0 mm	$e_{yk,SLS} = M_{y,EK,SLS} / N_{Ed,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä								
	$e_{y,k,SLS,LT}$	0,0 mm	$e_{yk,SLS,LT} = M_{y,EK,SLS,LT} / N_{Ed,SLS}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä								
	$L_{y,k,SLS}$	2900 mm	$L_{yk,SLS} = B_2 - 2e_{yk,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä	SLS/KAR							
	$L_{y,k,SLS,LT}$	2900 mm	$L_{yk,SLS,LT} = B_2 - 2e_{yk,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä	SLS/LT							
	p_{Ed}	248 kN/m ²	$p_{Ed} = N_{Ed,GEO} / (L_x \cdot d \cdot L_{y,d}) <$	R_d/A'								
	$p_{Ed,red}$	186 kN/m ²										
	Käyttöaste:	83 %										
SLS, Pohjapaine												
	N_{Ek}	961 kN	$e_{yk} = M_{x,Ek} / N_{Ek,SLS}$	SLS								
	M_{kx}	0 kNm										
	e_{yk}	0 mm	$e_{yk} = M_{y,Ek} / N_{Ek,SLS}$	SLS								
	M_{ky}	464 kNm										
	e_{xk}	483 mm										
Y-suuntaan												
	$B_1/6$	533 mm										
	Tapaus a)											
	B_x	3200 mm										

X-suuntaan			
	B2/6=	483 mm	
	Tapaus a)		
	By	2900 mm	
	Normaalijännitys:	104 kPa	
	Taivutusvastus Wy':	4,95E+09 mm3	Y-akselin ympäri
	Taivutusjännitys:	9,38E+01 kPa	
	Taivutusvastus Wx':	4,49E+09 mm3	X-akselin ympäri
	Taivutusjännitys:	0,00E+00 kPa	
Jännitykset nurkittain:			
	x,y:	197 kPa	
	x,-y:	197 kPa	
	-x,-y:	10 kPa	
	-x,y:	10 kPa	
	Tehollinen jännitys:	1,97E+02 kPa	
	Käyttöaste:	99 %	

Raudoitus**MRT momentti y-akselin ympäri:**

$M_{y,ed}$	474 kNm
$\mu_{x,ed}$	0,033
$\beta_{x,ed}$	0,033
$z_{x,ed}$	533 mm
$F_{x,ed1}$	890 kN
$A_{s,vand,x}$	2047 mm ²
$A_{s,min,x}$	2367 mm ²
$A_{s,max,x}$	104400 mm ²
$A_{s,x}$	3217 mm ²
Käyttöaste:	74 %

$$M_{y,ed} = p_{Ed} \cdot B_2 \cdot c_1^2 / 2$$

$$\mu_{x,ed} < \mu_d$$

$$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctd} / f_{yk} \cdot b \cdot d; 0.0013 \cdot b \cdot d; 0.2 \cdot A_{s,y}) \quad (\text{EC2 9.1N})$$

$$A_{s,max} = 0.06 A_c \quad (\text{NDP-SFS-EN 1992-1-1: 9.5.2})$$

$$A_{s,x} > A_{s,vand,x}$$

MRT momentti x-akselin ympäri:

$M_{x,ed}$	462 kNm
$\mu_{y,ed}$	0,031
$\beta_{y,ed}$	0,031
$z_{y,ed}$	518 mm
$F_{y,ed1}$	893 kN
$A_{s,vand,y}$	2053 mm ²
$A_{s,min,y}$	2535 mm ²
$A_{s,max,y}$	115200 mm ²
$A_{s,y}$	3418 mm ²
Käyttöaste:	74 %

$$M_{x,ed} = p_{Ed} \cdot B_1 \cdot c_2^2 / 2$$

$$\mu_{y,ed} < \mu_d$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: Kaava 9.1N})$$

$$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctd} / f_{yk} \cdot b \cdot d; 0.0013 \cdot b \cdot d; 0.2 \cdot A_{s,x})$$

$$A_{s,max} = 0.06 A_c \quad (\text{NDP-SFS-EN 1992-1-1: 9.5.2})$$

$$A_{s,y} > A_{s,vand,y}$$

Päätöraudoituksen ankkurointi

η_1	1,00
η_2	1,00
f_{bd}	3,00 MPa

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: 8.4})$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: 9.8.2})$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1, 8.4.2})$$

B1 suunta (x)

dTx=	72 mm	taivutustelan halkaisija
e_x	117 mm	
z_{ix}	488 mm	
$\alpha_{1,x}$	0,70	
$\alpha_{2,x}$	0,98	
$\alpha_{3,x}$	1,00	
$\alpha_{5,x}$	1,00	

B2 suunta (y)

dTy=	72 mm	taivutustelan halkaisija
e_y	87 mm	
z_{iy}	473 mm	
$\alpha_{1,y}$	0,70	
$\alpha_{2,y}$	0,98	
$\alpha_{3,y}$	1,00	
$\alpha_{5,y}$	1,00	

Ankkuroinnin tulokset "Leikkaus ja ankkurointi" kohdassa

Halkeilurajat: Betonirakenteet 2016, ympäristöministeriö

Karbonatisoituminen	XC2	
w=	0,3	rasitusluokan mukainen halkeamaleveysvaatimus
Kloridirasitus	-	
w=	0,4	rasitusluokan mukainen halkeamaleveysvaatimus
c=	50 mm	x-suunnan betonipeite
cy=	66	y-suunnan betonipeite
W _{max} =	0,3	Käyttöön mukainen halkeamaleveysvaatimus

Halkeamaleveys, yleinen tapaus

E _{c,eff} =	32837 MN/m ²	E _{c,eff} = E _{cm}	
α _e =	6,1	E _f /E _{c,eff}	
k ₁ =	0,4	lyhytaik. kuormille 0.6, pitkäaik. kuormille 0.4	
k ₁ =	0,8	hyvä tartunta 0.8(harjateräs), huono tartunta 1.6(sileät tangot)	
k ₂ =	0,5	taivutukselle 0.5, vedolle 1.0	
k ₃ =	3,4	vakio	
k ₄ =	0,425	vakio	
P _{Ek,SLS} =	148 kN/m ²	P _{Ek,SLS} = N _{Ek,SLS} / (Lx.k*L _{y,k})	LT
P _{Ek,SLS,LT} =	96 kN/m ²	P _{Ek,SLS,LT} = N _{Ek,SLS,LT} / (Lx.k*L _{y,k})	SLS

Momentti x-akselin ympäri

M _{yk,SLS,LT} =	206 kNm	P _{y,Ek,SLS,LT} *B ₁ *c ₂ ² /2	
M _{k,SLS} =	319 kNm	P _{y,Ek,SLS} *B ₁ *c ₂ ² /2	
h _{c,eff,x} =	174,5 mm	min(2.5(h-dy);(h-x _s)/3;h/2)	tehollinen vetopinnan korkeus
A _{c,eff,x} =	558423 mm ²	B ₁ *h _{c,eff}	tehollinen vetopinnan ala
ρ _{s,eff,x} =	0,006	A _{s,y} /A _{c,eff}	
x _{s,x} =	76,48 mm	-A _s α _e /B ₁ + ((A _s α _e) ² +2*A _s α _e d _s B ₁) ^{0.5}	haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta
I _{cr} =	4683941807 mm ⁴	1/3 B ₁ x ³ + α _e * A _{s,y} (d _s -x) ²	haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
ε _s =	0,000102	M _{x,ik,SLS,LT} /(E _s I _{cr})*x	
ε _s =	0,000602	ε _s *(dy-x)/x	
σ _s =	120,4 MPa	E _s ε _s	
ε _{sm} -ε _{cm} =	0,00036	[σ _s - k ₁ (f _{dm} /ρ _{s,eff})(1 + α _e ρ _{s,eff})]/E _s > 0,6σ _f /E _s	
S _{r,max,x} =	669 mm	k ₁ c+k ₂ k ₃ k ₄ φ/ρ _{s,eff}	suurin halkeamaväli
S _{r,max} =	669 mm		
M _{cr,x} =	556,1 kNm	M _{cr} =f _{ctm} W ₀ , W ₀ =B ₁ *H ² /6	halkeamakestävyys (poikkileikkauksen raudoitusta ei huomioitu)
w _{k,x} =	0,24 mm	S _{r,max} (ε _{sm} -ε _{cm})	laskettu halkeamaleveys
w _{k,x} =	0	Jos M _{k,SLS} < M _{cr,x} , w _{k,x} = 0	Todellinen halkeamaleveys kun huomioidaan halk.kestävyys

Halkeamakestävyys ei ylity. Poikkileikkaus ei halkea.

Käyttöaste: 80 %

Momentti y-akselin ympäri

M _{yk,SLS,LT} =	203 kNm	M _{y,ik,SLS,LT} = P _{x,Ek,SLS,LT} *B ₂ *c ₁ ² /2	
M _{k,SLS,LT} =	315 kNm	M _{y,ik,SLS,LT} = P _{x,Ek,SLS,LT} *B ₂ *c ₁ ² /2	
h _{c,eff,y} =	145,0 mm	min(2.5(h-dx);(h-x _s)/3;h/2)	tehollinen vetopinnan korkeus
A _{c,eff,y} =	420500 mm ²	B ₂ *h _{c,eff}	tehollinen vetopinnan ala
ρ _{s,eff,y} =	0,008	A _{s,x} /A _{c,eff}	
x _{s,y} =	79,09 mm	-A _s α _e /B ₂ + ((A _s α _e) ² +2*A _s α _e d _s B ₂) ^{0.5}	haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta
I _{cr} =	4676938464 mm ⁴	1/3 B ₂ x ³ + α _e * A _{s,x} (d _s -x) ²	haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
ε _s =	0,000105	M _{y,ik,SLS,LT} /(E _s I _{cr})*x	
ε _s =	0,000612	ε _s *(d _s -x)/x	
σ _{s,oi} =	122,4 MPa	E _s ε _s	
ε _{sm} -ε _{cm} =	0,00037	[σ _s - k ₁ (f _{dm} /ρ _{s,eff})(1 + α _e ρ _{s,eff})]/E _s > 0,6σ _f /E _s	
S _{r,max,y} =	526 mm	k ₁ c+k ₂ k ₃ k ₄ φ/ρ _{s,eff}	suurin halkeamaväli
S _{r,max} =	526 mm		
M _{cr,y} =	504,0 kNm	M _{cr} =f _{ctm} W ₀ , W ₀ =B ₂ *H ² /6	halkeamakestävyys (poikkileikkauksen raudoitusta ei huomioitu)

$w_{k,y} =$	0,19 mm	$S_{r,max}(e_{min}-e_{cm})$	laskettu halkeamaleveys
$w_{k,y} =$	0	Jos $M_{k,y,SIS} < M_{cr,y}$, $w_{k,y} = 0$	Todellinen halkeamaleveys kun huomioidaan halk.kestävyys
Halkeamakestävyys ei ylitä. Poikkileikkaus ei halkea.			
Käyttöaste:	63 %		

Leikkaus ja ankkurointi (tarkastus puolelta jossa pohjapaine vaikuttaa pidemmältä)

cot teetta	1	
X	534 mm	Tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys pilarista
AtoB,x	793 mm	Poikkileikkauksen ja tehollisen alan reunan välinen etäisyys
AtoB,y	713 mm	Poikkileikkauksen ja tehollisen alan reunan välinen etäisyys
R,x	427 kN	Voiman resultantti
R,y	424 kN	Voiman resultantti
Ze,x	931 mm	Voiman resultantin sijainti
Ze,y	891 mm	Voiman resultantin sijainti
Zi	481 mm	Momenttivarsi
Fs,x	827 kN	Ankkuroitava voima
Fs,y	785 kN	Ankkuroitava voima
Lb,x	1036 mm	Käytettävissä oleva ankkurointipituus
Lb,y	956 mm	Käytettävissä oleva ankkurointipituus
lbd,req,x	235 mm	Vaadittu ankkurointipituus
lb,min,x	160 mm	Ankkuroinnin minimipituus
lbd,req,y	210 mm	Vaadittu ankkurointipituus
lb,min,y	160 mm	Ankkuroinnin minimipituus
Tehollinen Asx	3217 mm ²	Vetoraudoituksen ankkuroituvuus osuus
Tehollinen Asy	3418 mm ²	Vetoraudoituksen ankkuroituvuus osuus

Leikkausmitoitus teetan mukaan X

$k_x =$	1,607
$\rho_x =$	0,00205
Vrd,c0,x	555 kN
Vrd,cmin,x	614 kN
Vrd,c,x	614 kN

Leikkauksen kt, teetta=1	69,6 %
Ankkuroinnin kt, teetta=1	22,7 %

Käyttöaste leikkaus:	70 %
Käyttöaste ankkurointi:	25 %

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w \cdot d \cdot k \cdot \left\{ 100 \cdot \rho_l + \frac{f_{ck}}{MPa} \right\}^{1/3}$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 \cdot b_w \cdot d \cdot k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \cdot MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c0}, V_{Rd,cmin} \right\}$$

Leikkausmitoitus teetan mukaan Y

$k_y =$	1,62
$\rho_y =$	0,001911
Vrd,c0,y	584 kN
Vrd,cmin,y	663 kN
Vrd,c,y	663 kN

Leikkauksen kt, teetta=1	63,9 %
Ankkuroinnin kt, teetta=1	22,0 %

Käyttöaste leikkaus:	64 %
Käyttöaste ankkurointi:	25 %

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w \cdot d \cdot k \cdot \left\{ 100 \cdot \rho_l + \frac{f_{ck}}{MPa} \right\}^{1/3}$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 \cdot b_w \cdot d \cdot k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \cdot MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c0}, V_{Rd,cmin} \right\}$$

Lävistys

SFS-EN 1992-1-1, luku 6.4

$e_{x,d} =$	802 mm
$e_{y,d} =$	0 mm
$L_{x,d} =$	1596 mm
$L_{y,d} =$	2900 mm
$p_{E,d} =$	175 kN/m ²

$$e_{x,d} = M_{y,E,d} / (N_{E,d,GEO-\gamma G,sup,a} \cdot K_{FI} \cdot g_0)$$

$$e_{y,d} = M_{x,E,d} / (N_{E,d,GEO-\gamma G,sup,a} \cdot K_{FI} \cdot g_0)$$

$$L_{x,d} = B_1 - 2e_{x,d}$$

$$L_{y,d} = B_2 - 2e_{y,d}$$

$$p_{x,E,d} = (N_{E,d,GEO-\gamma G,sup,a} \cdot K_{FI} \cdot g_0) / (B_2 \cdot L_{x,d}) < R_{yA}'$$

Leikkausraudoittamattoman laatan leikkaukspasiteetti

cot $\Theta =$	1
a = d cot Θ	534 mm
d_eff = (dx+dy)/2 =	534 mm
r _{u1} = d_eff cot Θ	534 mm
u ₁ =	6066 mm
$\rho =$	0,0020

$$\Theta = 45,0^\circ$$

perustarkastuspiirin säde peruspilarien reunasta

$$k = 1 + \sqrt{200/d_{eff}} \leq 2,0 = 1,61$$

$$D = [c_1 \cdot c_2]^{0,5} = 673 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,8 \left(\frac{\rho}{\rho_{lim}} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{\rho}{\rho_{lim}} + 4 \right)} = 0,10$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{3/2} = 0,00$$

(EC2 6.3N) Kansallinen valinta

$$k_f = 0,10$$

6.2.2 (1) Kansallinen valinta

$$\sigma_{cp} = 0,00$$

$$v_{\text{Ed}} = C_{\text{red},k}(100 \rho_l f_{tk})^{1/3} \times 2d/a \geq v_{\text{min}} \times 2d/a \quad \boxed{0.62} \text{ MPa} \quad \text{EC2 (6.50)}$$

Läpileikkautuminen, epäkeskisyyks

$$V_{\text{ed,red}} = \boxed{563,9} \text{ kN}$$

$$W_{1,y} = 3811708,3 \text{ mm}^2$$

$$c_1/c_2 = 1,344827586$$

$$k = 0,6$$

(EC2 6.40)

$$W_{1,z} = 3554743,538 \text{ mm}^2$$

$$c_2/c_1 = 0,743589744$$

$$k = 0,45$$

(EC2 6.40)

$$W_i = \int_0^u |e| dl$$

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed,red}}}{ud} \left[1 + \sqrt{\left(k_y \frac{M_{\text{Ed,y}} u}{V_{\text{Ed,red}} W_y} \right)^2 + \left(k_z \frac{M_{\text{Ed,z}} u}{V_{\text{Ed,red}} W_z} \right)^2} \right]$$

$$\beta = 2,17$$

$$v_{\text{Ed}} = \beta V_{\text{ed,red,L}} / (u_1 v d) = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\eta = \boxed{61,0} \%$$

$$\eta_{\text{max}} = 61,2 \%$$

$$V_{\text{Rd,c}} = V_{\text{Ed,Lx}} / \eta = \boxed{946,5} \text{ kN}$$

pystykuorman kestävyvyyden vertailuarvo

Liukuma

$$N_{\text{Ed}} = 751,7 \text{ kN}$$

$$H_{\text{Ed,x}} = 1,5 \text{ kN}$$

$$H_{\text{Ed,y}} = 0 \text{ kN}$$

$$\delta_{\text{Ed}} = 0,5306 \text{ rad}$$

$$R_{\text{d}} = 400,9 \text{ kN}$$

x-suuntaan

y-suuntaan

 $(N_{\text{Ed}} \tan \delta_{\text{Ed}}) / R_{\text{d,h}}$ (avoimet olosuhteet)

$$K_a = 0,4 \%$$

$$0,0 \%$$

x-suuntaan

y-suuntaan

Laskennan hyväksyntä

Negatiivinen tulos: kplLaskee hyväksytyt tulokset ja lähtöarvot
Laskenta täyttää vaatimukset

LIITE 2: ESIMERKKILASKELMAN 2 ANTURAN MITOITUS

B19 Maanvarainen pilariantura										Versio 2.0.0.4	
LangOPT		1									
Betoni:											
	Tunnus	γ_c	f_{ck} MPa	f_{td} MPa	$f_{ck,0.05}$ MPa	f_{td} MPa	f_{cm} MPa	f_{ctm} MPa	E_{cm} MPa		
	C30/37	1,50	30,00	17,00	2,00	1,33	38,00	2,90	32836,57		
Betoniteräs:											
	Tunnus	γ_s	f_{yk} MPa	f_{yd} MPa	E_s MPa						
	B500B	1,15	500	435	200000						
Laskenta:											
Lähtötiedot											
	B_1	2900 mm									
	B_2	2500 mm									
	h	600 mm									
	c	50 mm									
	c_x	35 mm									
	d_x	542 mm									
	d_y	526 mm									
	c_1	1177 mm									
	c_2	1047 mm									
	b_1	780 mm									
	b_2	580 mm									
	$R_{yA'}$	1000 kN/m ²									
	Lukumäärä n_{st}	18 kpl									
	Lukumäärä n_{sy}	20 kpl									
	s_{max}	250 mm									
	betoniluokkavaatimus	C20/25									
	dh,max	515 mm									
	dh,min	168 mm									
	Lähtötietojen virheet:	0 kpl									
EQU, Kaatumisvarmuus											
	$e_{x,d}$	943 mm		OK		$e_{y,d} = M_{y,Ed} / N_{Ed,EQU} <$	B/3		966,7		
	$e_{y,d}$	0 mm		OK		$e_{x,d} = M_{x,Ed} / N_{Ed,EQU} <$	B/3		833,3		
STR/GEO, Pohjapaine											
Momentti y-akselin ympäri:											
	$e_{x,d}$	797 mm				$e_{y,d} = M_{y,Ed} / N_{Ed,GEO}$					
	$L_{x,d}$	1307 mm				$L_{x,d} = B_1 - 2e_{x,d}$					
	$e_{x,SLS}$	493,6 mm				$e_{x,LT} = M_{y,Ed,SLS} / N_{Ed,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä				
	$e_{x,SLS,LT}$	31,4 mm				$e_{x,SLS,LT} = M_{y,Ed,SLS,LT} / N_{Ed,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä				
	$L_{x,SLS}$	1913 mm				$L_{x,SLS} = B_1 - 2e_{x,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä		SLS/KAR		
	$L_{x,SLS,LT}$	2837 mm				$L_{x,SLS,LT} = B_1 - 2e_{x,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä		SLS/LT		
Momentti x-akselin ympäri:											
	$e_{y,d}$	0 mm				$e_{y,d} = M_{y,Ed} / N_{Ed,GEO}$					
	$L_{y,d}$	2500 mm				$L_{y,d} = B_2 - 2e_{y,d}$					
	$e_{y,SLS}$	0,0 mm				$e_{y,SLS} = M_{y,Ed,SLS} / N_{Ed,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä				
	$e_{y,SLS,LT}$	0,0 mm				$e_{y,SLS,LT} = M_{y,Ed,SLS,LT} / N_{Ed,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä				
	$L_{y,SLS}$	2500 mm				$L_{y,SLS} = B_2 - 2e_{y,SLS}$	Ominaisyhdistelmällä		SLS/KAR		
	$L_{y,SLS,LT}$	2500 mm				$L_{y,SLS,LT} = B_2 - 2e_{y,SLS,LT}$	Pitkäaikaisyhdistelmällä		SLS/LT		
	P_{Ed}	337 kN/m ²				$P_{Ed} = N_{Ed,GEO} / (L_x \cdot d \cdot L_{y,d}) <$			$R_{yA'}$		
	$P_{Ed,red}$	259 kN/m ²									
	Käyttöaste:	34 %									
SLS, Pohjapaine											
	N_{Ed}	919 kN				$e_{y,k} = M_{x,Ed} / N_{Ed,SLS}$			SLS		
	M_{kx}	0 kNm				$e_{x,k} = M_{y,Ed} / N_{Ed,SLS}$			SLS		
	$e_{y,k}$	0 mm									
	M_{ky}	454 kNm									
	$e_{x,k}$	494 mm									
Y-suuntaan											
	$B_1/6$	483 mm									
	Tapaus a)										
	Bx	2869,160464 mm									

X-suuntaan			
	B2/6=	417 mm	
	Tapaus b)		
	By	2500 mm	
	Normaalijännitys:	128 kPa	
	Taivutusvastus Wy':	3,43E+09 mm3	Y-akselin ympäri
	Taivutusjännitys:	1,32E+02 kPa	
	Taivutusvastus Wx':	2,99E+09 mm3	X-akselin ympäri
	Taivutusjännitys:	0,00E+00 kPa	
Jännitykset nurkkaitin:			
	x,y':	260 kPa	
	x,-y':	260 kPa	
	-x,-y':	0 kPa	
	-x,y':	0 kPa	
	Tehollinen jännitys:	2,60E+02 kPa	
	Käyttöaste:	37 %	

Raudoitus**MRT momentti y-akselin ympäri:**

$M_{y,ed}$	=	448 kNm
$\mu_{x,ed}$	=	0,036
$\beta_{x,ed}$	=	0,037
$Z_{x,ed}$	=	532 mm
$F_{x,ed1}$	=	842 kN
$A_{s,vaad,x}$	=	1937 mm ²
$A_{s,min,x}$	=	2041 mm ²
$A_{s,max,x}$	=	90000 mm ²
$A_{s,x}$	=	3619 mm ²
Käyttöaste:	=	56 %

$$M_{y,ed} = \rho_{Ed} B_2 c_1^2 / 2$$

$$\mu_{x,ed} < \mu_d$$

$$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d, 0,0013 b \cdot d, 0,2 A_{s,y}) \quad (\text{EC2 9.1N})$$

$$A_{s,max} = 0,06 A_c \quad (\text{NDP-SFS-EN 1992-1-1: 9.5.2})$$

$$A_{s,x} > A_{s,vaad,x}$$

MRT momentti x-akselin ympäri:

$M_{x,ed}$	=	411 kNm
$\mu_{y,ed}$	=	0,030
$\beta_{y,ed}$	=	0,031
$Z_{y,ed}$	=	518 mm
$F_{y,ed1}$	=	794 kN
$A_{s,vaad,y}$	=	1827 mm ²
$A_{s,min,y}$	=	2298 mm ²
$A_{s,max,y}$	=	104400 mm ²
$A_{s,y}$	=	4021 mm ²
Käyttöaste:	=	57 %

$$M_{x,ed} = \rho_{Ed} B_1 c_2^2 / 2$$

$$\mu_{y,ed} < \mu_d$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: Kaava 9.1N})$$

$$A_{s,min} = \max(0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d, 0,0013 b \cdot d, 0,2 A_{s,x})$$

$$A_{s,max} = 0,06 A_c \quad (\text{NDP-SFS-EN 1992-1-1: 9.5.2})$$

$$A_{s,y} > A_{s,vaad,y}$$

Päätöraudoituksen ankkurointi

η_1	=	1,00
η_2	=	1,00
f_{bd}	=	3,00 MPa

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: 8.4})$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1: 2004: 9.8.2})$$

$$(\text{SFS-EN 1992-1-1, 8.4.2})$$

B1 suunta (x)

dTx=	72 mm	taivutustelan halkaisija
e _x =	117 mm	
Z _x =	488 mm	
$\alpha_{1,x}$ =	0,70	
$\alpha_{2,x}$ =	0,98	
$\alpha_{3,x}$ =	1,00	
$\alpha_{s,x}$ =	1,00	

B2 suunta (y)

dTy=	72 mm	taivutustelan halkaisija
e _y =	87 mm	
Z _y =	473 mm	
$\alpha_{1,y}$ =	0,70	
$\alpha_{2,y}$ =	0,98	
$\alpha_{3,y}$ =	1,00	
$\alpha_{s,y}$ =	1,00	

Ankkuroinnin tulokset "Leikkaus ja ankkurointi" kohdassa

Halkeilurajat: Betonirakenteet 2016, ympäristöministeriö

Karbonatisoituminen	XC2	
w=	0,3	rasitusluokan mukainen halkeamaleveysvaatimus
Kloridirasitus	-	
w=	0,4	rasitusluokan mukainen halkeamaleveysvaatimus
c=	50 mm	x-suunnan betonipeite
cy=	66	y-suunnan betonipeite
w _{max} =	0,3	Käyttöön mukainen halkeamaleveysvaatimus

Halkeamaleveys, yleinen tapaus

$E_{c,eff}$ =	32837 MN/m ²	$E_{c,eff} = E_{cm}$	
α_e =	6,1	$E_i/E_{c,eff}$	
k_1 =	0,4	lyhytaik. kuormille 0,6, pitkäaik. kuormille 0,4	
k_1 =	0,8	hyvä tartunta 0,8(harjateräs), huono tartunta 1,6(sileät tangot)	
k_2 =	0,5	taivutukselle 0,5, vedolle 1,0	
k_3 =	3,4	vakio	
k_4 =	0,425	vakio	
$P_{EK,SLS}$ =	192 kN/m ²	$P_{EK,SLS} = N_{ek,SLS} / (L_x \cdot k^* L_{y,x})$	LT
$P_{EK,SLS,LT}$ =	117 kN/m ²	$P_{EK,SLS,LT} = N_{ek,SLS,LT} / (L_x \cdot k^* L_{y,x})$	SLS

Momentti x-akselin ympäri

$M_{i,k,SLS,LT}$ =	156 kNm	$P_y \cdot E_{k,SLS,LT} \cdot B_1 \cdot c_2^2 / 2$	
$M_{x,k,SLS}$ =	257 kNm	$P_{y,EK,SLS} \cdot B_1 \cdot c_2^2 / 2$	
$h_{c,eff,x}$ =	171,3 mm	$\min\{2,5(h-d_y); (h-x_u)/3; h/2\}$	tehollinen vetopinnan korkeus
$A_{c,eff,x}$ =	496682 mm ²	$B_1 \cdot h_{c,eff}$	tehollinen vetopinnan ala
$\rho_{s,eff,x}$ =	0,008	$A_{s,y} / A_{c,eff}$	
$x_{u,y}$ =	86,19 mm	$-A_s \alpha_e / B_1 + ((A_s \alpha_e)^2 + 2 \cdot A_s \alpha_e \cdot d_y \cdot B_1)^{0,5}$	haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta
I_{cr} =	5356580748 mm ⁴	$1/3 B_1 x^3 + \alpha_e \cdot A_{s,y} (d_y - x)^2$	haljenneen poikkileikkauksen jäyhysmomentti
ϵ_c =	0,000076	$M_{x,ik,SLS,LT} / (E_c I_{cr}) \cdot x$	
ϵ_s =	0,000390	$\epsilon_c \cdot (d_y - x) / x$	
σ_{sk} =	78,1 MPa	$E_s \epsilon_s$	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ =	0,00023	$[\sigma_s - k_1 (f_{ctm} / \rho_{s,eff}) (1 + \alpha_e \rho_{s,eff})] / E_s > 0,6 \sigma_f / E_s$	
$s_{r,max,x}$ =	560 mm	$k_3 c + k_2 k_1 k_3 \phi / \rho_{s,eff}$	suurin halkeamaväli
$s_{r,max}$ =	560 mm		
$M_{cr,x}$ =	504,0 kNm	$M_{cr} = f_{ctm} W_{ex} = B_1 \cdot H^2 / 6$	halkeamakestävyys (poikkileikkauksen raudoitusta ei huomioidu)
$w_{k,x}$ =	0,13 mm	$s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	laskettu halkeamaleveys
$w_{k,x}$ =	0	Jos $M_{x,k,SLS} < M_{cr,x}$, $w_{k,x} = 0$	Todellinen halkeamaleveys kun huomioidaan halk. kestävyys
Halkeamakestävyys ei ylity. Poikkileikkaus ei halkea.			
Käyttöaste:	43 %		

Momentti y-akselin ympäri

$M_{y,k,SLS,LT}$ =	164 kNm	$M_{y,ik,SLS,LT} = P_{x,EK,SLS,LT} \cdot B_2 \cdot c_1^2 / 2$	
$M_{y,k,SLS,LT}$ =	270 kNm	$M_{y,ik,SLS,LT} = P_{x,EK,SLS,LT} \cdot B_2 \cdot c_1^2 / 2$	
$h_{c,eff,y}$ =	145,0 mm	$\min\{2,5(h-d_x); (h-x_u)/3; h/2\}$	tehollinen vetopinnan korkeus
$A_{c,eff,y}$ =	362500 mm ²	$B_2 \cdot h_{c,eff}$	tehollinen vetopinnan ala
$\rho_{s,eff,y}$ =	0,010	$A_{s,y} / A_{c,eff}$	
$x_{u,y}$ =	89,34 mm	$-A_s \alpha_e / B_2 + ((A_s \alpha_e)^2 + 2 \cdot A_s \alpha_e \cdot d_x \cdot B_2)^{0,5}$	haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta
I_{cr} =	5110907600 mm ⁴	$1/3 B_2 x^3 + \alpha_e \cdot A_{s,x} (d_x - x)^2$	haljenneen poikkileikkauksen jäyhysmomentti
ϵ_c =	0,000087	$M_{y,ik,SLS,LT} / (E_c I_{cr}) \cdot x$	
ϵ_s =	0,000443	$\epsilon_c \cdot (d_x - x) / x$	
σ_{sk1} =	88,5 MPa	$E_s \epsilon_s$	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ =	0,00027	$[\sigma_s - k_1 (f_{ctm} / \rho_{s,eff}) (1 + \alpha_e \rho_{s,eff})] / E_s > 0,6 \sigma_f / E_s$	
$s_{r,max,y}$ =	442 mm	$k_3 c + k_2 k_1 k_3 \phi / \rho_{s,eff}$	suurin halkeamaväli
$s_{r,max}$ =	442 mm		
$M_{cr,y}$ =	434,5 kNm	$M_{cr} = f_{ctm} W_{ey} = B_2 \cdot H^2 / 6$	halkeamakestävyys (poikkileikkauksen raudoitusta ei huomioidu)

$W_{k,y} =$	0,12 mm	$s_{r,max}(E_{sm} \cdot \epsilon_{cm})$	laskettu halkeamaleveys
$W_{k,y} =$	0	Jos $M_{k,y,3L5}, M_{c,y}, W_{k,y} = 0$	Todellinen halkeamaleveys kun huomioidaan halk.kestävyys
Halkeamakestävyys ei ylity. Poikkileikkaus ei halkea.			
Käyttöaste:	40 %		

Leikkaus ja ankkurointi (tarkastus puolelta jossa pohjapaine vaikuttaa pidemmältä)

cot teetta	1	
X =	534 mm	Tarkastettavan poikkileikkauksen etäisyys pilarista
AtoB _x =	643 mm	Poikkileikkauksen ja tehollisen alan reunan välinen etäisyys
AtoB _y =	513 mm	Poikkileikkauksen ja tehollisen alan reunan välinen etäisyys
R _x =	416 kN	Voiman resultantti
R _y =	385 kN	Voiman resultantti
Z _{e,x} =	856 mm	Voiman resultantin sijainti
Z _{e,y} =	791 mm	Voiman resultantin sijainti
Z _i =	481 mm	Momenttivarsi
F _{s,x} =	741 kN	Ankkuroitava voima
F _{s,y} =	633 kN	Ankkuroitava voima
L _{b,x} =	886 mm	Käytettävissä oleva ankkurointipituus
L _{b,y} =	756 mm	Käytettävissä oleva ankkurointipituus
l _{b,req,x} =	187 mm	Vaadittu ankkurointipituus
l _{b,min,x} =	160 mm	Ankkuroinnin minimipituus
l _{b,req,y} =	144 mm	Vaadittu ankkurointipituus
l _{b,min,y} =	160 mm	Ankkuroinnin minimipituus
Tehollinen As _x =	3619 mm ²	Vetoraudoituksen ankkuroituvuus
Tehollinen As _y =	4021 mm ²	Vetoraudoituksen ankkuroituvuus

Leikkausmitoitus teetan mukaan X

$k_x =$	1,607	$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w \cdot d \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/2}$
$\rho_x =$	0,00267	$V_{Rd,cmin} = 0,035 \cdot b_w \cdot d \cdot k^2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \cdot MPa}$
Vrd,c0,x =	523 kN	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$
Vrd,cmin,x =	529 kN	$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{matrix} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{matrix} \right.$
Vrd,c,x =	529 kN	
Leikkauksen kt, teetta=1 =	78,6 %	
Ankkuroinnin kt, teetta=1 =	21,2 %	
Käyttöaste leikkaus:	79 %	
Käyttöaste ankkurointi:	24 %	

Leikkausmitoitus teetan mukaan Y

$k_x =$	1,62	$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w \cdot d \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/2}$
$\rho_y =$	0,002373	$V_{Rd,cmin} = 0,035 \cdot b_w \cdot d \cdot k^2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \cdot MPa}$
Vrd,c0,y =	569 kN	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$
Vrd,cmin,y =	601 kN	$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{matrix} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{matrix} \right.$
Vrd,c,y =	601 kN	
Leikkauksen kt, teetta=1 =	64,1 %	
Ankkuroinnin kt, teetta=1 =	21,2 %	
Käyttöaste leikkaus:	64 %	
Käyttöaste ankkurointi:	24 %	

Lävistys

SFS-EN 1992-1-1, luku 6.4

$e_{x,d} =$	797 mm	$e_{x,d} = M_{y,Ed} / (N_{Ed,GEO-yG,sup,a} \cdot K_{F1} \cdot g_0)$
$e_{y,d} =$	0 mm	$e_{y,d} = M_{x,Ed} / (N_{Ed,GEO-yG,sup,a} \cdot K_{F1} \cdot g_0)$
$L_{x,d} =$	1307 mm	$L_{x,d} = B_1 - 2e_{x,d}$
$L_{y,d} =$	2500 mm	$L_{y,d} = B_2 - 2e_{y,d}$
$P_{x,Ed} =$	245 kN/m ²	$P_{x,Ed} = (N_{Ed,GEO-yG,sup,a} \cdot K_{F1} \cdot g_0) / (B_2 \cdot L_{x,d}) < R_{pA}$

Leikkausraudoittamattoman laatan leikkauskapasiteetti

cot $\theta =$	1	$\theta =$	45,0 °
a = d cot $\theta =$	534 mm		
d _{eff} = (dx+dy)/2 =	534 mm		
r ₀₁ = d _{eff} cot $\theta =$	534 mm		perustarkastuspiirin säde peruspilarin reunasta
u ₁ =	6066 mm		
$\rho =$	0,0027		
$k = 1 + \sqrt{200/d_{eff}} \leq 2,0 =$	1,61		
D = (c ₁ c ₂) ^{0,5} =	673 mm		
$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{2}{1+1,5} \right)}{\gamma_c \left(\frac{2}{1+4} \right)} =$	0,10	(EC2 6.3N)	Kansallinen valinta
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0,00	6.2.2 (1)	Kansallinen valinta
$k_f =$	0,10		
$\sigma_{cp} =$	0,00		

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{tk})^{1/3} \times 2d/a \geq V_{Rd} \times 2d/a \quad \boxed{0,68} \text{ MPa} \quad \text{EC2 (6.50)}$$

Läpileikkautuminen, epäkeskisyyden

$$V_{ed,red} = \boxed{401,1} \text{ kN}$$

$$W_{1,y} = 3811708,3 \text{ mm}^2$$

$$c_1/c_2 = 1,344827586$$

$$k = 0,6$$

(EC2 6.40)

$$W_{1,x} = 3554743,538 \text{ mm}^2$$

$$c_2/c_1 = 0,743589744$$

$$k = 0,45$$

(EC2 6.40)

$$\beta = 2,60$$

$$v_{Ed} = \beta V_{ed,red} / (W_{1,y} d) = \boxed{0,32} \text{ MPa}$$

$$\eta = \boxed{47,7\%}$$

$$\eta_{max} = 49,4\%$$

$$V_{Rd,c} = V_{Ed,Lx} / \eta = \boxed{956,7} \text{ kN}$$

pystykuorman kestävyvyyden vertailuarvo

$$W_i = \int_0^a |e| dl$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + \sqrt{\left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed,red}} \frac{u}{W_y} \right)^2 + \left(k_z \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed,red}} \frac{u}{W_z} \right)^2} \right]$$

Liukuma

$$N_{Ed} = 713,4 \text{ kN}$$

$$H_{Ed,x} = 0 \text{ kN}$$

$$H_{Ed,y} = 0 \text{ kN}$$

$$\alpha_d = 0,5306 \text{ rad}$$

$$R_d = 380,5 \text{ kN}$$

x-suuntaan

y-suuntaan

(N_{Ed} tan α_d) / R_{d,h} (avoimet olosuhteet)

$$K_a = 0,0\%$$

$$0,0\%$$

x-suuntaan

y-suuntaan

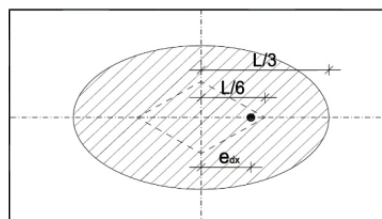
Laskennan hyväksyntä

Negatiivinen tulos: kplLaskee hyväksytyt tulokset ja lähtöarvo
Laskenta täyttää vaatimukset

LIITE 3: ESIMERKKILASKELMAN 3 ANTURAN MITOITUS

B16 Kallionvarainen antura	Versio 1.5.2.0
Lähtötiedoissa valittuja arvoja	

betoni	C30/37	$f_{ck,lieriö} = 30,00$
käyttöikä	50	$f_{cd} = 17,00$
maxrae	16	$f_{cm} = 38,00$
rak.luokka	2	$f_{ctm} = 2,90$
betoni γ_c	1,5	$f_{ctk0.05} = 2,03$
teräs γ_s	1,15	$f_{ctd} = 1,35$
teräs f_{yk}	500	
teräs f_{yd}	435	

Epäkeskisyyden ja kuormien jakautuminen

$G_{Nk,antura} =$	26 kN
$G_{Nd,antura} =$	29 kN
$G_{Nd,antura} =$	23 kN

anturan paino, kun painosta on haittaa
anturan paino, kun painosta on hyötyä

$c_1 =$	460 mm
$c_2 =$	460 mm
$c_3 =$	210 mm
$c_4 =$	210 mm
$d_{xa} =$	542 mm
$d_{ya} =$	526 mm
$d_{xy} =$	562 mm
$d_{yy} =$	546 mm

Ellipsi, reunaehdolla leveys/6

$L_{ellipsi} =$	1133 mm
$B_{ellipsi} =$	667 mm
epäkeskisyyden raja-arvo	
$e_{d,lim} =$	1,26 < 1 (L/3) ellipsi
	2,53 < 1 (L/6) sydänalue
$e_{k,lim} =$	0,95 < 1 (L/3) ellipsi
	1,91 < 1 (L/6) sydänalue

x-suunta

$e_{x,k} =$	547 mm
	540 mm
$e_{x,k,mit} =$	540 mm
$e_{x,d} =$	725 mm
	716 mm
$e_{x,d,mit} =$	716 mm
$e_{y,k,mit} =$	0 mm

$(M_{yk} + N_k \cdot e_x + H_{xk} \cdot h) / (N_k + G_{antura})$
epäkeskisyyden maanpainot huomioituna
epäkeskisyyden maan ja seinän paino huomioituna
epäkeskisyyden (ULS) ilman seinän ja maan painoa
epäkeskisyyden maanpainot huomioituna
epäkeskisyyden maan ja seinän paino huomioituna

Pohjapaine murtorajatilassa suorakaiteen muotoisena, Betoniteollisuus, Osa6: Perustukset

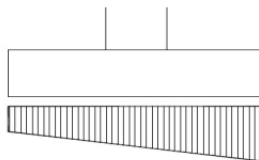
$L'_d =$	268 mm	$L - 2e_{x,d}$
$L'_k =$	620 mm	$L - 2e_{x,k}$ käyttörajatilan suorakaiteen muotoinen vaihtoehto
$A'_d =$	0,27 m ²	$L \cdot B$
$A'_k =$	0,62 m ²	käyttörajatilan suorakaiteen muotoinen vaihtoehto
$p_{x,Ed} =$	3615 kN/m ²	$(N_{Ed} + N_{d,antura} + N_{d,seinä} + N_{d,maa}) / A'$
$p_{x,Ek} =$	1386 kN/m ²	käyttörajatilan suorakaiteen muotoinen vaihtoehto

KÄYTTÖRAJATILASSA LINEAARINEN
POHJAPAINELAJAUMA

yhteen suuntaan taivutettu SLS

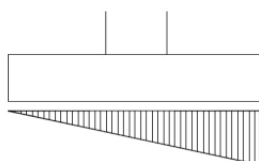
$$e_{xk} < h/6$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= -458 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 1469 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= -458 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 1469 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



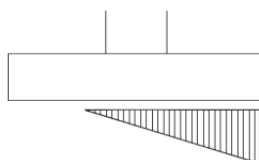
$$e_{xk} = h/6$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 1011 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 1011 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



$$e_{xk} > h/6$$

$$\begin{aligned}x &= 930 \text{ mm} \\ \sigma_1 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 1848 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 1848 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



pohjapainelajakauma käyttörajatilassa

lineaarinen

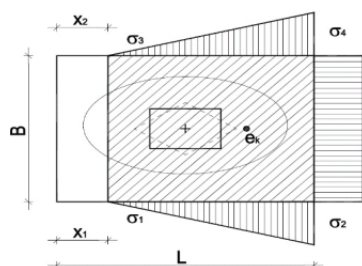
jännityksen jakautuminen anturan pohjassa

$$\begin{aligned}859 \text{ kN} &= N_k + N_{k,maa} + N_{k,seinä} + N_{k,antura} \\ 505 \text{ kN/m}^2 &= N_k/A\end{aligned}$$

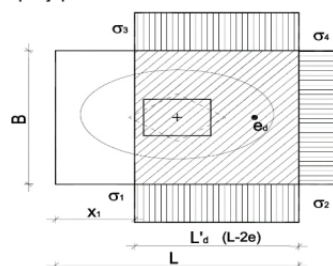
SLS

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 1848 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_3 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_4 &= 1848 \text{ kN/m}^2 \\ x_1 &= 770 \text{ mm} \\ x_2 &= 770 \text{ mm}\end{aligned}$$

pohjapainekuvio SLS

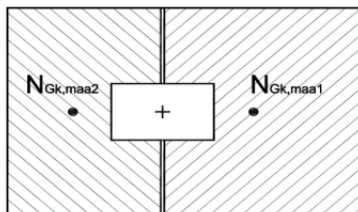


pohjapainekuvio ULS



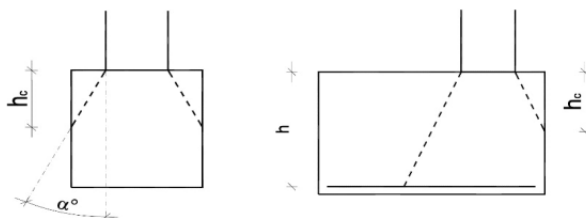
maanpainon laskeminen

maan paino laskenta
x-suuntaan



$P_{gk,maa1} =$	8 kN/m ²
$P_{gk,maa2} =$	8 kN/m ²
$N_{gk,maa1} =$	5 kN
$N_{gk,maa2} =$	5 kN
$N_{gd,maa1} =$	6 kN
$N_{gd,maa2} =$	6 kN

halkaisuraudoitus, kuorman jakautuminen B4 2.2.7.2



$\tan \alpha =$	0,5
	26,6°
$h_{c1} =$	600 mm
$h_{c2} =$	600 mm
$h_{c3} =$	420 mm
$h_{c4} =$	420 mm

Halkaisuvoima 9.8.4

$$F_s = 101,0 \text{ kN} \quad F_s = 0.25(1-a/h_{c1})N_d + H_{x,ed}$$

halkaisuraudoitus

$$A_{s,vaad} = 116 \text{ mm}^2 \quad F_s/f_{yd}/2 \text{ (2-leikkeinen)}$$

$$\Rightarrow 2 \text{ kpl}$$

$$A_s = 226 \text{ mm}^2$$

paikallinen puristuskapasiteetti 6.7

$$A_{c0} = 452400 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = 1380000 \text{ mm}^2$$

$$F_{rd1} = 13432 \text{ kN} \quad \min\{A_{c0}f_{cd}(A_{c1}/A_{c0})^{0.5}; 3A_{c0}f_{cd}\}$$

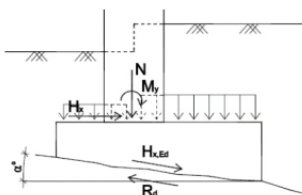
$$N_{d,pilari}/F_{rd1} = 0,1 \text{ käyttöaste pilarikuormalle}$$

OK

pilarikuorma aiheuttaa vetoa anturan pohjassa

Liukuminen (EN 1997-1, 6.5.3)

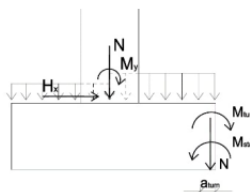
$$H_{x,Ed} \leq R_d$$



$R_d =$	211 kN	$(N_{Ed} \cdot \tan \delta_k) / \gamma_{R,h}$ (avoimet olosuhteet) tai $N_{Ed} \cdot \mu \cdot \sin(90-\alpha)$	
$N_{Ed} =$	775 kN	$\gamma_{Gk,inf} \cdot (N_k + G_k + N_{gd,seinä} + N_{gd,maa1} + N_{gd,maa2})$ (kitkavoimaa R_d laskettaessa p)	
$H_{x,Ed} =$	0 kN	$H_{x,Ed} + (G_{sup} + N_d + N_{k,seinä} \cdot \gamma_G + N_{k,maa} \cdot \gamma_G) \cdot \sin \alpha$	
$\delta_k =$	0 °	kitkakulman ominaisarvo	
$\delta_d =$	0,0 °	maan tehokas kitkakulma kriittisessä tilassa; $\arctan(\tan \phi / \gamma \phi)$	
	0,3	kallion ja anturan välinen kitkakerroin	
	0,00	käyttöaste liukumiselle	
		anturan sivussa olevaa maata ei oteta huomioon (6.5.3 (5...7))	
kalliotartunnat			
$A_{sv,vaad} =$	0 mm ²	$(H_d - R_d) / (1/\sqrt{3}) f_{yd}$	vaadittu teräsmäärä leikkaukselle (teräksen leikka
$A_{sv,valittu} =$	0 mm ²		valittu teräsmäärä leikkaukselle
	0,00		käyttöaste tartuntojen jälkeen
$F_{vd,1,valittu} =$	0 kN	voima rivillä1	0 kN teräskapasiteetti rivillä1
$F_{vd,r2,valittu} =$	0 kN	voima rivillä2	0 kN teräskapasiteetti rivillä2
		$5 \cdot 10^{-b} \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{K}$	0 kN betonin kapasiteetti rivillä1
			0 kN betonin kapasiteetti rivillä2
$l_{bk} =$	1634 mm	ankkurointipituus kalliotartunnat	

kaatuminen

$$M_{stab} > M_{turn}$$



x-suunta ennen ankkurointia

$N_d =$	929 kN	$N_d / (3 \cdot (R_d / A') \cdot B)$	
$a_{turn} =$	0,0607 m	kaatava momentti	$M_{yd} + H_{xd} \cdot h$
$M_{d,turn} =$	690,0 kNm	pystyssä pitävä momentti	$N_{Ed} \cdot B \cdot (c_2 + a_{pilar}/2 - a_{turn}/2) + N_{gd,seinä} \cdot (c_2 + a_1)$
$M_{d,stab} =$	790,1 kNm	momenttien erotus (käytetään ankkureiden laskennassa)	
$M_d =$	-100,1 kNm		
$M_{d,turn} / M_{d,stab} =$	0,87	käyttöaste kaatumiselle (<1)	

x-suunta käyttörajatilassa (tarkistus)

$N_k =$	823 kN	$N_k / (3 \cdot R_k / A \cdot B); R_k = R_d \cdot 1.55$	
$a_{turn} =$	0,035 m	kaatava momentti	$M_{yk} + H_{xk} \cdot h$
$M_{k,turn} =$	464,0 kNm	pystyssä pitävä momentti	$N_{Ek} \cdot B \cdot (c_2 + a_{pilar}/2 - a_{turn}/2) + N_{gk,seinä} \cdot ((c_2 + e$
$M_{k,stab} =$	713,1 kNm	momenttien erotus	
$M_k =$	-249,1 kNm		
$M_{k,turn} / M_{k,stab} =$	0,651	käyttöaste kaatumiselle (<0.667) (kaatumisvarmuus kerroin 1.5)	

raudoitus alapinta, kohta 9.3, Betoniteollisuus betonirakenteiden suunnittelu osa 3

x-suunta, alapinta

M_{ydx+}	382 kNm	$B \cdot P_d \cdot c_2^2 / 2$	momentti myötäpäivään
M_{ydx-}	0 kNm	$B \cdot P_d \cdot c_1^2 / 2$	momentti vastapäivään
μ_x	0,077	$M_d / (B \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	suhteellinen momentti $\mu < \mu_d = 0.324$
β_x	0,080	$1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	puristuspuunnan suhteellinen korkeus
z_x	520 mm	$d_x \cdot (1 - \beta_x / 2)$	sisäinen momenttivarsi
$A_{s,vaad}$	1690 mm ²	$M_d / (z \cdot f_{yd})$	vaadittu teräsmäärä
$A_{s,min}$	816 mm ²	$\max\{0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot B \cdot$	minimi teräsmäärä
$A_{s,valittu}$	1810 mm ²		valittu teräsmäärä
$A_{s,maks}$	5228 mm ²	26 kpl	maksimi teräsmäärä
a_{min}	20 mm	$\max\{d_b + 3; 20; \phi\}$	minimi teräsväli

y-suunta, alapinta

tarkistetaan, toimiiko antura yhteen suuntaan vai ristiin kantavana

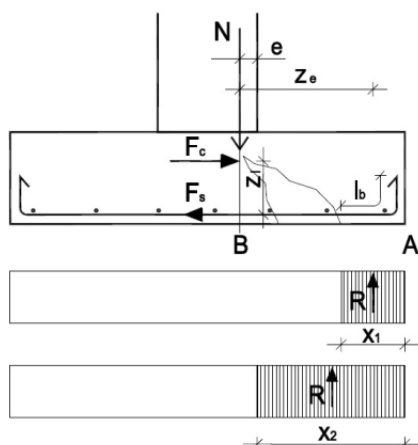
antura on ristiin kantava, jos $e_d < L/4$, muussa tapauksessa jakoraidoitus on 20% pääraudoituksesta

yhteen suuntaan kantava

M_{xdy}	-	kNm	$L \cdot P_d \cdot c_4^2 / 2$
μ_y	-		
β_y	-		
z_y	-	mm	
$A_{s,vaad}$		338 mm ²	
$A_{s,min}$		1347 mm ²	
$A_{s,valittu}$		1407 mm ²	
$A_{s,maks}$		9249 mm ²	46 kpl
a_{min}		20 mm	

raudoituksen ankkurointi, kohta 8.4

ankkuroitava voima, kohta 9.8.2.2

 $e = 0.15 \cdot \text{pilarin sivumitta}$ $F_s = R \cdot z_e / z_i$ F_s = ankkuroitava vetovoima, tarkastetaan pilarin juuressa ja kohdassa x z_e = ulkoinen momenttivarsi $z_i = 0.9d$, sisäinen momenttivarsi

vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli

raudoituksen ankkurointi matkan x päässä anturan reunasta

raudoituksen ankkurointi pilarin reunasta

alapinnan x-suuntaisten terästen ankkurointi
ankkurointi kohdassa x_1

e	117 mm		
X_{xa1}	300 mm	$h/2$	
R_{xa1}	1084 kN		
z_{exa1}	427 mm		
z_{ixa1}	488 mm		
F_{sxa1}	949 kN		ankkuroitava vetovoima kohdassa x
σ_{sxa1}	525 N/mm ²	F_s/A_s	teräsännitys kohdassa x

teräksen tartuntaolosuhde kerroin kuva 8.2

η_1	1	'hyvät olosuhteet'	huonot	0,7
η_2	1		hyvät	1

f_{bd}	3,04 Mpa	$2.25\eta_1\eta_2f_{ctd}$		tartuntalujuuden mitoitusarvo
$l_{b,rqd}$	690 mm	$(\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$		ankkurointipituuden perusarvo
l_{bd}	590 mm	$\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_5l_{b,rqd}$		ankkurointipituuden mitoitusarvo
$l_{b,min}$	207 mm	$\max\{0.3l_{b,rqd};10\phi;100\}$		ankkurointipituuden minimiarvo
l_b	590 mm	$\max\{l_{bd};l_{b,min}\}$		ankkurointipituus
mahtumisen kannalta teräkselle maks ankkurointimatka				
$l_{b,taivutettu}$	750 mm	OK	160 mm	ankkurointipituutta jää käyttämättä
$l_{b,suora}$	270 mm	VIRHE	-320 mm	ankkurointipituutta jää käyttämättä
	260 mm			minimi ylöstaivutus taivutetulle

ankkurointi kohdassa x_2

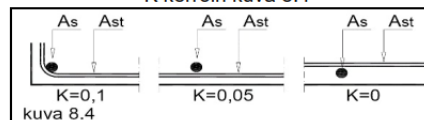
X_{xa2}	460 mm
R_{xa2}	1663 kN
z_{exa2}	347 mm
F_{sxa2}	1183 kN
σ_{sxa2}	654 N/mm ²

$l_{b,rqd}$	860 mm
l_{bd}	736 mm
$l_{b,min}$	258 mm
l_b	736 mm

mahtumisen kannalta teräkselle maks ankkurointimatka

$l_{b,taivutettu}$	910 mm	OK	174 mm
$l_{b,suora}$	430 mm	VIRHE	-306 mm

K kerroin kuva 8.4



kertoimessa α_3 käytettävät termit
(x-suunnassa $K=0 \rightarrow \alpha_3=1$)

$\sum A_{st,min}$	0 mm ²
$\sum A_{st}$	1407 mm ²
A_s	1810 mm ²
K	0
λ	0,8

käytettävät kertoimet

alfa kertoimet taul 8.2

	c_d	α_1	α_2	α_3	α_5
suora	42	1,00	0,76	1,00	0,86
taivutettu	42	1,00	1,00	1,00	0,86

$\alpha_1 = 1,00$

$\alpha_2 = 1,00$

$\alpha_3 = 1,00$

$\alpha_5 = 0,86$

alapinnan y-suuntaisten terästen ankkurointi
ankkurointi kohdassa x_1

$e=$	87 mm	
$X_{ya1}=$	300 mm	$h/2$
$R_{ya1}=$	1843 kN	
$z_{eya1}=$	147 mm	
$z_{iya1}=$	473 mm	
$F_{sya1}=$	572 kN	
$\sigma_{sya1}=$	407 N/mm ²	F_s/A_s
$f_{bd}=$	3,04 Mpa	
$l_{b,rqd}=$	535 mm	
$l_{bd}=$	294 mm	
$l_{b,min}=$	161 mm	
$l_b=$	294 mm	

mahtumisen kannalta teräkselle maks ankkurointimatka

$l_{b,taivutettu}=$	734 mm	OK	440 mm
$l_{b,suora}=$	270 mm	VIRHE	-24 mm
	120 mm		minimi ylöstaivutus taivutetulle

ankkurointi kohdassa x_2

$X_{ya2}=$	210 mm
$R_{ya2}=$	1290 kN
$z_{eya2}=$	192 mm
$F_{sya2}=$	523 kN
$\sigma_{sya2}=$	372 N/mm ²
$l_{b,rqd}=$	489 mm
$l_{bd}=$	269 mm
$l_{b,min}=$	160 mm
$l_b=$	269 mm

mahtumisen kannalta teräkselle maks ankkurointimatka

$l_{b,taivutettu}=$	644 mm	OK	375 mm
$l_{b,suora}=$	180 mm	VIRHE	-89 mm

kertoimessa α_3 käytettävät termit
(y-suunnassa $K=0.05$)

$\sum A_{st,min}=$	0 mm ²
$\sum A_{st}=$	1810 mm ²
$A_s=$	1407 mm ²
$K=$	0,05
$\lambda=$	1,3

alfa kertoimet taul 8.2

	c_d	α_1	α_2	α_3	α_5
suora	50	1,00	0,70	0,94	0,86
taivutettu	50	0,70	0,98	0,94	0,86

käytettävät kertoimet

$\alpha_1=$	0,70
$\alpha_2=$	0,98
$\alpha_3=$	0,94
$\alpha_5=$	0,86

halkeamaleveys, kohta 7.3.4

E_s	=	200000	Mpa		
E_{cm}	=	32837	Mpa		
α_e	=	6,1		E_s/E_{cm}	
$h_{c,eff,x}$	=	145	mm	$\min\{2.5(h-d);(h-x_u)/3;h/2\}$	tehollinen vetopinnan korkeus
$h_{c,eff,y}$	=	177	mm	y-suunta	
$A_{c,eff,x}$	=	145000	mm ²	$Bh_{c,eff}$	tehollinen vetopinnan ala
$A_{c,eff,y}$	=	301486	mm ²	y-suunta	
k_t	=	0,4		lyhytaik.kuormille 0.6, pitkäaik.kuormille 0.4	
$\rho_{s,eff,x}$	=	0,012		$A_s/A_{c,eff}$	
$\rho_{s,eff,y}$	=	0,005		y-suunta	
$x_{u,x}$	=	99	mm	$((A_s\alpha_e)^2+2B(A_s\alpha_e d))^{0.5}-(A_s\alpha_e)$	haljenneen poikkileikkauksen neutraali:
$x_{u,y}$	=	68	mm	y-suunta	
$k_{x,x}$	=	0,18		x/d	
$k_{x,y}$	=	0,13		y-suunta	
σ_c	=	6,5	Mpa	$M_{yk}/(0.5bd^2k_x(1-k_x/3))$	betonijännitys puristetussa reunassa (e
σ_c	=	2,0	Mpa	y-suunta	
σ_{sxa1}	=	177	Mpa	$\alpha_e\sigma_c(d-x_u)/x_u$	teräs j ännitys
σ_{sya1}	=	83	Mpa	y-suunta	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00053		$[\sigma_s - k_t(f_{ctm}/\rho_{s,eff})(1 + \alpha_e\rho_{s,eff})]/E_s > 0,6\sigma_s/E_s$	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00025		y-suunta	
k1	=	0,8		hyvä tartunta 0.8(harjateräs), huono tartunta 1.6(sileät tangot)	
k2	=	0,5		taivutukselle 0.5, vedolle 1.0	
k3	=	3,4		vakio	
k4	=	0,425		vakio	
$s_{r,max,x}$	=	388	mm	$k_3c+k_1k_2k_4\phi/\rho_{s,eff}$	suurin halkeamaväli
$s_{r,max,y}$	=	807	mm	y-suunta	
$s_{r,max}$	=	371	mm	$1/((\cos \theta/s_{r,max,x})+(\sin\theta/s_{r,max,y}))$	
$w_{k,x}$	=	0,00	mm	$s_{r,max}(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$	laskettu halkeamaleveys
$w_{k,y}$	=	0,00	mm	y-suunta	
		0,2	mm		
		0,09	mm	$M_{cr,x} = 173,8$ kNm	$M_{cr} = f_{ctm}W_e$, $W_e = BH^2/6$, halkeamakestävä
				$M_{k,x} = 163,3$ kNm	
				$M_{cr,y} = 295,4$ kNm	y-suunta
				$M_{k,y} = 34,6$ kNm	y-suunta
maks sallittu halkeamaleveys w_k	=			0,3	mm
valitut rasi t usluokat					
XC2		0,3			
ei suolarasi		0			

lineaarinen pohjapainejakauma käyttörajatilassa

$$e_{xk} < h/6$$

1848	kolmion korkeus $\sigma_2 - \sigma_1$ (koko antura)
47,39	kolmion kärjen kulma asteina
1348	pohjapaine pilarin reunassa
1848	pohjapaine anturan reunassa
143	suorakaiteen aiheuttama momentti
500	kolmion korkeus (pieni kolmio)
35	kolmion aiheuttama momentti
178	ulokkeen momentti yht

$$e_{xk} > h/6$$

1848	kolmion korkeus $\sigma_2 - \sigma_1$
63,30	kolmion kärjen kulma asteina
934	pohjapaine pilarin reunassa
1848	pohjapaine anturan reunassa
99	suorakaiteen aiheuttama momentti
914	kolmion korkeus (pieni kolmio)
65	kolmion aiheuttama momentti
163	ulokkeen momentti yht



$M_{y_{kx}} =$	163 kNm	mitoittava momentti lineaarisessa pohjapainejakaumassa
$M_{y_{ky}} =$	35 kNm	mitoittava momentti lineaarisessa pohjapainejakaumassa x akselin ympä

suorakaiteen muotoinen pohjapainejakauma käyttörajatilassa

$M_{y_{kx+}} =$	147 kNm	$B \cdot P_k \cdot c_2^2 / 2$	momentti myötäväivään
$M_{y_{kx-}} =$	0 kNm	$B \cdot P_k \cdot c_1^2 / 2$	momentti vastapäivään
$M_{xk} =$	52 kNm		momentti x-akselin ympäri

Läpileikkautuminen (B4, 2.2.2.7)

$$V_c > V_d$$

$N_d =$	929 kN	pilarin pystykuorma
$e_d =$	725 mm	epäkeskisyyys pilarikuormalla
$l_d =$	250 mm	jakaantumisleveys pilarikuormalla
$P_d =$	3711 kN/m ²	pohjapaine pilarikuormalla
$V_{ed} =$	-1055 kN	lävistysvoima $V_{ed} = P_d [B \cdot l_d - (a + 2d)(b + 2d)]$, kun $2e < \frac{a}{2} +$
$V_{rd} =$	884 kN	lävistyskapasiteetti $kb(1+50\rho)udf_{ctd}$
	0,00	käyttöaste $V_{ed} = P_d \left[(B \cdot l_d) - \left[(a + 2d)(b + 2d) - \left[\frac{L}{2} + e_x \right] \right] \right]$
$d =$	534 mm	keskimääräinen d, $(d_{xa} + d_{ya})/2$
$k =$	1,066	1.6-d [m]
$\rho =$	0,0025	alapinnan teräkset, $(A_{s,xa}/(B \cdot d_{xa}) + A_{s,ya}/(L \cdot d_{ya}))/2 < 0.008$
$u =$	4856 mm	$2(a+d) + 2(b+d)$
$A_u =$	1,46 m ²	$(a+d)(b+d)$
$\beta =$	0,21	$0.4/(1+(1.5e / \text{neliöjuuri}A_u))$
$A_{s,xa} =$	1810 mm ²	alapinnan x-suuntainen teräsmäärä
$A_{s,ya} =$	1407 mm ²	alapinnan y-suuntainen teräsmäärä

