



TAMPEREEN  
AMMATTIKORKEAKOULU

# **PILARIANTURAN MITOITUSOHJELMA JA SUUNNITTELUOHJE**

Jose Laakso

Opinnäytetyö  
Tammikuu 2017  
Rakennustekniikan ko.  
Talonrakennustekniikka



## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakennustekniikan koulutushjelma  
Talonrakennustekniikka

JOSE LAAKSO:

Pilarianturan mitoitusohjelma ja suunnitteluohje

Opinnäytetyö 92 sivua, joista liitteitä 28 sivua  
Tammikuu 2017

---

Opinnäytetyössä käsitellään teräsbetonisten pilarianturoiden suunnittelua eurokoodien ja niihin liittyvien Suomen kansallisten liitteiden mukaisesti. Pilarianturoiden mitoitukseen olennaisesti liittyvät tiedot on koottu johdonmukaisesti yhteen käyttökelpoiseksi ohjeeksi tavanomaisten talonrakennuskohteiden anturoiden rakennesuunnittelua varten. Ohjeesta tehtiin excel- pohjainen mitoitusohjelma maanvastaisille pilarianturoille.

Työssä esitetään pilarianturan raudoitusperiaatteet yleispiirteisesti ja niihin rakennesuunnittelun kannalta liittyvät mittasuositukset, ankkurointivaatimukset, halkeamien rajoittamiset ja vaatimukset anturan korkeudelle. Lisäksi tarkasteltiin muita pilarianturan mitoitukseen keskeisesti liittyviä perusteita, kuten geoteknistä kestävyyttä ja routasuojausvaatimuksia. Eurokoodi-standardien ja niihin liittyvien Suomen kansallisten liitteiden osalta keskityttiin kokoamaan yhteen pilarianturoiden suunnittelussa keskeiset periaatteet ja ohjeet. Mitoitusohjelmassa arvioidaan lisäksi kustannuksia, joka mahdollistaa entistä kustannustehokkaamman rakennesuunnittelun.

Lopputuloksena saatiin Eurokoodi-standardien mukainen mitoitusohjelma, jonka toiminnan pystyy helposti tarkastamaan suunnitteluohjeesta. Mitoitusohjelman tuloste on liitetty työhön lopputuloksena.

---

Asiasanat: pilariantura, eurokoodi, geotekninen kantavuus, teräsbetoni, mitoitus

## **ABSTRACT**

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Bachelor of Engineering  
Construction Engineering

**JOSE LAAKSO:**

Designing software and designing guidelines for concrete footings.

Bachelor's thesis 92 pages, appendices 28 pages  
January 2017

---

The focus of this thesis is the design of reinforced concrete footings for columns according to Eurocodes and related Finnish national annexes. The goal is to gather Eurocodes and design directives essentially related to designing of concrete footings so that the gathered design guidance is consistent and usable for the structural engineers. In addition, an Excel based software for designing a concrete footing is made on the basis of the design guidance.

Concrete footing's reinforcement principles are introduced in general in this thesis. Related factors that affect foundation design are presented, such as measure limits, anchorage standards, cracking restraint and demands for height of the footing. Also, essential matters like geotechnical bearing capacity and frost-protection requirements are explained. The key parts of reinforced concrete footings design are gathered from Eurocode standards and Finnish national annexes. The designing software also calculates and estimates costs which provides tools for even more cost-effective structural engineering.

As an end result of this thesis is Eurocode based designing software. The calculations of the software can be verified from the design guidance. The printed version of the designing software's result is part of the appendices.

---

Key words: concrete footing, bearing capacity, reinforced concrete, foundation design

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	6
2	SUUNNITTELUPERUSTEET .....	7
2.1	Luotettavuus.....	7
2.2	Kuormayhdistelmät.....	8
2.2.1	Osavarmuusluvut .....	8
3	GEOTEKNINEN MITOITUS.....	11
3.1	Standardit .....	11
3.2	Geotekninen kantavuus.....	11
3.2.1	Menetelmät.....	11
3.2.2	Kuormitusyhdistelmät.....	12
3.2.3	Kuorman epäkeskisyys .....	14
3.2.4	Kantokestävyys .....	16
3.3	Liukumiskestävyys .....	19
3.4	Kaatumiskestävyys .....	20
4	RAKENNETEKNINEN MITOITUS.....	24
4.1	Rakenneteknisen suunnittelun perusteet.....	24
4.2	Materiaaliominaisuudet .....	24
4.2.1	Betonipeitepaksuus .....	25
4.2.2	Betonin mitoitussarvo.....	28
4.2.3	Betonitreräs .....	30
4.3	Anturan taivutusmitoitus.....	30
4.3.1	Taivutusmomentti .....	32
4.3.2	Vetoraudoitus .....	33
4.4	Raudituksen ankkurointi .....	37
4.4.1	Ankkurointipituuden perusarvo .....	38
4.4.2	Ankkurointipituuden mitoitussarvo.....	39
4.5	Käyttörajalatakastelu .....	42
4.6	Halkeamat .....	44
4.6.1	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa .....	45
4.6.2	Halkeamaleveyden laskenta .....	47
4.7	Lävistyskestävyys .....	50
5	ROUTASUOJAUKSEN MITOITUS .....	54
5.1	Routimisilmiö .....	54
5.2	Määräykset.....	54
5.3	Kuivatus .....	54
5.4	Routimaton perustussyvyys .....	55
5.5	Mitoitus .....	56

5.5.1 Mitoitus periaatteet.....	56
5.5.2 Ilmasto.....	57
5.5.3 Routaeristeen paksuus.....	58
5.5.4 Routasuojauksen leveys .....	59
6 POHDINTA.....	61
LÄHTEET.....	64
LIITTEET .....	65
Liite 1. Mitoitusohjelman tuloste .....	65

## 1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on koota yhteen eurokoodeista ja suunnitteluohjeista pilarianturoiden suunnitteluun olennaisesti liittyvät tiedot tavanomaisten talonrakennuskohteiden pilarianturoiden rakennesuunnittelua varten sekä laatia käyttökelpoisia ja johdonmukaisia mitoitusohjeita pilarianturoiden mitoitusta varten. Työn tavoitteena on laatia pilarianturoiden suunnitteluohje ja tehdä excel- pohjainen mitoitusohjelma suunnitteluohjeiden avulla. Työssä on tarkoitus käydä läpi epäkeskeisesti kuormitetun pilarianturan rakenne- ja geotekninen mitoitus murto- ja käyttörajatiloissa sekä riittävän routasuojauksen määrittäminen.

Opinnäytetyö on jaettu sisällöltään neljään osaan johdonmukaisesti siten, että aluksi esitetään kuormien laskelmat ja niiden yhdistely. Tämän jälkeen käsitellään pilarianturan geotekninen suunnittelu, joka sisältää kantokestävyyslaskelmat ja tarkastelut liukumista ja kaatumista vastaan. Kolmantena käsitellään rakennetekninen mitoitus, jossa käsitellään ensin materiaaliominaisuudet sitten esitetään vaaditut rakennetekniset mitoitukset, joiden avulla saadaan määritettyä anturaan riittävä raudoitus ja korkeus. Viimeisenä käsitellään pilarianturoiden routasuojaus vaatimukset ja niiden suunnitteluperusteet.

Suunnitteluohjeiden pohjalta laaditaan excel- pohjainen mitoitusohjelma, joka huomioi geoteknisen- ja rakenneteknisen mitoituksen murto- ja käyttörajatiloissa sekä laskee vaadittavan routaeristeen määrän paikkakuntakohtaisesti. Mitoitusohjelma tehdään siten, että sen käyttö on mahdollisimman nopeaa ja yksinkertaista. Pilarianturan mitoitus on työlästä käsin, ja suunnittelussa tulee tarkastella paljon erilaisia taulukoita ja kuvia. Mitoitusohjelmaan pyritään lisäämään mahdollisimman paljon taulukoita ohjelman automaattisesti luettavaksi, jotta näiden tulkitsemiseen ei mene suunnittelijalla aikaa. Ohjelmaan lisätään myös ominaisuus, joka laskee arvion materiaali- ja työ kustannuksista, jolloin suunnittelija saa heti arvioitua kustannustehokkaimman ratkaisun.

## 2 SUUNNITTELUPERUSTEET

### 2.1 Luotettavuus

Luotettavuutta tarkastellaan eurokoodissa tietyllä tasoluokituksella, jossa on määritelty hyväksyttävät riskit todennäköisistä vaurioista aiheutuville seuraamuksille erilaisissa rakenteissa tai rakennuksissa. Luotettavuustasot on luokiteltu eurokoodi SFS-EN 1990 Suomen kansallisessa liitteessä, jossa rakennukset ja rakenteet on jaettu kolmeen seuraamusluokkaan. Taulukossa 1 on esitetty seuraamusluokat. Seuraamusluokan CC perusteella rakenteet jaetaan kolmeen luotettavuusluokkaan RC, joiden perusteella määräytyy kuormitusyhdistelyissä esiintyvä kuormakerroin  $K_{FI}$ .

TAULUKKO 1. Seuraamusluokkien määrittely, luotettavuusluokat ja kuormakertoimet (SFS-EN 1990 Eurokoodi, liite B taulukko B1 ja B2)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka	Kuormakerroin $K_{FI}$
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>hyvin suurten</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten – yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset – konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot – raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälisiä sisältävät rakennukset	RC3	1,1
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>merkittävien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1	RC2	1,0
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>pien-ten merkityksettömien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot	RC1	0,9

## 2.2 Kuormayhdistelmät

Eurokoodit perustuvat rajatilamenetelmään, joten rakennetta tarkastellaan erikseen murto- ja käyttörajatiloissa. Rajatiloissa tehtävät tarkasteluiden tulee täyttää niille asetetut vaatimukset. Määäävistä kuormitustapauksista muodostetaan SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaiset kuormayhdistelmät murto- ja käyttörajatiloissa tehtävää rakenneanalyysiä varten. Kuormat luokitellaan eurokoodissa pysyviin kuormiin  $G$ , muuttuviin kuormiin  $Q$  ja onnettomuuskuormiin, jotka yhdistetään yhteiseksi kuormavaikutukseksi osavarmuuskertoimien  $\gamma$  ja kuormien yhdistelykertoimen  $\psi$  avulla.

Murtorajatilan kuormituksia yhdisteltäessä käytetään eurokoodin EN1997-1 kaavoja (6.10a) ja (6.10b). Kaavat on esitetty työssä numeroilla 1 (6.10b) ja 2 (6.10a).

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

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (2)$$

Staattisen tasapainorajatilan tapauksessa kuormitusyhdistelmien laskemiseen käytetään kaavaa 3.

$$1,1K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum_{i>1}\psi_{0,1}Q_{k,i} \quad (3)$$

$K_{FI}$	Kuormakertoimen suuruus (taulukko 1).
$G_{kj,sup}$	Pysyvän kuorman ominaisarvo (epäedullinen vaikutus).
$G_{kj,inf}$	Pysyvän kuorman ominaisarvo (edullinen vaikutus).
$Q_{k,1}$	Ensimmäinen muuttuva kuorma.
$Q_{k,i}$	Muut muuttuvat kuormat.
$\psi_{0,i}$	Kuormien yhdistelykertoimet.

### 2.2.1 Osavarmuusluvut

Kuormien seuraamusluokkien määrittely kappaleessa 2.1 määrittää kuormakertoimen suuruuden. Tässä työssä käsitellään ainoastaan seuraamusluokassa CC2 olevia



rakennuksia ja rakenteita. Näin ollen luotettavuusluokka rakenteissa taulukon 1 mukaisesti RC2 ja näin ollen  $K_{FI} = 1,0$ .

Maaperän tai rakennusmateriaalin lujuuden määrittäessä maaperän kestävyys, saadaan osavarmuuslukujen sarja A1 kuormitusyhdistelmiin Taulukosta 2.

TAULUKKO 2. Kuormien vaikutusten osavarmuusluvut (STR/GEO) (EN1997-1 Eurokoodi 7)

Kuorma		Symboli	Sarja	
			A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen			
	(yht. 6.10a)		$1,35 K_{FI}$	
	(yht. 6.10b)	$\gamma_{Gkj,sup}$	$1,15 K_{FI}$	
	(yht. 6.10)			$1,0 K_{FI}$
	Edullinen			
	(yht. 6.10a)		0,9	
	(yht. 6.10b)	$\gamma_{Gkj,inf}$	0,9	
	(yht. 6.10)			1,0
Muuttuva	Epäedullinen			
	(yht. 6.10a)	$\gamma_Q$	$1,5 K_{FI}$	
	(yht. 6.10a)			$1,3 K_{FI}$
	Edullinen		0	0

Taulukosta 3 saadaan kertoimet laskettaessa kaavan 3 mukaisia staattisen tasapainotilan kuormitusyhdistelmiä.

TAULUKKO 3. Kuormien osavarmuuskertoimet, staattinen tasapainotila (SFS-EN 1990 Eurokoodi)

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

Kuormitusyhdistelykertoimet  $\psi_0$  saadaan taulukosta 4.

TAULUKKO 4. Kuormitusyhdistelykertoimet (SFS-EN 1990, taulukko A1.1)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Asuintilat	0,7	0,5	0,3
Toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Varastotilat	1,0	0,9	0,8
Lumi $< 2,75\text{kN/m}^2 \leq$	0,7	0,4	0,2
Lumi $t \leq t \ 2,75\text{kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jää	0,7	0,3	0
Tuulikuorma	0,6	0,2	0

Taulukossa 5 on esitetty maaparametrien osavarmuusluvut

TAULUKKO 5. Maaparametrien osavarmuusluvut (STR/GEO) (EN1997-1 Eurokoodi 7)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ("Kitkakulma)	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,0	1,5
Yksiaksaalinen puristuskoe	$\gamma_{qu}$	1,0	1,5
Tilavuuspaino	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

Anturaperustusten maaparametrien mitoitusarvot luetaan sarjasta M1, jolloin maaparametrien osavarmuusluvut ovat aina 1,0.

Taulukossa 6 on esitetty antura- ja laattaperustusten kestävyys osavarmuusluvut. Taulukossa on sekä rakenteelliset (STR), että geotekniset (GEO) rajatilat.

TAULUKKO 6. Kestävyyden osavarmuusluvut (EN1997-1 Eurokoodi 7)

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

### **3 GEOTEKNINEN MITOITUS**

#### **3.1 Standardit**

Perustusrakenteiden geotekninen mitoitus perustuu eri standardien ja ohjeiden mukaisiin kertoimiin, laskentakaavioihin ja ohjeiden osavarmuuslukuihin. Tässä kappaleessa noudatetaan EN 1997 Eurokoodi 7:n suunnittelustandardeja. Eurokoodi 7:n laskentakaava on hyvin lähellä saksalaisen DIN4017 normin laskentatapaa, jonka mukainen on esimerkiksi tiehallinnon ohjeen laskenta. Huomioitavaa eri ohjeista on, että suunniteltaessa tietyllä ohjeella on samaa järjestelmää sovellettava koko rakenteeseen sekä sen kuormien ja kapasiteittien määrittämiseen.

#### **3.2 Geotekninen kantavuus**

Tässä työssä kantokestävyyslaskennan tarkoituksena on määrittää pilarianturalle minimi leveys ja pituus. Kantavuuslaskun alussa tulee päättää mitä mitoitusmenetelmää käytetään. Mitoitusmenetelmät on esitetty kappaleessa 3.2.1. Opinnäytetyön pilarianturan mitoitusohjelma laskee menetelmät ja valitsee edullisimman vaihtoehdon tilanteesta riippuen. Pohjavedenpinnan korkeus huomioidaan laskuissa erityisesti, jos vedenpinta oletetaan olevan syvällä eikä nosteen vaikutusta oteta huomioon. Vedenpinta kuitenkin oletetaan usein perustusten alapinnan tasoon, jolloin tulee huomioitua nosteen vaikutus.

##### **3.2.1 Menetelmät**

Eurokoodissa on määritetty kolme erilaista mitoitusmenetelmää. Suomessa käytetään yleisesti kahta eri mitoitusmenetelmää DA2 ja DA3, joista toisesta käytetään vielä kahta eri alasovellusta DA2 ja DA2\*. Työssä keskitytään ainostaan mitoitusmenetelmiin DA2 ja DA2\*, koska tapaa DA3 käytetään Suomessa luiskien ja kokonaiskantavuuksien laskemiseen. Erona tavoissa DA2 ja DA2\* on se, että DA2:ssa varmuuskertoimet otetaan heti huomioon ja toisessa varmuuskertoimia sovelletaan vasta lopussa kestävyyttä laskiessa. Pelkästään pystykuormitettua anturaa laskiessa molemmat menetelmät antavat saman lopputuloksen, mutta jos pilarianturaa kuormittaa epäkeskisyyttä aiheuttava

vinokuorma, niin menetelmät antavat eri lopputuloksen. Mitoitusohjelmassa tarkastelu tehdään molemmilla tavoilla ja ohjelma valitsee niistä edullisemman. Molemmissa tavoissa tarkastelu tehdään vielä kahdella eri kriittisellä kuormitusyhdistelmällä. Kriittisin kuormitusyhdistelmä on se, joka antaa anturalle suurimman anturakoon. Eri kuormitusyhdistelmät vaikuttavat enimmäkseen kuorman epäkeskeisyyteen, joka käsitellään kappaleessa 3.2.4.

### 3.2.2 Kuormitusyhdistelmät

Geoteknistä kantavuutta laskettaessa perustusrakenteet mitoitetaan murtorajatilassa ja käyttörajatilassa. Murtorajatilatarkastelussa käytetään mitoitusarvoja, jotka saadaan käyttämällä osavarmuuslukuja yhdessä ominaisarvojen kanssa. Tarkastelussa saavutetaan riittävä varmuus rakenteiden ja maapohjan murtumista vastaan sekä rakentamisen että käytön aikana. Käyttörajatilatarkastelussa käytetään ominaisarvoja.

Molemmilla tavoilla (DA2 ja DA2\*) laskettaessa käytetään kahta eri kuormitusyhdistelmää  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  ja  $V_{min}$ ,  $H_{max}$ , jossa  $V$  on pystykuormien yhteisvaikutus ja  $H$  on vaakavoimien yhteisvaikutus. Geoteknistä kantavuutta laskiessa vaakakuormia merkitään  $H$ :lla. Pysyviin pystykuormiin  $G_{hk}$  tulee huomioida myös maan, anturan ja pilarin omat painot.

Mitoitustavalla DA2 kuormista käytetään mitoitusarvoja heti alussa. Tilanne  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  lasketaan kuormien yhdistelykaavan 1 (6.10b) avulla.

$$H_{Ed,max} = 1,15K_{FI}G_{hk} + 1,5K_{FI}Q_{hk} \quad (6.10b) \quad (4)$$

$H_{Ed,max}$   $H_{max}$ , vinojen kuormien maksimi murtorajatilassa.

$$V_{Ed,max} = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}Q_{vk,l} + 1,5K_{FI}Q_{vk,h} \quad (6.10b) \quad (5)$$

$V_{Ed,max}$   $V_{max}$ , pystykuormien maksimi murtorajatilassa.

Mitoitustavalla DA2 tilanne  $V_{min}$ ,  $H_{max}$  lasketaan kuormien yhdistelykaavojen 1 (6.10b) ja 2 (6.10a) avulla.

$$H_{Ed,max} = 1,15K_{FI}G_{hk} + 1,5K_{FI}Q_{hk} \quad (6.10b) \quad (4)$$

$H_{Ed,max}$   $H_{max}$ , vinojen kuormien maksimi murtorajatilassa.

$$V_{Ed,min} = 0,9K_{FI}G_{vk} \quad (6.10a) \quad (6)$$

$V_{Ed,min}$   $V_{min}$ , pystykuormien minimi murtorajatilassa.

Kaavassa 2 (6.10a) ei huomioida muuttuvia kuormia.

Mitoitustavalla DA2\* tilanne  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  lasketaan kaavojen 7 ja 8 avulla.

$$H_{Ek,max} = G_{hk} + Q_{hk} \quad (7)$$

$H_{Ek,max}$   $H_{max}$ , vinojen kuormien maksimi käyttörajatilassa.

$$V_{Ek,max} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h} \quad (8)$$

$V_{Ek,max}$   $V_{max}$ , pystykuormien maksimi käyttörajatilassa.

Mitoitustavalla DA2\* tilanne  $V_{min}$ ,  $H_{max}$  lasketaan kaavojen 7 ja 9 avulla.

$$H_{Ek,max} = G_{hk} + Q_{hk} \quad (7)$$

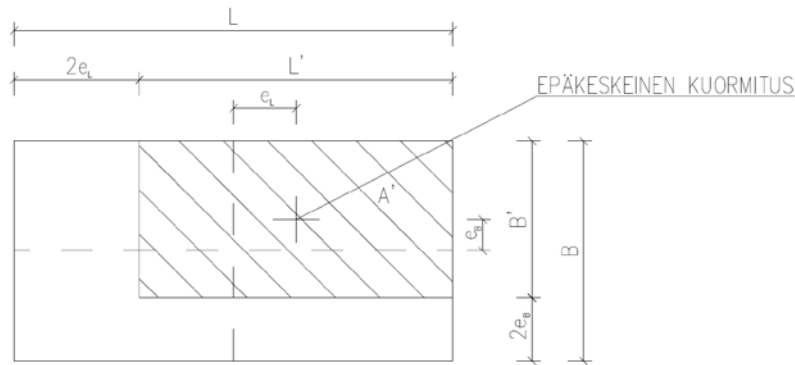
$H_{Ek,max}$   $H_{max}$ , vinojen kuormien maksimi käyttörajatilassa.

$$V_{Ek,min} = G_{vk} \quad (9)$$

$V_{Ek,min}$   $V_{min}$ , pystykuormien minimi käyttörajatilassa.

### 3.2.3 Kuorman epäkeskisyys

Mastopilareita tai sivusiirtyviä kehiä kuormittaa pystykuorman lisäksi myös vaakavoima tai taivutusmomentti. Pilarit liittyvät anturoihin jäykästi, jolloin anturat ovat epäkeskeisesti kuormitettuja. Pilarin liittyessä nivelellisesti epäkeskeisyyttä ei ole, koska taivutusta ei esiinny. Epäkeskeisessä kuormituksessa maapohjan kuorma siirtyy anturalle tehokkaiden mittojen alueelle. Mitoituksessa epäkeskeisyyden raja-arvona pidetään 1/3 anturan mitoista. Tämän arvon ylittyessä anturan todellinen käyttäytyminen ei enään noudata laskennan mallia. Anturan tehokkaat mitat  $B'$  ja  $L'$  on laskettava kuormituksen ollessa epäkeskeinen. Tehokkaat mitat lasketaan kuvan 1 mukaisesti. Geoteknistä kantavuutta mitoittaessa  $x$ - suunnan leveyttä  $B_1$  merkitään  $B$  ja  $y$ - suunnan leveyttä  $B_2$  merkitään  $L$ .



KUVA 1. Tehokkaat mitat

Kuormien epäkeskeisyydet lasketaan erikseen mitoitusavoille DA2 ja DA2\* sekä tilanteille  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  ja  $V_{min}$ ,  $H_{min}$ . Mitoitusohjelmassa käsitellään suorakaiteen muotoista anturaa, jossa vinokuormia oletetaan tulevan molemmista suunnista. Näin ollen epäkeskeisyys lasketaan vielä erikseen suunnissa  $L$  ja  $B$ . Epäkeskeisyyden laskemiseen tarvitsee tietää vaakavoiman vaikutuskorkeus anturan alapintaan nähden. Vaikutuskorkeus  $h$  lasketaan kaavalla 10.

$$h = D + h_{vino} \quad (10)$$

$D$  Perustus syvyys. Maan pinnalta anturan alapintaan.

$h_{vino}$  Vinokuorman korkeus maan pinnalta.

Mitoitustavalla DA2 tilanteessa  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  käytetään murtorajatilassa olevia arvoja. Vaakavoiman aiheuttama epäkeskeisyys lasketaan kaavalla 11.

$$e_d = \frac{H_{Ed} \cdot h}{V_{Ed}} \quad (11)$$

$H_{Ed}$  Vinojen kuormien maksimi murtorajatilassa (kaava 4).

$h$  Vinokuorman korkeus anturan alapinnasta pinnalta (kaava 10).

$V_{Ed}$  Pystykuormien maksimi murtorajatilassa (kaava 5).

Mitoitustavalla DA2 tilanteessa  $V_{min}$ ,  $H_{max}$  käytetään kaavalla 6 laskettua  $V_{Ed}$  minimiarvoa murtorajatilassa. Laskenta on muuten sama kuin kaavassa 11.

Mitoitustavalla DA2\* tilanteessa  $V_{max}$ ,  $H_{max}$  käytetään käyttörajatilassa olevia arvoja. Vaakavoiman aiheuttama epäkeskeisyys lasketaan maamekaniikan periaatteiden mukaisesti kaavalla 12.

$$e_k = \frac{H_{Ek} \cdot h}{V_{Ek}} \quad (12)$$

$H_{Ek}$  Vinojen kuormien maksimi käyttörajatilassa (kaava 7).

$h$  Vinokuorman korkeus anturan alapinnasta pinnalta (kaava 10).

$V_{Ek}$  Pystykuormien maksimi käyttörajatilassa (kaava 8).

Mitoitustavalla DA2\* tilanteessa  $V_{min}$ ,  $H_{max}$  käytetään kaavalla 9 laskettua  $V_{Ek}$  minimiarvoa käyttörajatilassa. Laskenta on muuten sama kuin kaavassa 12.

Epäkeskeisyys tietyssä suunnassa ( $B$  tai  $L$ ) ei saa olla suurempi kuin  $1/3$  anturan leveydestä samassa suunnassa.

$$e_{d,B} < B/3 \wedge e_{d,L} < L/3 \quad (13)$$

Epäkeskeisyyksien laskemisen jälkeen voidaan ratkaista anturan teholliset mitat kuvan 1 mukaisesti eri tapauksissa ja tilanteissa, sekä murto- että käyttörajatiloissa.

$$B' = B - 2e_B \quad (14)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (15)$$

Anturan tehokas pinta-ala  $A'$  lasketaan tehokkaiden mittojen avulla.

$$A' = B'L' \quad (16)$$

### 3.2.4 Kantokestävyys

Perustusten kantokestävyys laskemiseksi käytetään kaavaa 17. Taulukosta 6 saadaan kantokestävyydellä käytettävä varmuuskerron 1,55.

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (17)$$

$R/A'$	Kantokestävyys ominaisarvo, jossa $A'$ on anturan tehokas pinta-ala.
$N_c, N_q$ ja $N_\gamma$	Kitkakulmasta $\varphi$ riippuvia kantavuuskertoimia.
$b_c, b_q$ ja $b_\gamma$	Perustuksen pohjan kaltevuudestariippuvia kertoimia.
$s_c, s_q$ ja $s_\gamma$	Perustuksen muodosta riippuvia kertoimia.
$i_c, i_q$ ja $i_\gamma$	Kuorman kaltevuudesta riippuvia kertoimia.
$c'$	Koheesion mitoitusarvo.
$q'$	Perustamistasossa vallitseva jännitys.
$\gamma'$	Maan tehokas tilavuuspaino perustamistason alapuolella.
$B'$	Anturan tehokas leveys.

Perustamistasossa vallitseva jännitys lasketaan perustamissyvyyden ja yläpuolella olevan tilavuuspainon avulla kaavan 18 mukaisesti. Laskennassa huomioidaan siis perustusta tukevat perustamistason yläpuoliset maakerrokset.

$$q' = \gamma D \quad (18)$$

$D$	Perustamissyvyys.
$\gamma$	Tilavuuspaino perustamistason yläpuolella.



Kantavuuskertoimet lasketaan kitkakulman  $\varphi$  avulla kaavojen 19, 20 ja 21 mukaisesti. Kitkakulma on materiaali kohtainen kulma, joka on kartion muotoiseksi kasaksi kaadetun materiaalin kartion sivun kulma horisontaaliin nähden.

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad (19)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (20)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad (21)$$

Perustuksen pohjan kaltevuudesta riippuvat kertoimet  $b_c$ ,  $b_q$  ja  $b_\gamma$  lasketaan perustuksen pohjan kaltevuuden  $\alpha$  ja kitkakulman  $\varphi$  avulla kaavojen 22 ja 23 mukaisesti. Pohjan kaltevuus  $\alpha$  on kulma horisontaalin (x - akselin) ja anturan pohjan välillä. Pohjan kaltevuuden  $\alpha$  ollessa 0 kaikki b -kertoimet ovat 1,0. Pohjan kaltevuuden oletetaan olevan 0 mitoitusohjelmassa.

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 \quad (22)$$

$$b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} \quad (23)$$

Petrustuksen muodosta riippuvat kertoimet  $s_c$ ,  $s_q$  ja  $s_\gamma$  ratkaistaan anturan tehokkaiden mittojen  $B'$  ja  $L'$  sekä kitkakulman  $\varphi$  avulla kaavojen 24, 25 ja 26 mukaisesti.

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \quad (24)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \quad (25)$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (26)$$

Laskettaessa seinäanturaa tai anturaa joka on pitkänomainen ( $L \gg B$ ) niin muotokertoimet  $s_i = 1,0$ .

Kuormien kaltevuudesta riippuvat kertoimet  $i_c$ ,  $i_q$  ja  $i_\gamma$  lasketaan vaakavoiman  $H$ , pystyvoimien  $V$ , kitkakulman  $\varphi$ , koheesion  $c'$  ja tehollisen pinta-alan  $A'$  avulla. Kertoimien laskentakaavat on esitetty kaavoissa 27, 28 ja 29.

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^m \quad (27)$$

$$i_y = \left(1 - H/V + A'c' \cot \varphi'\right)^{m+1} \quad (28)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (29)$$

Kerroin  $m$  riippuu vaakavoiman  $H$  vaikutus suunnasta.  $H$ :n vaikuttaessa  $B'$ :n suunnassa lasketaan  $m$  kaavalla (30).

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad (30)$$

$H$ :n vaikuttaessa  $L'$ :n suunnassa lasketaan  $m$  kaavalla (31).

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad (31)$$

Kaavojen 18- 31 avulla saadaan kaikki tarvittavat arvot kantokestävyyden ominaisarvon  $R/A'$  ratkaisemiseen. Kantokestävyyden mitoitusarvo lasketaan taulukon 6 mukaisella osavarmuusluvulla kaavan 32 mukaisesti.

$$R_d/A' = \frac{R/A'}{1,55} \quad (32)$$

Kantokestävyys  $R_d$  lasketaan kertomalla  $R_d/A'$  tehokkaalla alalla  $A'$ .

$$R_d = R_d/A' \cdot A' = R_d/A' \cdot L' \cdot B' \quad (33)$$

Tapaus (DA2 tai DA2\*) ja tilanne ( $V_{max}, H_{max}$  tai  $V_{min}, H_{max}$ ) kohtaisen kantokestävyyden mitoitusarvon  $R_d$  tulee olla pienempi kuin vastaavan tilanteen pohjapaineen mitoitusarvon  $p_d$ . Tarkastelussa riittää, että toisessa tapauksessa molemmissa tilanteissa  $R_d \leq p_d$ .

Tapauksissa DA2 ja DA2\*, kun on tilanne  $V_{max}, H_{max}$  lasketaan pystykuorman mitoitusarvo  $p_d$  kaavan 1 (6.10b) mukaisesti.

$$p_d = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}Q_{vk,1} + 1,5K_{FI}\sum_{i>1}\psi_{0,1}Q_{k,i} \quad (34)$$

Tapauksissa DA2 ja DA2\*, kun on tilanne  $V_{min}$ ,  $H_{max}$  lasketaan pystykuorman mitoitusarvo  $p_d$  kaavan 2 (6.10a) mukaisesti.

$$p_d = 1,35K_{FI}G_{vk} \quad (35)$$

Kantokestävyyden tarkastelu tehdään epäyhtälöllä 36.

$$p_d/R_d \leq 1,0 \quad (36)$$

### 3.3 Liukumiskestävyys

Liukumiskestävyys tarkastelu esitetään myös Eurokoodi 7: geotekninen suunnittelu 2009 mukaisesti. Liukumiskestävyys tarkastetaan, jos kuormitukset eivät ole kohtisuorassa perustusten pohjaa vastaan. Tarkastelu tehdään murtorajatilassa, ja sen mitoitusehto on esitetty kaavassa 37.

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (37)$$

$H_d$  Vaakakuormien resultantti, joka vaikuttaa perustustason suunnassa.

$R_d$  Kestävyyden mitoitusarvo.

$R_{p,d}$  Perustuksen sivuun kohdistuva maanpaineesta aiheutuva vastustava voima. Jätetään usein huomioimatta, koska edullinen kuorma voi hävitä ajan mittaan.

Tässä työssä jätetään  $R_{p,d}$  huomioimatta. Kuormitusresultantti  $H_d$  voidaan ratkaista yksinkertaisesti esimerkiksi pythagoraan lauseella, kun ajatellaan x- ja y- suuntaisia vaakavoimia vektoreina, joiden mitoitusarvojen summa on voimien resultantti. Kestävyyden mitoitusarvo saadan ratkaistua kaavalla 38.

$$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_k / \gamma_{R,h} \quad (38)$$

Laskemalla anturan alapintaan tulevien pysyvien kuormien ominaisarvot ja kertomalla ne osavarmuusluvulla 0,9 saadaan ratkaistua  $V'_d$ .  $V'_d$ :n ratkaisu on tavallisesti kaavan 39 tapainen, mutta jos anturan alapintaan tulee muitakin pysyviä kuormia, tulee ne lisätä kaavaan.

$$V'_d = 0,9(V_g + q_{ak} + q_{pk} + q_{mk}) \quad (39)$$

$V_g$	Pilarille tulevien pystykuormien ominaisarvo.
$q_{ak}$	Anturan oman painon ominaisarvo.
$q_{pk}$	Pilarin oman painon ominaisarvo.
$q_{mk}$	Anturan päällä olevan maan ominaisarvo.

Taulukosta 6 nähdään, että osavarmuusluku  $\gamma_{R,h}$  on likumiskestävyystarkastelussa 1,1. Mitoituskulma  $\delta_k$  voidaan arvioida paikalla valettujen perustusten yhteydessä tehokkaan leikkauskestävyyskulman kriittisen tilan mitoitusarvosta  $\varphi'_{cv,d}$ .

### 3.4 Kaatumiskestävyys

Kaatumiskestävyys tulee mitoittavaksi kun vaakavoimat ovat suuria pystykuormiin verrattuna. Epäkeskeisyyden laskuissa rajoitettiin epäkeskisyyttä eli vaakakuormia suhteessa leveyteen kaavan 13 mukaisesti, jolloin kaatumiskestävyys tulee harvoin mitoittavaksi. Kaatumiskestävyys tarkastelu tehdään kaatavien ja tukevien voimien staattisena tasapainon rajatilana (EQU). Oletuksena on, että antura toimii jäykkänä kappaleena ja kaatuminen tapahtuu anturan nurkkapisteen ympäri (Kuva 2). Kiertokeskiö ei kuitenkaan todellisuudessa sijaitse reunassa, vaan hieman keskempänä anturaa. Tarkastelussa käytetään taulukon 3 osavarmuuslukuja. Rakenteiden kaatavan momentin mitoitusarvo lasketaan kaavoilla 1 ja 2. Riski perustuksen kaatumiseen kasvaa vaakavoimien ja momentin ollessa suuria. Kaatumisvarmuus lasketaan vertaamalla kaatavia momentteja tasapainottaviin (EN1997-1 suunnitteluohje 2009). Kaatumiskestävyystarkastelussa tulee osoittaa, että kaavan 40 mukainen ehto toteutuu.

$$M_{dst,d} \leq M_{stb,d} \quad (40)$$

$M_{dst,d}$  Kaatavien momenttien mitoitusarvo.

$M_{stb,d}$  Tasapainottavien momenttien mitoitusarvo.

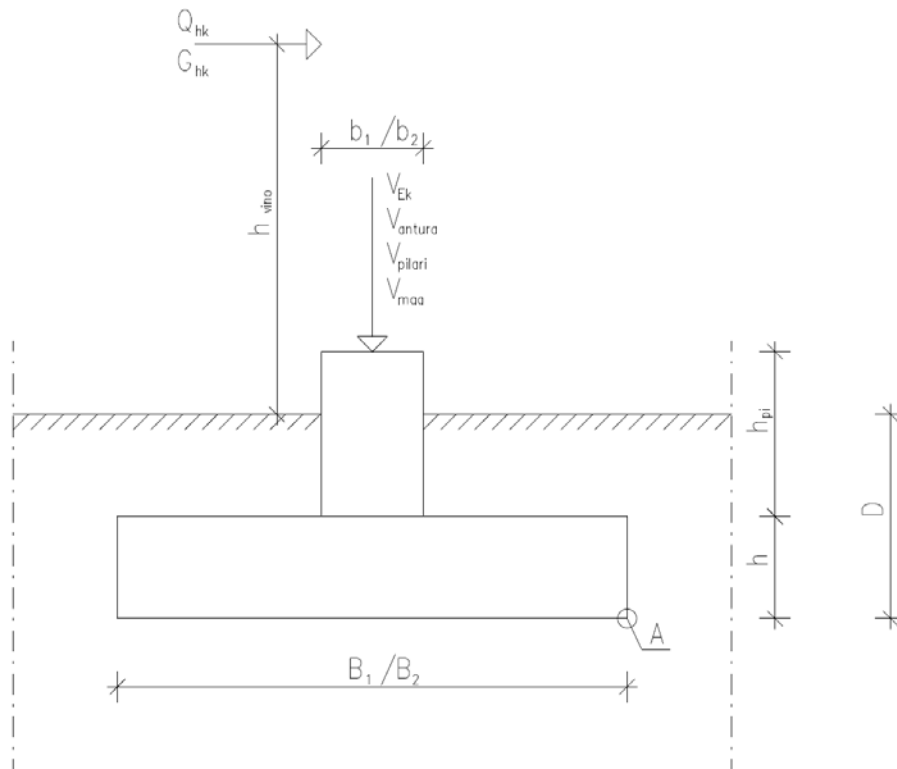
Työssä ja mitoitusohjelmassa anturaa tarkastellaan suorakaiteen muotoisena anturana, jossa

$$B_1 \neq B_2$$

$B_1$  Leveys  $x$ - suunnassa.

$B_2$  Leveys  $y$ - suunnassa.

Mitoitusohjelmassa olettamuksena on, että kaatavia voimia tulee kahdesta suunnasta  $x$  ja  $y$ . Pilarianturan kaatumista tarkastellaan yhteisvaikutuksena molemmista suunnista superpositioperiaatteen mukaisesti.



KUVA 2. Kaatumiskestävyys

Tasapainottavat- ja kaatavat momentit lasketaan osavarmuuskertoimilla pisteen A ympäri. Laskennassa siis oletetaan, että antura kaatuu pisteen A ympäri. Tasapainottaville voimille lasketaan ominaisarvot. Pystykuorman ominaisarvo lasketaan kaavalla 41.

$$V_{Ek} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h} \quad (41)$$

$G_{vk}$  Pysyvä pystykuorma.

$Q_{vk,l}$  Lumikuorma.

$Q_{vk,h}$  Hyötykuorma.

Anturan oman painon ominaisarvo lasketaan kaavalla 42.

$$q_{ak} = B_1 B_2 h \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \quad (42)$$

Pilarin oman painon ominaisarvo lasketaan kaavalla 43. Pilarin oletetaan olevan betonirakenteinen, jolloin tilavuuspainoksi voidaan olettaa  $25 \text{ kN/m}^3$ .

$$q_{pk} = b_1 b_2 h_{pi} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \quad (43)$$

Maan painon ominaisarvo lasketaan kaavalla 44. Ohjelma käyttää olettamuksena tilavuuspainoa  $13 \text{ kN/m}^3$ , joka on tilavuuspaino täytehiekalle. Arvo on varmalla puolella verrattuna muiden tavanomaisten täytteiden tilavuuspainoihin.

$$q_{mk} = B_1 B_2 (D - h) \cdot 13 \text{ kN/m}^3 \quad (44)$$

Tasapainottavien voimien mitoitusarvo lasketaan kaavalla 45. Vakauttavia kuormia kerrotaan edullisella osavarmuusluvulla 0,9.

$$V_{ed, stb} = 0,9 \cdot (V_{Ek} + q_{ak} + q_{pk} + q_{mk}) \quad (45)$$

Kaatavia kuormia on pysyvät ja muuttuvat vinokuormat, jotka vaikuttavat tietyllä korkeudella  $h$  (kaava 10). Kaatavat kuormat kerrotaan epäedullisilla osavarmuuskertoimilla kaavan 46 mukaisesti. Laskentaohjelma ei huomioi pysyviä

kaatavia kuormia, jolloin kaatava mitoituskuorma muodostuu ainoastaan muuttuvista kuormista. Mitoituskuorma lasketaan sekä  $x$ -, että  $y$ - suunnissa.

$$Q_{Ek,dst} = 1,50 \cdot Q_{hk} \quad (46)$$

Tasapainottavat ja kaatavat momentit tulee laskea sekä  $x$ -, että  $y$ - suunnissa. Tasapainottava momentti lasketaan kaavan 47 mukaisesti.

$$M_{stb,d} = V_{Ed,stb} \cdot \frac{B}{2} \quad (47)$$

Kaatavat momentit lasketaan kaavan 48 mukaisesti.

$$M_{dst,d} = Q_{Ed,dst} \cdot h \quad (48)$$

Kaavan 40 mukainen ehto toteutuu  $x$ - ja  $y$ - suunnissa usein helposti. Lopullinen tarkastelu tehdään superpositioperiaatteen mukaisesti kaavalla 49.

$$\frac{M_{dst,d,y}}{M_{stb,d,y}} + \frac{M_{dst,d,x}}{M_{stb,d,x}} \leq 1 \quad (49)$$

## **4 RAKENNETEKNINEN MITOITUS**

### **4.1 Rakenneteknisen suunnittelun perusteet**

Rakennesuunnittelussa on tavoitteena mitoittaa pilariantura mahdollisimman taloudellisesti siten, että se riittävällä todennäköisyydellä säilyttää kelpoisuutensa koko suunnitellun käyttöiän. Perustussuunnitteluun liittyy normaalisti runkojärjestelmä ja siihen liittyminen. Tässä työssä ei tarkastella liitoksia tai niiden suunnittelua. Työssä ei myöskään suunnitella asennuksia, jotka normaalisti huomioidaan esimerkiksi elementtirakenteissa. Työn rakennesuunnittelu sisältää vetorausituksen mitoittamisen, anturan paksuuden määrittämisen, halkeilun ja lävistyksen tarkastamisen, ja betonipeitepaksuuden määrittämisen. Aikaisemmissa kappaleissa anturan geoteknistä kestävyyttä tarkasteltaessa saadaan anturalle määritettyä minimi leveys ja pituus.

Rakennetekninen mitoitus tehdään EN1997-1 2007 Eurokoodi 2 standardin ja RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohjeiden mukaisesti.

### **4.2 Materiaaliominaisuudet**

Eurokoodissa SFS-EN 1990 esitetään suosituksia suunnitellulle käyttöiälle välillä 10- 100 vuotta ja suositellaan tavanomaisten rakenteiden suunnitelluksi käyttöiäksi 50 vuotta. Suomessa on suunnittelussa käytetty yleensä perustusrakenteiden osalta rakennushankekohtaisesti 50 tai 100 vuoden käyttöikää.

Betonille asetetaan erilaisia vaatimuksia, jotka voidaan lajitella rakenteellisiin, säilyvyyteen liittyviin ja työn suoritukseen liittyviin vaatimuksiin. Rakenteellisia vaatimuksia pilarianturan betonissa voi olla riittävä lujuusluokka ja tiheys sekä betonin kutistumisvaatimukset. Säilyvyyden vaatimukset liittyvät vahvasti halkeamaleveyden rajoittamiseen. Työn suoritukseen liittyviä ominaisuuksia on raekoko, notkeus, pumpattavuus ja kovettumisnopeus. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät vaatimukset on esitetty taulukossa 9.



#### 4.2.1 Betonipeitepaksuus

Betonipeite on betonipinnan ja sitä lähinnä olevan raudoituksen pinnan välinen etäisyys. Betonipeitepaksuus määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n ja siihen liittyvän Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Suunnittelussa ja myös toteutuksessa käytetään betonipeitteen nimellisarvoa, joka on betonipeitteen vähimmäisarvon ja mittapoikkeaman summa. Tässä luvussa esitetty betonipeitteen nimellisarvon määrittäminen koskee tavallisia teräksiä ja yleisesti pilarianturoiden raudoituksessa käytettyjä teräksiä. Erikoistapausten, kuten ruostumattomien terästen, osalta noudatetaan eurokoodia SFS-EN 1992-1-1 ja siihen liittyvää Suomen kansallista liitettä. Betonipeitteen nimellisarvo lasketaan kaavasta 50.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (50)$$

Betoni peitteen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla 51.

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, \frac{c_{min,b}}{10mm} \right\} \quad (51)$$

$c_{min,b}$	Tartuntavaatimuksista johtuva vähimmäisarvo betonipeitteelle (taulukko 7).
$c_{min,dur}$	Ympäristöolosuhteista johtuva vähimmäisarvo (taulukko 8).
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Betonipeitteen lisävarmuus, suositusarvo on 0 mm.
$\Delta c_{dur,st}$	Pienennyskerroin, kun raudoitus on ruostumatonta terästä.
$\Delta c_{dur,add}$	Pienennyskerroin, kun käytetään lisäsuojausta

Tartuntavaatimuksista johtuva vähimmäisarvo betonipeitteelle saadaan taulukosta 7.

TAULUKKO 7. Betonipeitteen vähimmäisarvon vaatimukset (RIL 202-201)

Tartuntavaatimus	
Tankojen niputus	Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,b}^*$
Erilliset tangot	Tangon halkaisija
Niput	Ekvivalentti halkaisija
*Jos kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32 mm, betonipeitteen vähimmäisarvoa $c_{min,b}$ suurennetaan 5 mm	

Ympäristöolosuhteista johtuva vähimmäisarvo  $c_{min,dur}$  saadaan taulukosta 8, kun tiedetään rasitusluokka (taulukko 9)

TAULUKKO 8. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset (RIL 202-201)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 9 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä <sup>1)</sup>	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C45/55
≥	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
RakMK B4 1- rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Rakenteeseen vaikuttavia ympäristöolosuhteita kuvataan rasitusluokilla, jotka valitaan standardin EN 206-1:n perusteella (eurokoodiin SFS-EN 1992-1-1 on kopioitu rasitusluokkien määritelmät ja selostukset) ja joiden perusteella valitaan vähimmäisarvo betonipeitteelle, halkeamaleveyden raja-arvo ja rajoitukset betonin materiaaliominaisuuksiin. Rasitusluokat on esitetty taulukossa 9.

TAULUKKO 9. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
<b>1. Ei korroosiovaaraa tai rasituksia</b>		
X0	Raudoittamaton betoni, kun ei ole merkittävää jäädytys-sulatusrasitusta, kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu betoni hyvin kuivissa olosuhteissa	Betoni sisätiloissa, joissa kosteus on hyvin alhainen
<b>2. Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio</b>		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilmankosteus on kohtalaisen suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
<b>3. Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiita ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni aina alttiina kloridipitoiselle teollisuusvedelle
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
<b>4. Meriveden kloridien aiheuttama korroosio</b>		
XS1	Kosketuksessa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
<b>5. Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä</b>		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
<b>6. Kemiallinen rasitus</b>		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukos 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukos 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukos 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Betonipeitteen  $c_{nom}$  määrittämisessä käytettävä toinen osatekijä, mittapoikkeama  $\Delta c_{dev}$ , saadaan taulukosta 10, kun valetaan maata vasten.

TAULUKKO 10.  $\Delta c_{dev}$  maata vasten valaessa (RIL 202-201)

Alustan laatu	$\Delta c_{dev}$
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet	20 mm
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka tai sora lineaariset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka tai sora pistemäiset raudoitusvälikkeet	40 mm

#### 4.2.2 Betonin mitoitusarvo

Betonin lujuus valitaan taulukon 8 avulla, kun tiedetään betonin rasitusluokka taulukosta 9. Betonin osavarmuusluku valitaan taulukosta 11. Betonin lujuus vaikuttaa mm. halkeamiin, lävistyskestävyyteen ja ankkuroitumiseen.

TAULUKKO 11. Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatiloissa (SFS-EN 1997-1 2007 Eurokoodi 2)

Mitoitustilanne	Betonin $\gamma_c$	Betoniteräksen $\gamma_s$	Jänneteräksen $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen (Suomen rakenneluokka 2)	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen (Suomen rakenneluokka 1)	1,35	1,1	1,1
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla 52.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (52)$$

$f_{ck}$  Betonin lieriölujuus.

$\alpha_{cc}$  Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Suomen kansallisen liitteen mukainen arvo  $\alpha_{cc} = 0,85$

$\gamma_c$  Osavarmuusluku taulukosta 11.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla 53.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (53)$$

$\alpha_{ct}$  Standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen suositusarvo  $\alpha_{ct} = 1,0$

Betonin puristus- ja vetolujuuden arvot on esitetty taulukossa 12.

TAULUKKO 12. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1)

$f_{ck}$ (Mpa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (Mpa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (Mpa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (Mpa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (Mpa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (Mpa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (Gpa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\varepsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2 5	2,3	2,4	2,4 5	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\varepsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$\eta$	2,0									1,7 5	1,6	1,4 5	1,4	1,4
$\varepsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\varepsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Betonin puristuslujuus ilmoitetaan 5 % fraktiilia vastaavien lieriölujuuden  $f_{ck}$  ja kuutiolujuuden  $f_{ck,cube}$  ominaisarvojen mukaan. Viisi prosenttia koekappaleista todennäköisesti murtuu ominaislujuutta pienenemmällä jännityksellä. Taulukon 12 lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä määriteltävän betonin lieriölujuuden  $f_{ck}$  ominaisarvoihin. Muun ikäisen betonin puristuslujuus määritetään kaavojen 54 ja 55 avulla.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} , \text{ kun } 3 < t < 28 \text{ vrk} \quad (54)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} , \text{ kun } t > 28 \text{ vrk} \quad (55)$$

### 4.2.3 Betonitreräs

Harjateräs A500HW on saavuttanut valta-aseman yleisteräksenä, joka ominaisuuksiensa puolesta soveltuu hyvin pilarianturoihin. Harjaterästä A700HW voidaan käyttää paikoissa, joissa on tärkeätä vähentää terästen lukumäärää, mutta sitä ei usein käytetä perustuksissa. Harjateräs A700HW ei myöskään sovellu rakenteisiin, joissa teräkseltä vaaditaan hyvää sitkeyttä. Terästen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 56.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (56)$$

$f_{yk}$  Teräksen myötölujuuden ominaisarvo.

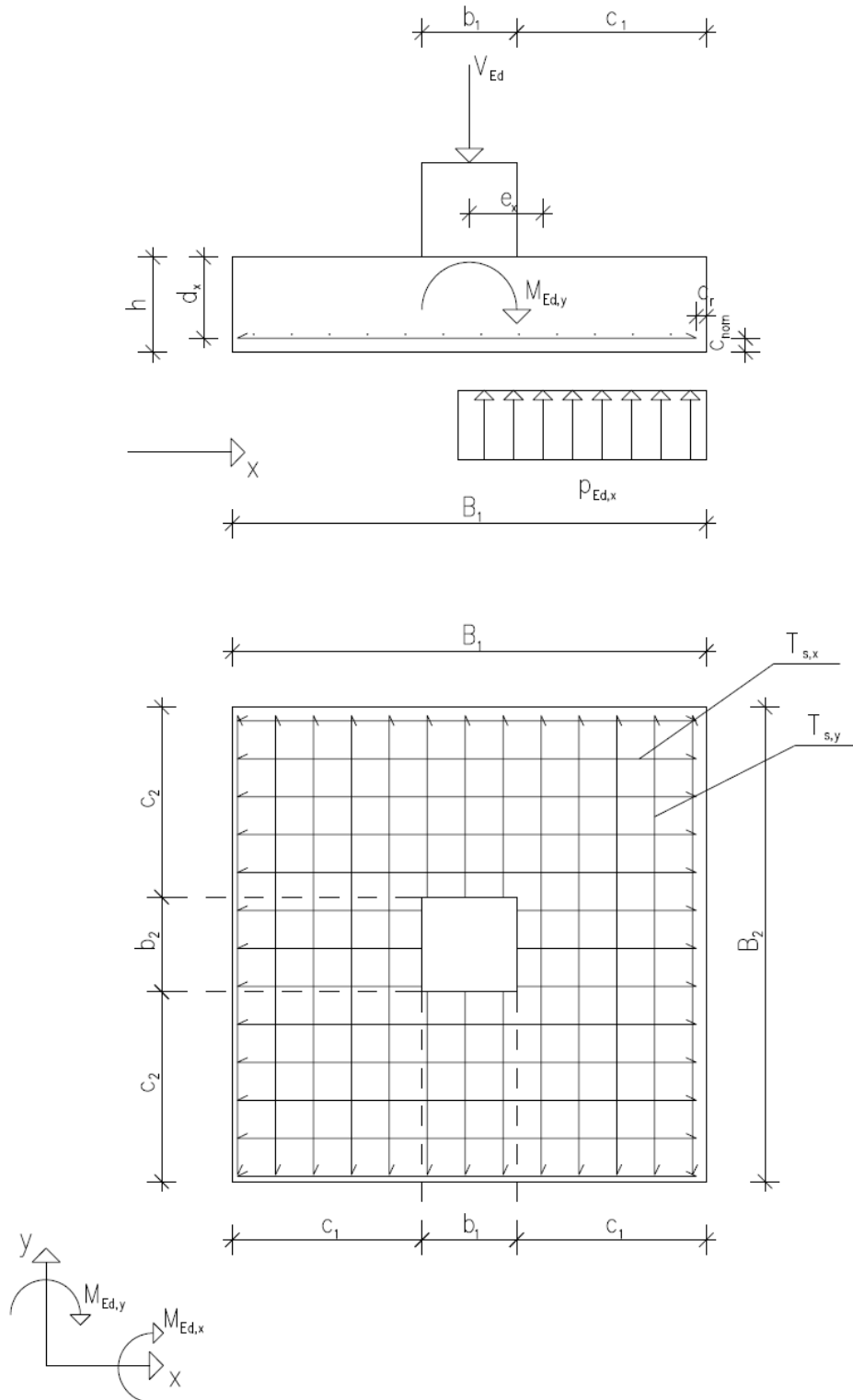
$\gamma_s$  Osavarmuusluku taulukosta 11.

### 4.3 Anturan taivutusmitoitus

Anturan taivutusmitoituksessa anturalaatta mielletään laataksi kuvan 3 mukaisesti. Kuormitusyhdistelmänä käytetään murtorajatilan kuormitusyhdistelmiä. Työssä oletetaan, että vinokuormaa tulee  $x$ - ja  $y$ - suunnista, jolloin murtorajatilan momentti lasketaan  $x$ - ja  $y$ - akselien ympäri.

EN1997-1 2007 Eurokoodi 2 standardin mitoitus perustuu seuraaviin olettamuksiin:

- Betonin vetojännityksiä ei raudoitetuissa rakenteissa oteta huomioon.
- Betonin ja terästen välillä oletetaan täydellinen tartunta.
- Betonin puristusjännitysten jakautumiskuvion saa korvata suorakaiteella.



KUVA 3. Taivutusmitoituksen laskentamalli

### 4.3.1 Taivutusmomentti

Pilariantura mitoitetaan murtorajatilassa, jossa sen kestävyys tulee vastata rakenneanalyysissä murtorajatilalla kuormayhdistelmillä saatuja voimasuureita. Pilarianturasta määritetään ensin murtorajatilassa taivutuskestävyys, joka määritetään vetorausoitettuna suorakaidepoikkileikkauksena. Taivutusmomentin mitoitusarvo  $M_{Ed}$  määritetään rakenneanalyysissä, jossa lasketaan ensin kuormituksen aiheuttama epäkeskeisyys murtorajatilassa, ja sen avulla tehokkaat mitat  $B'$  ja  $L'$ . Epäkeskeisyydet ja tehokkaat mitat lasketaan samalla tavalla kuin kappaleessa 3.2.3. Epäkeskeisyydet  $x$ - ja  $y$ - suunnissa lasketaan kaavan 11 mukaisesti ja tehokkaat mitat lasketaan kaavojen 14 ja 15 mukaisesti. Merkitään tehokkaita ja alkuperäisiä mittoja seuraavalla tavalla.

$B'_d$	Tehokas leveys $x$ - suunnassa.
$B_1$	Alkuperäinen leveys $x$ - suunnassa.
$L'_d$	Tehokas leveys $y$ - suunnassa.
$B_2$	Alkuperäinen leveys $y$ - suunnassa.

Kuvan 3 mukainen pohjapaine  $p_{Ed}$  kuormittaa anturaa. Pohjapaineen oletetaan jakautuvan tasaisesti. Pohjapaine tulee laskea molemmissa suunnissa erikseen, koska vinokuormien oletetaan tulevan molemmista suunnista. Pohjapaine lasketaan pystyvoiman mitoitussarvon ja edellä mainittujen mittojen avulla seuraavien kaavojen mukaisesti.

$$p_{Ed,x} = \frac{V_{Ed}}{B_2 B'_d} \quad (57)$$

$$p_{Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{B_1 L'_d} \quad (58)$$

Nyt tiedetään kuormittava voima molemmissa suunnissa. Momentin laskemiseen tarvitaan vielä momenttivarren pituus. Momenttivarren pituus  $x$ - suunnassa on kuvasta 3  $c_1$  ja  $y$ - suunnassa  $c_2$ .

$$c_1 = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} \quad (59)$$



$$c_2 = \frac{B_2}{2} - \frac{b_2}{2} \quad (60)$$

Momentti lasketaan edellä mainittujen arvojen avulla. Murtorajatilán momentti  $y$ -akselin ympäri on  $x$ - akselin suuntainen ja se lasketaan kaavalla.

$$M_{Ed,y} = \frac{p_{Ed,x} B_2 c_1^2}{2} \quad (61)$$

Murtorajatilán momentti  $x$ - akselin ympäri on  $y$ - akselin suuntainen ja se lasketaan kaavalla.

$$M_{Ed,x} = \frac{p_{Ed,y} B_1 c_2^2}{2} \quad (62)$$

#### 4.3.2 Vetoraudoitus

Taivutetun teräsbetonirakenteen murtumisen luonne riippuu vetoraudoituksen määrästä. On tärkeää noudattaa vähimmäis- ja enimmäisraudoitusvaatimuksia. Aliraudoitettu poikkileikkaus murtuu hauraasti, ja ylitraudoitettu poikkileikkaus murtuu, kun puristuspuolen betoni murskaantuu ennen kuin vetoraudoitus ehtii saavuttamaan myötörajaansa. Tasapainoraudoitettussa tilanteessa raudoitus saavuttaa myötörajaansa samalla kuin betoni murtuu.

Ratkasitaan ensin poikkileikkauksen hyötykorkeus  $d$ . Hyötykorkeus on mitta puristetusta reunasta raudoituksen keskelle. Mitta on eri  $x$ - ja  $y$ - suunnissa, koska rasitetumpi raudoitus sijoitetaan alemmas. Mitoitusohjelmassa oletuksena on, että  $x$ - suunta on rasitetumpi.

$$d_x = h - c_{nom} - \frac{T_{sx}}{2} \quad (63)$$

$$d_y = h - c_{nom} - \left( T_{sx} + \frac{T_{sy}}{2} \right) \quad (64)$$

$T_{sx}$  ja  $T_{sy}$  Oletettujen tankojen halkaisijat.

$h$  Anturan kokonaiskorkeus.

$c_{nom}$  Betonipeitepaksuus kappaleesta 4.2.1 (kaava 50).

Kun tiedetään poikkileikkauksen hyötykorkeus voidaan laskea suhteellinen momentti  $\mu$ .

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,y}}{f_{cd}B_2d_x^2} \quad (65)$$

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,x}}{f_{cd}B_1d_y^2} \quad (66)$$

$f_{cd}$  Betonin mitoitusarvo kappaleesta 4.2.2 (kaava 52).

$M_{Ed,y}$  ja  $M_{Ed,x}$  Momentit kaavoista 61 ja 62.

$B_2$  Anturan leveys y- suunnassa.

$B_1$  Anturan leveys x- suunnassa.

Suhteellisen momentin avulla saadaan laskettua puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus  $\beta$ .

$$\beta_x = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_x} \quad (67)$$

$$\beta_y = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_y} \quad (68)$$

Hauraan puristumurtumisen estämiseksi vetoraudoitettuun poikkileikkaukseen saa sijoittaa korkeintaan tasapainomurtumisen verran raudoitusta. Tehollisen puristuspinnan suhteellista korkeutta rajaa arvo  $\beta_{bd}$ . Puristuskorkeuden raja-arvoa vertaillen varmistetaan, että mitoitusoletukset pitävät paikkansa. Suhteellisen korkeuden ollessa raja-arvoa  $\beta_{bd}$  suurempi muodostuu tilanne, jossa rauditus saavuttaa mitoituslujuuden betonin puristuspuolen murtuessa. Puristuskorkeuden raja-arvon laskemiseen tarvitsee tietää raudituksen suhteellinen venymä  $\varepsilon_{yd}$ .

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad (69)$$

$f_{yd}$  Terästen myötölujuuden mitoitusarvo kappaleesta 4.2.3 (kaava 56).

$E_s$  Teräksen kimmokerroin (usein 200000Mpa).

Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo  $\beta_{bd}$  lasketaan kaavalla 70.

$$\beta \leq \beta_{bd} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (70)$$

$\lambda$  Puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus. Oletetaan usein vakioksi 0,8.

$\varepsilon_{cu}$  Betonin murtopuristuma (kaava 71). Normaalibetonilla 0,0035.

Betonin tiheys  $\rho_c$  normaalibetonilla on vakio, jolloin murtopuristuma  $\varepsilon_{cu}$  on usein vakio. Murtopuristuma voidaan myös laskea kaavalla 71 tai katsomalla taulukosta 12.

$$\varepsilon_{cu} = (1,1 + \rho_c / 1000) \%_{00}^{\geq 2,0} \%_{00}^{\leq 3,5} \quad (71)$$

Ehdon  $\beta < \beta_{bd}$  täyttyessä mitoitus voidaan jatkaa normaalisti. Poikkileikkausta voi korottaa tai lisätä raudoitusta, jos ehto ei toteudu. Betonin lujuuden ollessa enintään K60 on suositeltavaa, että  $\beta < 0,9\beta_{bd}$ . Sisäinen momenttivarsi  $z$  lasketaan hyötykorkeuden  $d$  ja suhteellisen puristuskorkeuden  $\beta$  avulla.

$$z_x = d_x \left(1 - \frac{\beta_x}{2}\right) \quad (72)$$

$$z_y = d_y \left(1 - \frac{\beta_y}{2}\right) \quad (73)$$

Tarvittavan vetoraudoituksen pinta-ala saadaan kaavalla.

$$A_{s,vaad,x} = \frac{M_{Ed,y}}{z_x f_{y,d}} \quad (74)$$

$$A_{s,vaad,y} = \frac{M_{Ed,x}}{z_y f_{y,d}} \quad (75)$$

Vähimmäisraudoitusala  $x$ - ja  $y$ - suunnissa lasketaan kaavoilla 76 ja 77.

$$A_{s,min,x} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm} B_2 d_x}{f_{y,k}} \\ 0,0013 B_2 d_x \\ 0,2 A_{s,y} \end{cases} \quad (76)$$

$$A_{s,min,y} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm} B_1 d_y}{f_{y,k}} \\ 0,0013 B_1 d_y \\ 0,2 A_{s,x} \end{cases} \quad (77)$$

- $f_{ctm}$  Betonin vetolujuus taulukosta 12.  
 $f_{y,k}$  Teräksen myötölujuuden ominaisarvo kappaleesta 4.2.  
 $A_{s,x}$  ja  $A_{s,y}$  Arvio valitun teräksen poikkipinta-alasta tietyssä suunnassa.

Raudoituksen maksimiala lasketaan anturan kokonaiskorkeuden  $h$  ja leveyksien  $B_1$  ( $x$ -suunnassa) ja  $B_2$  ( $y$ -suunnassa) avulla.

$$A_{s,max,x} = 0,06A_{c,x} = 0,06B_2h \quad (78)$$

$$A_{s,max,y} = 0,06A_{c,y} = 0,06B_1h \quad (79)$$

Raudoitus on valittava siten, että se on minimi- ja maksimiraudoituksen väliltä, mutta suurempi kuin vaadittu raudoitus, jos vaadittu raudoitus on suurempi kuin minimiraudoitus. Raudoitus valitaan erikseen  $x$ - ja  $y$ -suuntaan. Seuraavissa kaavoissa on esitetty yleiset kaavat raudoituksen määrittämiseen.

Yhden tangon pinta-ala lasketaan kaavan 80 mukaisesti.

$$A_{s,Ts} = \left(\frac{T_s}{2}\right)^2 \pi \quad (80)$$

$T_s$  Tangon halkaisija.

Tankojen vaadittava lukumäärä  $n$ .

$$n = \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,Ts}} \quad (81)$$

$$n \cdot A_{s,Ts} > A_{s,vaad} , n \in \mathbb{N}$$

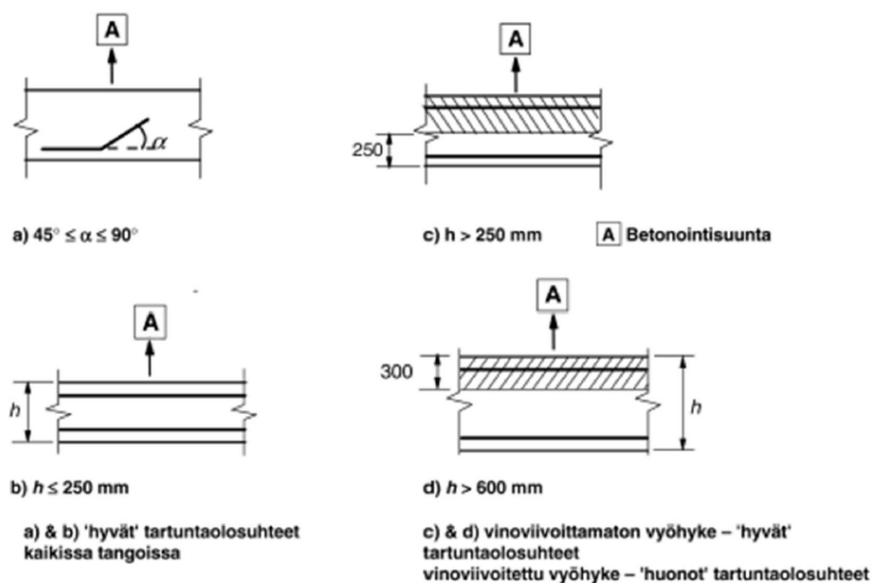
Tankojako  $k$  lasketaan kaavalla 82.

$$k = \frac{(B-2c_r)}{n-1} , k \in \mathbb{N} \quad (82)$$

$c_r$  Etäisyys anturan reunasta raudoituksen reunaan (kuva 3).

#### 4.4 Raudoituksen ankkurointi

Raudoituksen tulee olla ankkuroitu luotettavasti. Betonirauditus pyritään ankkuroimaan tartunnan välityksellä, jolloin ankkurointipituutta tulee olla tarpeeksi käytettävissä. Eurokoodissa ankkurointia tarkastellaan nimellisen tartuntalujuuden avulla. Tartuntalujuuteen vaikuttaa tangon halkaisija, raudoitteen sijainti ja poikittaiset jännitykset. Tartuntalujuus on verrannollinen tangon pinnalla vaikuttavaan tartuntalujuuteen, joka taas on verrannollinen betonin vetolujuuteen. Tartuntaolosuhteet määritellään EN1997-1 2007 Eurokoodi 2:ssa kuvan 4 mukaisesti.



KUVA 4. Tartuntaolosuhteet (EN1997-1 2007 Eurokoodi 2)

Tartuntalujuuden mitoitusarvo  $f_{bd}$  saadaan laskettua kaavalla 83.

$$f_{bd} = k_b \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (83)$$

$k_b$  Teräksen tartuntakerroin (harjateräksellä 2,25).

$\eta_1$  1,0, kun tartuntaolosuhteet ovat "hyvät", tällöin tangon etäisyys valun alapinnasta  $< 250 \text{ mm}$ .

0,7, kun ei voida osittaa "hyviä" olosuhteita tai ankkurointialueella on poikittaisia vetojännityksiä.

$\eta_2$  Tangon halkaisijasta riippuva kerroin. 1,0, kun  $T_s \leq 32 \text{ mm}$  muuten  $\frac{132 - T_s}{100}$ .

$f_{ctd}$  Betonin vetolujuus taulukosta 12.

#### 4.4.1 Ankkurointipituuden perusarvo

Tangon halkaisija on yksi olennaisimmista ankkurointikestävyyteen vaikuttavista tekijöistä. Pienet tangot ankkuroituvat paremmin, koska niiden halkaisuvaikutus on suhteellisesti pienempi. Ankkurointipituuden perusarvo  $l_{b,rqd}$  vastaa ankkuroitavassa tangossa olevaa voimaa. Ankkurointipituuden perusarvo  $l_{b,rqd}$  lasketaan kaavalla 84. Laskenta tulee tehdä erikseen molemmissa suunnissa  $x$  ja  $y$ , mutta alla esitetyt ankkuroinnin laskentakaavat ovat yleisiä kaavoja.

$$l_{b,rqd} = \frac{T_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (84)$$

$T_s$  Tangon halkaisija.

$\sigma_{sd}$  Tangon mitoitusjännitys.

Tankoa ajatellaan mitoituksessa sauvana, jolla on vetävä normaalivoima  $F$ . Vastavoimana on sauvan tartuntajännitys  $\tau_b$  tietyllä matkalla  $l_b$ . Tartuntajännityksellä tarkoitetaan nimellistä raudoitustangon vaipalle leikkausjännitykseksi jaettua voimaa, joka tarvitaan ankkuroimaan tanko betoniin. Tartuntajännitys oletetaan laskelmissa tasaisesti tangon pituudelle jakautuneeksi. Tartuntajännitys on maksimissaan tartuntalujuuden  $f_{bd}$  suuruinen.

Tangon mitoitusjännityksen laskemiseen tarvitaan kappaleen 4.3.1 kaavan 61 mitoitusmomenttia  $M_{Ed}$  ja kappaleen 4.3.2 kaavan 72 sisäistä momenttivartta  $z$ . Tangossa sijaitseva vetovoima lasketaan kaavalla 85.

$$F_d = \frac{M_{Ed}}{z} \quad (85)$$

Tangon mitoitusjännitys  $\sigma_{sd}$  lasketaan kaavalla 86.

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s} \quad (86)$$

$A_s$  Valitun vetotangon poikkipinta-ala.

#### 4.4.2 Ankkurointipituuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden mitoitusarvo lasketaan suhteessa ankkurointipituuden perusarvoon. Mitoitusarvo  $l_{bd}$  määritetään kertoimien  $\alpha$  avulla kaavalla 87.

$$l_{bd} = \begin{cases} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 l_{b,rqd}, & \text{kun } \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7 \\ 0,7 \alpha_1 l_{b,rqd}, & \text{kun } \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 < 0,7 \end{cases} \quad (87)$$

Tangon muodosta riippuva kerroin  $\alpha_1$ :

- Suora tanko ja vetoteräs  $\alpha_1 = 1,0$ .
- Suora tanko ja puristusteräs  $\alpha_1 = 1,0$ .
- Taivutettu tanko ja vetoteräs  $\alpha_1 = 0,7$ , kun  $c_d > 3T_s$ , muuten  $\alpha_1 = 1,0$ .
- Taivutettu tanko ja puristusteräs  $\alpha_1 = 1,0$ .

Betonipeitteen vähimmäisarvosta  $c_d$  riippuva kerroin  $\alpha_2$ :

- Suora tanko ja vetoteräs  $\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{c_d - T_s}{T_s}$ ,  $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ .
- Suora tanko ja puristusteräs  $\alpha_2 = 1,0$ .
- Taivutettu tanko ja vetoteräs  $\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{c_d - 3T_s}{T_s}$ ,  $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ .
- Taivutettu tanko ja puristusteräs  $\alpha_2 = 1,0$ .

Poikittaisen laajenemisen estävän raudoituksen (ei hitsattu) huomioiva kerroin  $\alpha_3$ :

- Suora tai taivutettu tanko ja vetoteräs  $\alpha_3 = 1 - K\lambda$ ,  $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$ .
- Suora tai taivutettu tanko ja puristusteräs  $\alpha_3 = 1,0$ .

Poikittaisen pääraudoitukseen hitsatun laajenemisen estävän raudoituksen huomioiva kerroin  $\alpha_4$ :

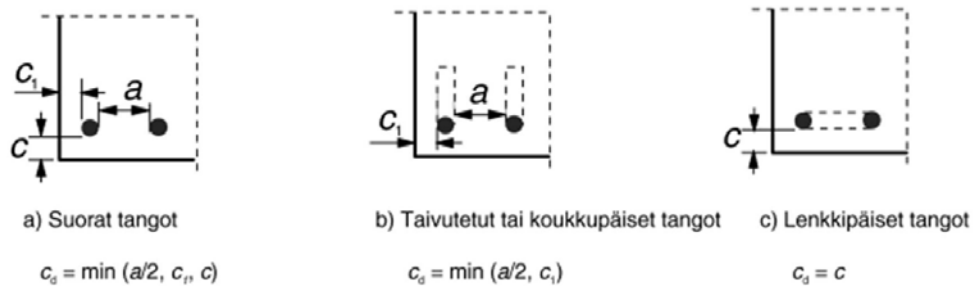
- Suora tai taivutettu tanko ja vetoteräs  $\alpha_4 = 0,7$ .
- Suora tai taivutettu tanko ja puristusteräs  $\alpha_4 = 0,7$ .

Tankoon nähden poikittaispaineen (esim. anturoissa pohjapaine) vaikutuksen huomioiva kerroin  $\alpha_5$ :

- Suora tai taivutettu tanko ja vetoteräs  $\alpha_5 = 1 - 0,04p$ ,  $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$ .

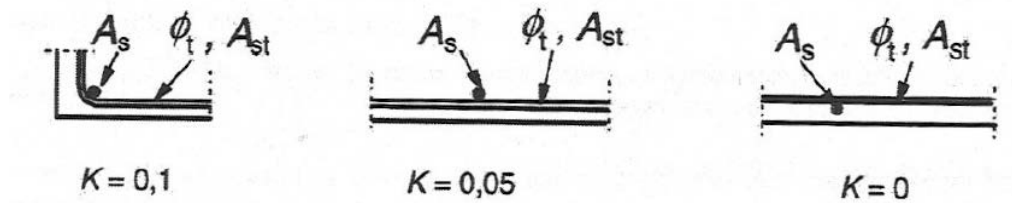
$c_d$	Raudoituksen betonipeite.
$T_s$	Tarkasteltavan tangon halkaisija.
$K$	Ankkuroitavan tangon sijainnin muihin rautoihin nähden huomioiva kerroin.
$\lambda$	Poikittaisraudoituksen määrästä riippuva parametri.
$p$	Poikittaispaine, voidaan käyttää arvoa $p_{Ed}$ kaavasta 57.

Raudoituksen betonipeite  $c_d$  lasketaan kuvan 5 mukaisesti.



KUVA 5. Raudoituksen betonipeite  $c_d$  (EN1997-1 2007 Eurokoodi 2)

Kerroin  $K$  määritetään kuvan 6 mukaisesti.



KUVA 6. Kertoimen  $K$  määrittäminen (EN1997-1 2007 Eurokoodi 2)

Ankkuroitavan tangon ollessa taivutetun teräksen nurkassa  $K = 0,1$ . Ankkuroitavan tangon ollessa suoran poikittaisteräksen sisäpuolella  $K = 0,05$ . Ankkuroitavan tangon ollessa suoran poikittaisteräksen ulkopuolella  $K = 0$ . Työssä ja mitoitusohjelmassa on oletuksena, että  $x$ -suunnan vinokuorma on mitoittavampi, jolloin  $x$ -suunnan raudoitus  $T_{sx}$  on alempana. Näin ollen  $x$ -suunnassa  $K$  on aina 0 ja  $\alpha_3$  on aina 1,0. Poikittaisraudoituksen määrästä riippuvan parametris  $\lambda$  lasketaan siis ainoastaan  $y$ -suunnalle. Parametri  $\lambda$  määritetään kaavalla 88.



$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s} \quad (88)$$

$\sum A_{st}$  Poikittaisraudoituksen määrä ( $x$ - suunnassa).

$\sum A_{st,min}$  Poikittaisraudoituksen määrän vähimmäisarvo.

$A_s$  Yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroitavan tangon halkaisija.

Poikittaisraudoituksen määrää  $\sum A_{st}$  laskiessa täytyy tietää ankkurointipituus, jotta saadaan laskettua poikittaisten terästen määrä vaikuttavalla alueella. Lasketaan arvio ankkurointipituuden mitoitusarvosta ilman kerrointa  $\alpha_3$  kaavalla 89.

$$l_{b,\lambda} = \begin{cases} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_5 l_{b,rqd}, & \text{kun } \alpha_2 \alpha_5 \geq 0,7 \\ 0,7 \alpha_1 l_{b,rqd}, & \text{kun } \alpha_2 \alpha_5 < 0,7 \end{cases} \quad (89)$$

Poikittaisraudoituksen määrä  $\sum A_{st}$  saadaan kaavalla 90.

$$\sum A_{st} = \emptyset \cdot \frac{l_{b,\lambda}}{k} \quad (90)$$

$\emptyset$  Yhden poikittaisen tangon poikkipinta-ala.

$l_{b,\lambda}$  Ankkurointipituuden mitoitusarvo ilman kerrointa  $\alpha_3$ .

$k$  Poikittaisten tankojen  $k$ - jako.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo voidaan laskea kaavalla 87 kun kaikki  $\alpha$ - kertoimet on laskettu.

Ankkurointipituudelle on lisäksi miniarvo. Ankkurointipituuden minimiarvo lasketaan kaavalla 91.

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10 T_s \\ 100mm \end{cases} \quad (91)$$

$l_{b,rqd}$  Ankkurointipituuden perusarvo.

$T_s$  Ankkuroitavan tangon halkaisija.

Ankkurointipituudessa on vielä huomioitava, että anturassa on tarpeeksi tilaa ankkuroinnille. Ankkurointipituuden maksimiarvo lasketaan suorille teräksille kaavalla 92 ja taivutetuille teräksille kaavalla 93.

$$l_{b,max} = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - c_r \quad (92)$$

$$l_{b,max} = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - c_r + d - c_{nom} \quad (93)$$

$B$  Anturan leveys tarkasteltavassa suunnassa.

$b$  Pilarin leveys tarkasteltavassa suunnassa.

$c_r$  Raudoituksen etäisyys anturan sivulta.

$d$  Hyötykorkeus.

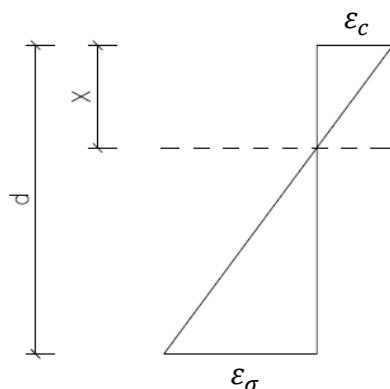
$c_{nom}$  Betonipeitepaksuus

Raudoituksen ankkuroinnin tulee täyttää ehto 94.

$$\max \left\{ \begin{matrix} l_{bd,x} \\ l_{bd,min,x} \end{matrix} \right\} < l_{b,max,x} \quad (94)$$

#### 4.5 Käyttörajatilatakastelu

Eurokoodin 2 kohdan 7.2 mukaan raudoituksen vetojännityksen tulee olla  $\leq 0,6f_{yk}$  käyttörajatilassa kuormien ominaisyhdistelmällä. Ehdon toteutuessa ei tarvitse tehdä erikseen painuma- ja halkeamatarkasteluja. Käyttörajatilan teräksen vetojännityksiä laskiessa ratkaistaan samalla poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti  $X$ , joka on esitetty kuvassa 7.



KUVA 7. Neutraaliakselin sijainti, betonin puristuma ja teräsvenymä

Käyttörajan pohjapaine  $p_{Ek}$ , jossa on huomioitu epäkeskeisyys tietyssä suunnassa, lasketaan samalla tavalla kuin murtorajan pohjapaine  $p_{Ed}$ , joka on esitetty kappaleessa 4.3.1 kaavoissa 57 ja 58. Käyttörajan laskiessa on käytettävä kuormien ominaisarvoja, myös epäkeskeisyyttä laskiessa. Käyttörajan maksimimomentit  $x$  ja  $y$ -suunnissa lasketaan kaavoilla 95 ja 96, kun tiedetään käyttörajan pohjapaineet eli kuormittavat voimat  $p_{Ek,x}$  ja  $p_{Ek,y}$ , ja momenttivarsien pituudet  $c_1$  ja  $c_2$  kaavoista 59 ja 60.

Käyttörajan momentti  $y$ - akselin ympäri on  $x$ - akselin suuntainen ja se lasketaan kaavalla 95.

$$M_{Ek,y} = \frac{p_{Ek,x} B_2 c_1^2}{2} \quad (95)$$

Käyttörajan momentti  $x$ - akselin ympäri on  $y$ - akselin suuntainen ja se lasketaan kaavalla 96.

$$M_{Ek,x} = \frac{p_{Ek,y} B_1 c_2^2}{2} \quad (96)$$

Teräsjännitys lasketaan käyttörajan  $x$ - ja  $y$ - suunnille siten, että poikkileikkaus oletetaan halkeilleeksi. Kaavat alla esitetty yleisinä kaavoina ilman merkintöjä  $x$ - tai  $y$ -suunnista. Ensin lasketaan materiaalien kimmokertoimien suhde kaavalla 97.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (97)$$

$E_s$  Teräksen kimmokerroin (Voidaan olettaa 200 000Mpa)

$E_c$  Betonin kimmokerroin. Voidaan likimääräisesti laskea analyttisesti kaavalla 98.

$$E_c = 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (98)$$

$f_{cm}$  Betonin keskimääräinen puristuslujuus talukosta 11.

Geometrinen raudoitussuhde lasketaan kaavalla 99.

$$\rho = \frac{A_s}{dB} \quad (99)$$

$A_s$	Todellinen teräsmäärä.
$d$	Poikkileikkauksen hyötykorkeus.
$B$	Anturan poikkileikkauksen leveys.

Betonin puristuman  $\varepsilon_c$  ja teräksen venymän  $\varepsilon_s$  suhde voidaan laskea kaavalla 100.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \rho\alpha + \sqrt{\rho\alpha \cdot (2 + \rho\alpha)} \quad (100)$$

Teräksen venymälle voidaan olettaa, että  $\varepsilon_s = 1\text{‰}$ . Betonin puristuman ja teräksen venymän suhteen avulla saadaan ratkaistua betonin puristuma.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \varepsilon_s \cdot (\rho\alpha + \sqrt{\rho\alpha \cdot (2 + \rho\alpha)}) \quad (101)$$

Neutraaliakseli sijaitsee kuvan 7 mukaisesti puristuspuolelta katsottuna  $X$  etäisyydellä.

$$X = d \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (102)$$

Sisäinen momenttivarsi käyttörajatilassa lasketaan kaavalla 103.

$$z = d - \frac{X}{3} \quad (103)$$

Käyttörajatilan teräsännitys saadaan laskettua kaavalla 104.

$$\sigma_{s,k} = \frac{M_{Ek}}{zA_s} \quad (104)$$

Teräsännityksen ollessa pienempi kuin  $0,6f_{yk}$  ei tarvitse tehdä halkeamatarkastusta.

## 4.6 Halkeamat

Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se huononna toimintaa tai säilyvyyttä. Perustusrakenteissa halkeamaleveys on rajoitettava niin pieneksi, ettei halkeilusta

aiheudu korroosiovaaraa tai muuta haittaa. Halkeilun rajatilamitoituksessa eurokoodin mukaan halkeamien leveyden rajoittamisen tarkoitus on suojata teräksiä korroosiolta. Betonin suojaava vaikutus perustuu suurelta osin sementin emäksisyyteen. Tekijöitä, jotka vaikuttavat betonin suojauskykyyn, ovat esimerkiksi betonin tiiviys, suojaavan betonikerroksen paksuus, halkeaman pituus ja aika. Vaikuttavia tekijöitä on myös halkeaman muoto, terästen koko ja pinnan laatu. Osa näistä asioista otetaan huomioon halkeaman laskennassa, ja osalle annetaan tietty laatuvaatimus muussa asiayhteydessä.

Korroosiovaaraa aiheuttavasta halkeilusta löytyy hyvin erilaisia tutkimustuloksia. Monista asiaan vaikuttavista tekijöistä johtuen on halkeaman leveyden laskemiseen käytettävissä useita, toisistaan poikkeavia, kaavoja. Tässä työssä lasketaan eurokoodin 2 mukaisilla kaavoilla.

Betoniin syntyy halkeamia silloin, kun betonin vetolujuus ylittyy. Halkeaman kohdalla teräkset ottavat kaiken ulkoisen kuormituksen aiheuttaman vedon. Teräksen tartunnan ansiosta halkeamien välinen betoni saa vetojännityksiä. Uusi halkeama voi syntyä, kun terästen vetovoima lisääntyy ja siirtyy tartunnan välityksellä betoniin.

Epätasaisesti jakautuneet tilavuudenmuutokset voivat aiheuttaa halkeamia. Tilavuudenmuutoksia aiheuttaa kuivumiskutistuminen ja lämpöjännitykset. Rakenteen pintojen ja sisäosan välinen kutistumaero aiheuttaa vetojännityksiä, joista seuraa hiushalkeamia.

Mikäli vähimmäisraudoituksen laskuun kaavassa 76 käytetyn  $f_{ctm} = f_{ct,eff}$  arvo vastaa vetojännityksen arvoa, voidaan poikkileikkaus olettaa halkeamattomaksi. Eurokoodin mukaan normaaleissa olosuhteissa talonrakentamisessa ei halkeamaleveyttä tarvitse rajoittaa, jos teräsbetonirakenteen kokonaispaksuus on alle 200 mm.

#### **4.6.1 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa**

Halkeamaleveyttä voidaan rajoittaa taulukkomitoituksella tarkastamalla suurimmat sallitut tanko koot ja enimmäisarvot tankojaolle. Taulukkomitoitus on yksinkertaistus halkeamaleveyksien laskentaa koskevista säännöistä. Kun käytetään eurokoodin mukaista vähimmäisraudoitusta (EC2 kohta 7.3.2), on epätodennäköistä, että halkeamien

leveydet olisivat liian suuria, kunhan noudatetaan taulukon 13 ja taulukon 14 ehtoja. Taulukoissa esiintyvä teräsännitys lasketaan käyttörajatilassa kappaleen 4.5 kaavan 104 mukaisesti.

TAULUKKO 13. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäis halkaisijat (SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2)

Teräsännitys [MPa]	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Taulukosta 13 voidaan halkaisijalle laskea tarkempi arvo interpoloimalla kaavalla 105.

$$\Phi_s^* = \Phi_{max} + (\sigma_{min} - \sigma_{s,k}) \cdot \frac{\Phi_{max} - \Phi_{min}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \quad (105)$$

$\Phi_{max}$  Tankohalkaisijan raja-arvoista suurempi

$\Phi_{min}$  Raja-arvoista pienempi.

$\sigma_{max}$  Suurempi teräsännityksen arvo taulukossa.

$\sigma_{min}$  Pienempi teräsännityksen arvo taulukossa.

$\sigma_{s,k}$  Teräsännityksen todellinen arvo kahden edellisen välistä kaavalla 104.

TAULUKKO 14. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo (SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2)

Teräsännitys [MPa]	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Halkeamaleveyttä voidaan rajoittaa korkeissa rakenteissa lisäksi pintarautoituksella sivupinnoilla. Eurokoodi 2 esittää pintarautoituksille tarvittavat laskentakaavat kohdissa 7.3.2 ja 7.3.3.

#### 4.6.2 Halkeamaleveyden laskenta

Betonin halkeilutarkastelu tehdään käyttörajatilassa, kuten kappaleessa 4.6.1 todettiin. Eurokoodin mukaan jännittämättömille rakenteille on tarkastettava vain ptkäaikainen muuttuvien kuormien kuormayhdistelmä. Halkeamaleveyden laskennassa, lasketaan halkeamaleveys ja verrataan sitä suositusarvoon tietyssä rasitusluokassa. Suositusarvot siis riippuvat rasitusluokista, jotka on esitetty taulukossa 9. Luokissa X0 ja X1 halkeamilla ei ole vaikutusta säilyvyyteen, vaan raja-arvo johtuu ulkonäöllisistä seikoista. Rasitusluokkien vaikutus halkeamien raja-arvoihin on esitetty taulukossa 15.

TAULUKKO 15. Halkeamien raja-arvot  $w_{max}$  [mm] (SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3	0,2
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2	vetojännityksetön tila

Halkeamaleveys, jota verrataan suositusarvoon  $w_{max}$ , lasketaan kaavalla 106.

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (106)$$

$s_{r,max}$  Suurin halkeamaväli.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  Keskimääräisen teräs- ja betonivenymän erotus suurimman halkeamavälin matkalla (kaava 107).

Halkeamaleveyden määrittävä teräs- ja betonivenymän erotus vaikuttaa halkeaman molemmilla puolilla siten, että teräsjännitys kasvaa ja betonijännitys pienenee arvoon nolla harjaterästangon sisältämässä betonisauvassa. Erotus lasketaan kaavalla 107.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,k} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot [1 + \alpha_e \rho_{p,eff}]}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s,k}}{E_s} \quad (107)$$

$\varepsilon_{sm}$	Keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä.
$\varepsilon_{cm}$	Keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä.
$\sigma_{s,k}$	Vetorausoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen. Laskenta käyttörajatilassa, jolloin voidaan käyttää kaavasta 104 saatavaa arvoa.
$k_t$	Kuoman aikaluokan huomioiva kerroin. 0,6 lyhytaikaiskuormille ja 0,4 pitkäaikaiskuormille.
$f_{ct,eff}$	Betonin iän ollessa yli 28 vrk $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ , eli betonin keskimääräinen vetolujuus taulukosta 12.
$\alpha_e$	Teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde kaavasta 97.
$E_s$	Teräksen kimmokerroin (oletus: 200 000Mpa).
$\rho_{p,eff}$	Valitun teräsmäärän pinta-alan ja teräksiä ympäröivän vedetyn betoniosuuden pinta-alan suhde (kaava 108).

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (108)$$

Vedetyn betoniosuuden pinta-ala lasketaan poikkileikkauksen leveyden ja tehokkaan korkeuden avulla kaavalla 109.

$$A_{c,eff} = B \cdot h_{c,eff} \quad (109)$$

Tehokas korkeus saadaan valitsemalla minimi kaavasta 110.

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h - x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. \quad (110)$$



$d$	Poikkileikkauksen hyötykorkeus.
$h$	Poikkileikkauksen kokonaiskorkeus.
$X$	Puristusvyöhykkeen korkeus ja neutraaliakselin sijainti kaavasta 102.

Suurin halkeamaväli lasketaan kaavalla 111. Ankkuroitujen raudoitustankojen tulee sijaita vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan.

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \cdot \frac{T_s}{\rho_{p,eff}} \quad (111)$$

$k_1$	Kerroin, joka huomioi tangon pinnan tartuntaominaisuudet. Saa arvon 0,8, kun tangoilla on hyvä tartunta. Saa arvon 1,6, kun tankojen pinta lähes tasainen.
$k_2$	0,5 taivutukselle ja 1,0 pelkälle vedolle.
$k_3$	3,4
$k_4$	0,425
$c_{nom}$	Vetoraudoituksen betonipeite.
$T_s$	Tangon halkaisija.
$\rho_{p,eff}$	Valitun teräsmäärän pinta-alan ja teräksiä ympäröivän vedetyn betoniosuuden pinta-alan suhde (kaava 108).

Yleisesti kun kyseessä on taivutettu teräsbetonipoikkileikkaus, kuten pilarianturan mitoituksessa on, voidaan käyttää suurimmalle halkeamavälille kaavaa 112.

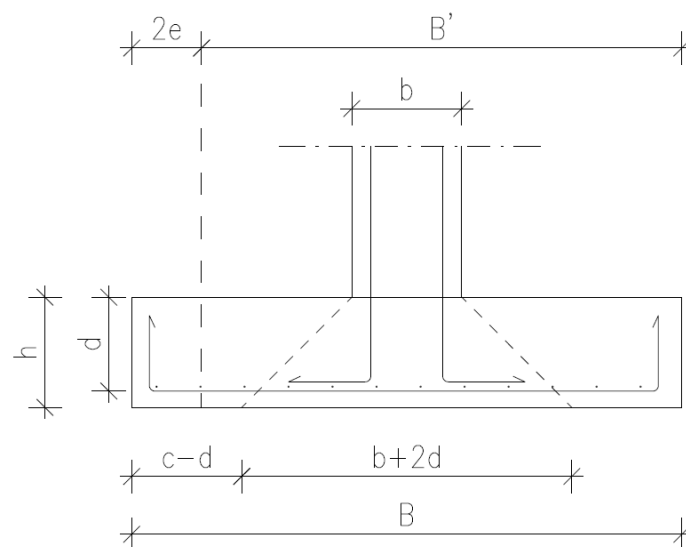
$$s_{r,max} = 3,4 c_{nom} + 0,17 \cdot \frac{T_s}{\rho_{p,eff}} \quad (112)$$

Eurokoodin halkeamaleveyden laskenta on suhteellisen työlästä käsinlaskennassa, mutta toimii erinomaisesti analyyttisenä laskentana mitoitusohjelmassa. Kaavoistaa huomaa, että suurin halkeamiin vaikuttava tekijä on raudoituksen määrä. Määrää suurentamalla taivutusmomentin aikaansaama vetojännitys pienenee ja pienentää myös halkeamaleveyttä. Terästen tartuntaominaisuudet ja betonin lujuusluokka vaikuttavat myös halkeiluun, mutta ei yhtä merkittävästi.

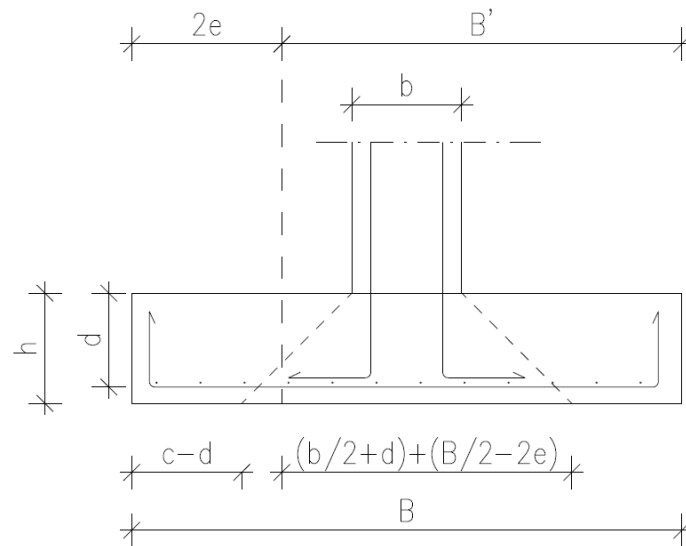
#### 4.7 Lävistyskestävyys

Pilarianturassa lävistyskestävyys on merkittävämpi kuin taivutuskestävyys erityisesti silloin, kun betonille ei valita suurta lujuutta. Pilarianturan lävistyskestävyyden mitoituksessa käytettävät kuormat, kuormitusyhdistelmät ja materiaalien mitoitusarvot määritetään eurokoodien mukaisesti, mutta anturan varsinaisen lävistyskestävyyden laskentaan käytetään Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaista mitoitusmenetelmää. Mitoitusmenetelmällä voidaan määrittää lävistysraudoittamaton tai lävistysraudoitettu poikkileikkaus. Pilarianturat ovat yleensä lävistysraudoittamattomia rakenteita, jolloin anturan tehollinen korkeus pyritään valitsemaan niin, ettei anturassa tarvita lävistysraudoitusta.

Lävistysvoimaa laskiessa ei tarvitse ottaa huomioon pohjapaineen aiheuttamaa kuormaa, joka sijaitsee pilarin reunasta etäisyydellä  $d$  olevan piirin sisällä. Kuormista osa siirtyy siis suoraan pilarilta maapohjaan (kuva 8). Pilareilta tulee pystyvoimien lisäksi myös vaakavoimia tai taivutusmomentti, joka aiheuttaa anturan epäkeskisen kuormituksen maamekaniikan periaatteiden mukaisesti. Kappaleessa 3.2.3 on esitetty epäkeskisyyden laskentaperiaatteet. Epäkeskisyyden ollessa riittävän suuri maapohjaan siirtyvä kuorma ei mahdu leviämään tehokkaiden mittojen sisälle kuvan 9 mukaisesti. Periaatteessa pilari sijaitsee siis laskennallisesti tilanteessa anturan sivulla.



KUVA 8. Kuorman siirtyminen maapohjaan



KUVA 9. Kuorman siirtyminen maapohjaan riittävän epäkeskisessä kuormitustilanteessa

Kuvan 9 mukainen tilanne toteutuu kun epäyhtälö 113 on epätosi.

$$2e_d < \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d = c - d \quad (113)$$

Pilarilta tuleva pohjapaine lasketaan x- ja y- suunnissa tehokkaiden mittojen avulla kappaleen 4.3.1 kaavoilla 57 ja 58. Lävistysvoiman mitoitusarvo eli redusoitu leikkausvoima lasketaan kaavalla 114 epäyhtälön 113 ollessa tosi.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - (b_1 + 2d)(b_2 + 2d)p_{Ed} \quad (114)$$

Lävistysvoiman mitoitusarvo lasketaan kaavalla 115, kun epäyhtälö 113 on epätosi.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \left[ \left( \frac{b_1}{2} + d \right) + \left( \frac{B_1}{2} - 2e_d \right) \right] (b_2 + 2d)p_{Ed} \quad (115)$$

Lävistykselle on eurokoodissa esitetty kaksi mitoitusehto, lävistysraudoitettu ja lävistysraudoittamaton ehto. Työssä käytetään kaavan 116 mukaista lävistysraudoittamatonta ehtoa.

$$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c} \quad (116)$$

$V_{Rd,c}$  Betonin leikkauskapasiteetti.

Pilarianturoissa käytetään yleisesti tavallista betonia, jonka tiheys on vähintään 2400 kg/m<sup>3</sup>. Betonin leikkauskapasiteetti lasketaan silloin kaavalla 117.

$$V_{Rd,c} = k_{BN}\beta(1 + 50\rho)ud \cdot f_{ctd} \quad (117)$$

$d$	Hyötykorkeus, joka työssä lasketaan $x$ - ja $y$ - suunnissa. Hyötykorkeus on $d = \sqrt{d_x d_y}$ .
$k_{BN}$	Korkeustekijä kaavasta 118.
$\beta$	Kuorman epäkeskisyyden huomioiva tekijä kaavasta 119.
$\rho$	Etäisyydellä $0,5d$ tuen reunasta oleva suhteellinen raudoitus, joka lasketaan kaavalla 122.
$u$	Tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittaman alueen piiri. $u = 2[(b_1 + d) + (b_2 + d)]$
$f_{ctd}$	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo kaavasta 53.

Korkeustekijä  $k_{BN}$  lasketaan hyötykorkeuden  $d$  avulla kaavalla 118.

$$k_{BN} = 1,6 - d = 1,6 - \sqrt{d_x d_y} \geq 1,0 \quad (118)$$

Kuorman epäkeskisyyden huomioiva tekijä lasketaan tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  olevan leikkauksen rajoittaman kuvion pinta-alan ja epäkeskisyyden arvon avulla.

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e_d}{\sqrt{A_u}}} \quad (119)$$

$e_d$	Kuorman epäkeskisyyden kaavasta 11.
$A_u$	Tuen reunasta $0,5d$ olevan alueen pinta-ala $A_u = (b_1 + d)(b_2 + d)$ .

Kohtisuorassa toisiaan vasten pilarin reunasta etäisyydellä  $0,5d$  olevat vetoraudoitussuhteet  $x$ - ja  $y$ -suunnissa lasketaan tietyn suunnan poikkileikkauksen leveyden teräspinta-alan avulla.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{B_2 d_x} \quad (120)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{B_1 d_y} \quad (121)$$

Vetoraudoitussuhde saadaan laskettua edellä mainittujen  $x$ - ja  $y$ -suuntien vetoraudoitussuhteiden avulla.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx} A_{sy}}{B_2 d_x B_1 d_y}} \leq 8\text{‰} \quad (122)$$

Betonin leikkauskapasiteettia verrataan lävistysvoiman mitoitusarvoon ehdon 116 mukaisesti.

## 5 ROUTASUOJAUKSEN MITOITUS

### 5.1 Routimisilmiö

Routa on jäätynyttä maavettä, joka sijaitsee maan huokosissa. Jäätymisen seurauksena maakerrokset kovettuvat routaantuneeksi maaksi, jolla on erilaiset tekniset ominaisuudet, kuten huomattavasti suurempi lujuus. Maaveden katsotaan jäätyvän, kun sen lämpötila laskee alle 0°C. Todellisuudessa huokos- eli maaveden jäätymispiste on kuitenkin pienempi mm. epäpuhtauksien ja sähkökemiallisen pintavaikutuksen takia. Veden jäätyessä sen tiheys pienenee ja vastaavasti tilavuus kasvaa, jolloin routaantuneiden maakerrosten tilavuus kasvaa. Tilavuuden kasvusta seuraa maanpinnan kohoamista eli routanousua, joka usein tapahtuu epätasaisesti maalajin vaihteluiden takia. Epätasaisesta noususta erityisesti seuraa kallistumia ja halkeamia perustuksissa. Kylmillä rakenteilla kuten pilarianturoilla riskialttiita kohtia ovat niiden liittyminen lämpimiin rakenteisiin (Suomen Rakennusinsinöörien Liitto 2013).

### 5.2 Määräykset

Roudan syntymiseen ja ilmenemiseen vaikuttavien tekijöiden tunteminen on tarpeellista kylmien rakenteiden perustusrakenteita suunniteltaessa, koska valtaosa rakennusten perustuksista tehdään routivalle maapohjalle ja perustetaan kustannustehokkaista syistä routasuojattavaan perustussyvyYTEEN. Suomen rakentamismääräyskokoelmassa D3 2012 on asetettu vertailuarvoja eri rakennusosille lämmönläpäisykertoimina *U*. Vertailuarvoja käytetään enimmäkseen lämpimiä rakenteita suunniteltaessa. Työssä routaeristyksen laskemiseen käytetään RIL 261-2013 ohjeita ja taulukoita.

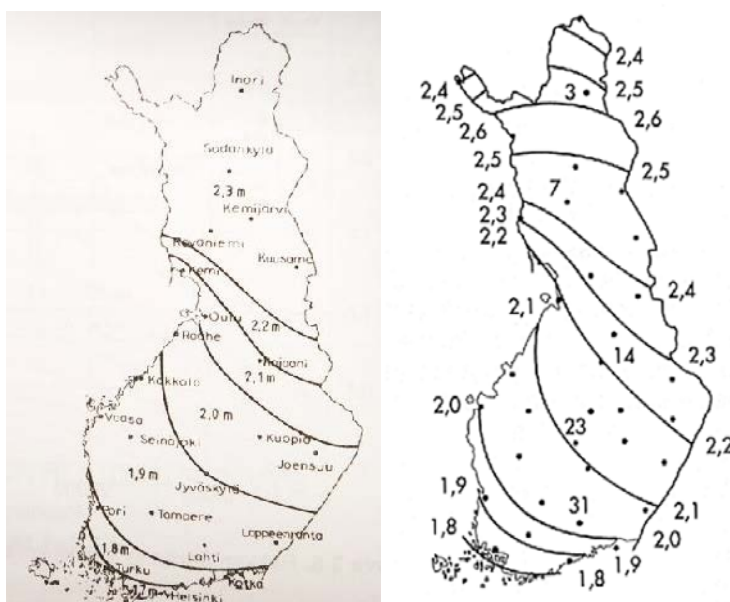
### 5.3 Kuivatus

Kappaleessa 5.1 todettiin, että maan huokosissa olevan veden jäätyminen aiheuttaa routimisen. Rakenteiden riittävällä ulkopuolisella kuivatuksella saadaan vähennettyä jäätyvän veden määrää ja pienennettyä routimista. Kuivatus on tärkeää toteuttaa hyvin myös siksi, että routasuojauksen mitoituksen yhtenä oletuksena on, että kuivatus on

riittävää. Kuivatukseen osallistuvat mm. salaojat, veden kapillaarisen nousun katkaiseva kerros ja riittävät pintamaan kallistukset rakennuksesta pois päin. Kuivatuksen merkitys on suuri niin kylmillä kuin lämpimillä rakenteilla.

#### 5.4 Routimaton perustussyvyys

Roudan syvyys on routaantuneen maakerroksen alapinnan etäisyys maanpintaan. Merkittävin roudan syvyyteen vaikuttava tekijä on tarkasteltavan paikkakunnan pakkasmäärä. Roudan syvyys voidaan määrittää tarkasti laskennallisesti, kun tiedetään maalajin lämmönjohtavuus, ilman pakkasmäärä, lämpökapasiteetti, vuoden keskilämpötila, lumipeitteen paksuus ja mahdollisesti lämpimän rakennuksen sokkelin rakenne. Nämä ovat roudan syvyyteen vaikuttavat tekijät. Laskenta saadaan yleensä kuitenkin tehtyä riittävän tarkasti kun tiedetään pakkasmäärä ja maalaji, jotka ovat merkittävimmät roudan syvyyteen vaikuttavat tekijät. Työssä roudan syvyys on kuitenkin määritetty RIL 261-2013 mukaisella kuvalla 10. Kuvan 10 mukaisella arvioinnilla päästään työssä ja tavanomaisessa määrittämisessä riittävään tarkkuuteen routimattoman perustussyvyyden määrittämisessä. Mitoitusohjelmassa routimattoman perustussyvyyden arvo  $D_{rou}$  on pyöritetty ylöspäin paikkakunta kohtaisesti. Lumen suojaavaa vaikutusta ei huomioida tämän työn routaeristeiden laskennassa, eikä myöskään routimattoman perustussyvyyden määrittämisessä.



KUVA 10. Roudaton perustussyvyys Suomessa (Suomen Rakennusinsinöörien Liitto 2013, muokattu)

Rakennukset on routasuojattava tai perustettava roudattomaan syvyyteen routivalla maaperällä. Routasuojattu matalaperustus on usein kustannustehokkaampi vaihtoehto. Mitoitusohjelman kustannusarvion avulla voi tapauskohtaisesti etsiä edullisimman perustussyvyyden tapauskohtaisesti. Usein kustannustehokkain vaihtoehto on se, jossa pystytään vähentämään routaeristettä, ja siitä seuraavaa ainekustannusta, riittävällä perustussyvyydellä, mutta ei tehdä perustusta liian syvälle, ettei työkustannukset kasva liian suuriksi.

## 5.5 Mitoitus

### 5.5.1 Mitoitus periaatteet

Veden pääsyn estäminen perustusrakenteisiin tai niiden alapuolisiin maakerrokseen on vaikeaa tai mahdotonta. Paikkakunnalla vaikuttaviin ilmasto-olosuhteisiin vaikuttaminen on mahdotonta, jolloin ainoa tapa estää routimista on vaikuttaa vallitseviin lämpöolosuhteisiin. Lämpöolosuhteisiin vaikutetaan routaeristeillä. Kylmillä pilarirakenteilla routaeriste asentaan ensisijaisesti pilarianturan alle, jolloin alapuolisiin maakerrokseen ei pääse kylmää edes pilarilta tulevaa kylmäsiltaa pitkin. Pilarianturaan kohdistuvien kuormien ollessa suuria saattaa pohjapaineen aiheuttama pitkäaikainen puristus olla kuitenkin eristeelle liian suuri, jolloin eriste tulee asentaa pilarianturan päälle. Mitoitusohjelma arvioi puristuskestävyyttä automaattisesti siten, että ehdottaa asennusta anturan alle aina kun mahdollista. Rakenteet tulee aina mitoittaa pitkäaikaisen puristuslujuuden eli kuormitusviruman mukaan, joka kertoo kuinka paljon eriste painuu kasaan kyseisellä kuormalla. Esimerkiksi pitkäaikainen puristuslujuus Finnfoam F-300:lle ilmoitetaan 130 kPa (n.13 tonnia/m<sup>2</sup>). Tällöin kaavalla 2 lasketulla pysyvien kuormien mitoitusarvolla Finnfoamin F300 -eriste painuu kasaan 50 vuoden aikana ainoastaan 1,5% arvonsa ollessa alle 130kPa ([www.finnfoam.fi](http://www.finnfoam.fi)). Esimerkkejä eristeiden puristuslujuuksista on esitetty taulukossa 16. Routaeristeen lämmönjohtavuus  $\lambda_{design}$  vaihtelee eristeillä ja se tulee selvittää tapauskohtaisesti esimerkiksi valmistajan sivuilta. Perustustapa, routasuojaustarve ja routasuojauksen paikka määräytyvät lopulta teknis-taloudellisen tarkastelun tuloksena.

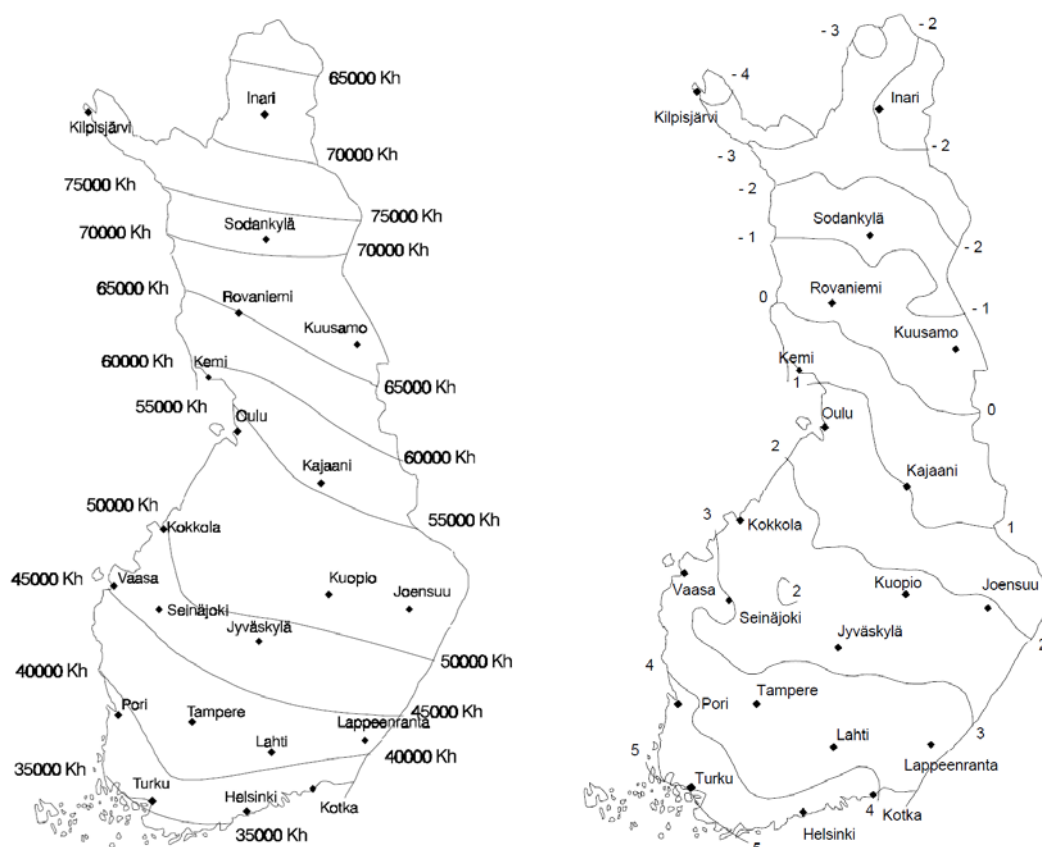


TAULUKKO 16. Eri routaeristeiden lujuusominaisuuksia (www.finnfoam.fi, www.thermisol.fi)

Lujuusominaisuudet	F-200	F-300	F-400	F-500	F-700	EPS 120 Routa	Super 200
Lyhytaikainen puristuslujuus 3kk [kPa]	200	300	400	500	700	120	200
Pitkäaikainen puristuslujuus [kPa]	90	130	180	225	270	40	60

### 5.5.2 Ilmasto

Routasuojauksen mitoituksessa käytetään Ilmatieteen laitoksen tilastoista laadittuja keskimääräisiä pakkasmääriä, koska pakkasmäärät vaihtelevat vuosittain. RIL 261-2013 -suunnitteluohjeen mukaan rakennusten perustusten routasuojaukselle käytetään kuvassa 11 olevaa kerran 50 vuodessa toistuvaa pakkasmäärää  $F_{50}$ . Kylmien rakenteiden routasuojauksessa otetaan huomioon myös vuoden keskilämpötila. Keskilämpötilat on esitetty myös kuvassa 11.



KUVA 11. Pakkasmäärä  $F_{50}$  ja keskilämpötilat kaudelta 1961-90 (Liikennevirasto)

### 5.5.3 Routaeristeen paksuus

Routaeristystä ei tarvita, kun pilarianturan perustussyvyys on suurempi kuin paikkakunnan kuvan 10 mukainen roudaton perustussyvyys.

$$D > D_{rou} \quad (123)$$

Taloudellisista syistä usein kuitenkin suositetaan matalaperustusta, jolloin  $D < D_{rou}$ . Tällöin perustus tulee routasuojata. Routasuojaukselle määritetään ensin vaadittava routaeristeen paksuus  $d_e$ . Ratkaistaan aluksi vaadittava asennussyvyyden lämmönvastus  $m_{ro}$  [ $m^2K/W$ ] taulukosta 17.

Taulukko 17. Kylmien rakenteiden routaeristeiden lämmönvastus  $m_{ro}$  (Suomen rakennusinsinöörien Liitto 2013, muokattu)

Mitotituspakkas- määrä $F_{50}$	20000			30000				40000			50000			>60000
Vuoden keski- lämpötila $T_m$ (°C)	2	3	>4	1	2	3	>4	1	2	3-4	1	2	3	0-1
$Z_m$ (m)														
0,2	1,6	1,4	1,2	3,2	2,6	2,2	1,8	4,2	3,5	2,8	-	4,6	3,8	-
0,4	1,4	1,1	0,8	2,6	2,1	1,7	1,4	3,5	2,8	2,2	4,6	3,8	3,1	-
0,6	1,0	0,7	1,7	2,1	1,7	1,3	1,0	2,8	2,2	1,6	3,8	2,9	2,3	5,0
0,8	0,6	0,4	0,3	1,7	1,3	1,0	0,7	2,2	1,6	1,3	2,9	2,2	1,8	3,8
1,0	0,4	0,3	0,2	1,3	1,0	0,7	0,5	1,6	1,2	1,0	2,2	1,7	1,4	2,8
1,5	0	0	0	0,8	0,6	0,4	0,2	1,0	0,7	0,5	1,4	1,0	0,8	1,8

Paikkakuntaakohtainen pakkasmäärä  $F_{50}$  ja vuoden keskilämpötila  $T_m$  saadaan kuvasta 11. Eristeen alapuolisen routimattoman täytön paksuus  $Z_m$  määritetään teknis-taloudellisen tarkastelun tuloksena. Taulukosta 17 saatua lämmönvastuksen arvoa voidaan pienentää eristeen asennussyvyyden avulla kaavan 124 mukaisesti, mikäli eriste asennetaan yli 0,3m syvyyteen (RIL 261-2013).

$$m_r = m_{ro} - (Z_r - 0,3m) \cdot 1mK/W \quad (124)$$

$Z_r$  Eristeen asennussyvyys eli mitta eristeen yläpinnasta maanpintaan.

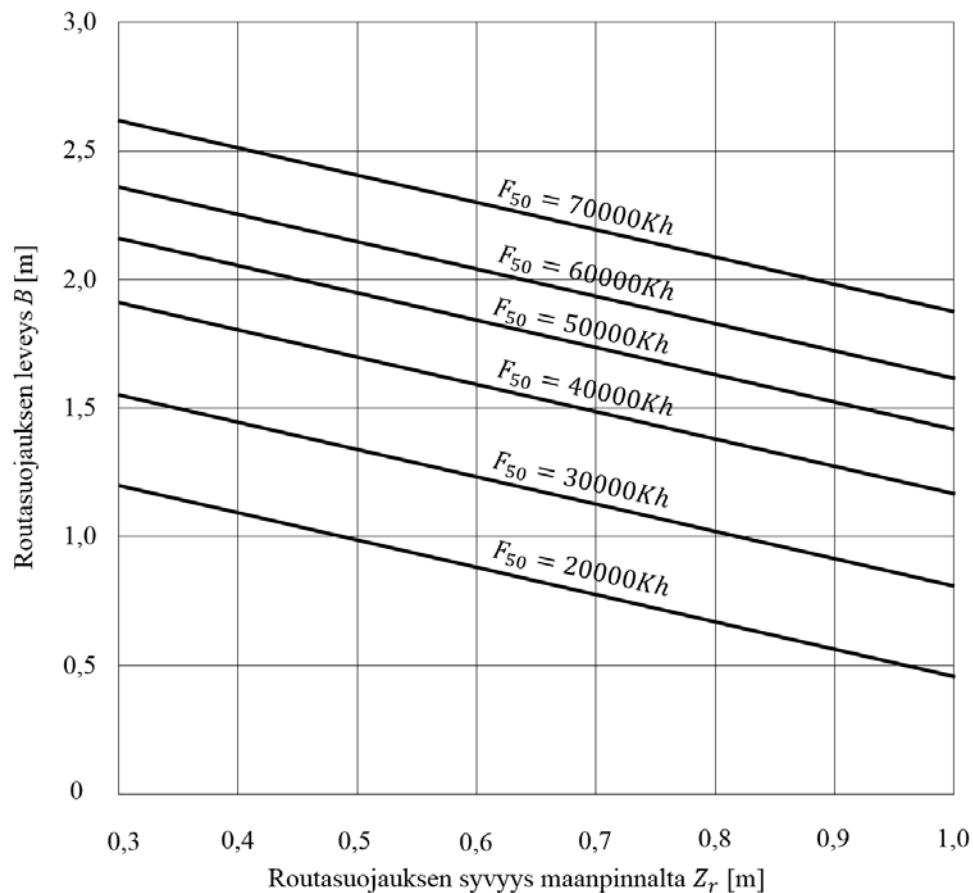
Vaadittu eristepaksuus saadaan laskettua analyttisesti kaavalla 125 kun tiedetään kappaleessa 5.5.1 käsitelty eriteen lämmönjohtavuus  $\lambda_{design}$  (esim. finnfoam F-300  $\geq 70\text{mm}$ ,  $\lambda_{design} = 0,037\text{W/mK}$ , [www.finnfoam.fi](http://www.finnfoam.fi)).

$$d_e = m_r \lambda_{design} \quad (125)$$

Mitoitusohjelma pyöristää valittavan eristepaksuuden lähimpään 50 mm:n, jolloin eristepaksuus on varmalla puolella. Tarkka paksuus on myös nähtävissä, jos suunnittelija haluaa määrittää esimerkiksi 30 mm tai 70 mm paksuja levyjä rakenteeseen.

#### 5.5.4 Routasuojauksen leveys

Routasuojauksen vaadittu leveys  $B$  riippuu pakkasmäärästä  $F_{50}$  ja eristeen asennussyvyydestä  $Z_r$  Kuvan 12 mukaisesti.



KUVA 12. Kylmien rakenteiden routasuojauksen leveys  $B$  (Suomen rakennusinsinöörien Liitto 2013, muokattu)

Leveys  $B$  on pilarianturoilla mitta anturan reunasta eriteen ulkoreunaan. Taulukosta 17 ja kuvasta 12 huomataan, että eristeen asennussyvyydellä on suuri merkitys vaadittavaan routaeristyksen paksuuteen ja leveyteen. Kyseisellä huomiolla ja pilarilta tulevalla kylmäsiillalla voidaan perustella sitä, että eriste olisi parempi asentaa pilarianturan alle jos mahdollista.

## 6 POHDINTA

Opinnäytetyössä esitettiin kaikki tarvittavat teoriat ja laskelmat maanvaraisen pilarianturan mitoitukselle Eurokoodin ja Suomen rakentamismääräyskokoelman sanelemien mitoitusperiaatteiden mukaisesti. Työssä käytiin läpi murto- ja käyttörajatilan mukaista laskentaa. Työ sisältää anturan kuormayhdistelmien, kantokestävyyden, liukumisen, kaatumisen, taivutuksen, raudoituksen, leikkauksen, halkeamaleveyden ja routasuojauksen määrittämiseen liittyvät laskelmat ja teoriat. Käsineläskuperiaatteet on esitetty työssä ja niiden pohjalta tehtiin excel- pohjainen mitoitusohjelma, joka huomioi myös anturan työ- ja materiaalikustannuksia.

Teoriaosuutta laadittaessa ja lähdekirjallisuuteen tutustuessa esiin nousi useita menetelmiä ja tarkasteluja, jotka tulee huomioida pilarianturaa mitoittaessa. Mitoituksen lisäksi murto- ja käyttörajatilan kuormien yhdistely on käsin laskettaessa työläs ja vaativa prosessi. Kuormat kannattaakin käsitellä siten, että suuremman momentin aiheuttama vaakavoima on määräävä suunta, jonka mukaisesti yhdistelmät tehdään ja toisen suunnan vaakavoimat huomioidaan mitoitusvaiheessa. Itse mitoitus on pitkä ja työläs prosessi jos rakenneteknisen mitoituksen lisäksi tehdään geotekninen kantavuus tarkastelu ja määritetään vaadittvat routasuojaukset. Menetelmät itsessään on suhteellisen yksinkertaisia ja helppokäyttöisiä, mutta ne vaativat paljon erilaisia taulukkotarkasteluja tai pitkiä laskukaavoja. Yksinkertainen laskentamenetelmä tai alustava mitoitusaulukko voisi olla suunnittelussa tarpeellinen jos mitoitusohjelmaa ei ole käytettävissä. Alustavan mitoitusaulukon tai käyräston tulisi tosin sisältää paljon olettamuksia mm. pohjaolosuhteista ja betonin lujuuksista. Esimerkiksi pohjaolosuhteet vaikuttavat pilarin kokoon merkittävästi, joten tällainen alustava mitoitusaulukko olisi todennäköisesti hyvin paljon varmallalla puolella ja pilariantura ylimitoitettu tai epäluotettava. Tästä syystä helppokäyttöinen mitoitusohjelma on luotettavampi ja lopullisen mitoituksen kannalta nopeampi työkalu suunnittelussa.

Kuten edellä mainittiin pohjaolosuhteilla on valtava merkitys pilarianturan mitoituksen kannalta. Pelkästään alapuolella olevan maan maalajin ja kitkakulman suuruus vaikuttaa merkittävästi geotekniseen kantavuuteen ja siten pilarianturan kokoon. Esimerkiksi tietyillä tavanomaisilla kuormilla kuormitetun pilarianturan alapuolisen maalajin muuttuessa hiekasta karkeaan siltiin kitkakulma pienenee noin 6°, mutta anturan koko

kasvaa geoteknisen kantavuuden pienentyessä 190%, josta seuraa, että lävistyskapasiteetti heikkenee ja korkeutta tulee kasvattaa 130%. Kyseisistä koko muutoksista seuraa, että materiaalikustannukset ja erityisesti työkustannukset kasvavat merkittävästi ja arvioitu hinta nousee 170%. Lukemat ovat tietysti arvoja ja toteutuvat ainoastaan tietyillä kuormituksilla ja tietyissä tilanteissa, mutta kertovat kuitenkin tietoa siitä, että maalajilla ja pohjatutkimuksella on valtava merkitys lopulliseen suunnitelmaan ja kustannuksiin. Luvut ovat kuitenkin laskettu tavanomaisessa mitoitusilanteessa. Geotekniseen kantokestävyyteen ja siten myös anturan kokoon vaikuttaa merkittävästi myös vaakakuormien suuruus suhteessa pystykuormiin. Vaakakuormien kasvaessa anturan tehollinen koko pienenee, jolloin laskennallinen kantokestävyys pienenee. Työn teoriaosuudessa geotekniseen mitoitukseen sisällytettiin myös kaatumiskestävyys ja liukumiskestävyys, joiden merkitys on mitoituksessa usein pienempi kuin kantokestävyyden. Ne ovat harvoin mitoittavia menetelmiä, koska kantokestävyyden laskuissa osin jo rajoitetaan vaakakuorman aiheuttamaa epäkeskisyyttä.

Rakennetekninen mitoitus on työläs ja pitkä prosessi käsin laskiessa. Mitoitusohjelma helpottaa mitoitusta huomattavasti ja auttaa optimoimaan radoituksen koon ja jakovälin sekä anturan korkeuden. Radoituksen koolla on merkitystä materiaali- ja työkustannuksienkin kannalta, mutta huomattavasti vähäisempi kuin esimerkiksi perustussyvyydellä ja siihen liittyvällä routaeristeen määrällä. Radoituksen koon usein määrää halkeama leveyksien rajoittaminen eikä momentin aiheuttama veto, kuten teräsbetoni palkeissa. Tämä pätee erityisesti silloin kun rasitusluokka on vaativa. Halkeamaleveyksien rajoittaminen on helppo määrittää taulukkotarkastuksella käsin laskiessa, mutta todella työlästä ja vaikeakin laskea käsin. Mitoitusohjelma tarkastelee nämä molemmat vertailun vuoksi ja valitsee määräävän, koska sekä taulukko- että käsinlaskenta ovat eurokoodin mukaisia mitoitusapoja. Rakenneteknisessä mitoituksessa kustannuksien kannalta merkittävintä on optimoida anturan korkeus. Lävistyskestävyys määrittää usein korkeuden. Anturan korkeus vaikuttaa merkittävästi betonin määrään ja siten materiaalikustannuksiin sekä jonkin verran maanrakennustöiden määrään.

Routasuojauksen mitoittaminen pilarianturalle on helppoa käsin, koska siinä ei tarvitse kuin tarkastella tilanteen mukaisesti taulukoita. Routasuojauksen mitoituksen ohjelmointi excel- pohjaiseen mitoitusohjelmaan oli hyvin työlästä, koska erilaisissa taulukoissa ja kartoissa on paikkakuntaakohtaiset tiedot eri tilanteissa. Näistä seurasi valtava määrä dataa, jonka automatisoiminen ohjelmaan vei aikaa. Routasuojauksen mitoittaminen on

tasapainottelua perustussyvyyden ja vaadittavan routasuojauksen määrän välillä. Routasuojauslevyt ovat kalliita, mutta niiden vähentäminen vaatii syvempää perustamista, joka nostaa maanrakennustöiden kustannuksia huomattavasti. Syvemmälle perustaminen taas lisää kantokestävyyttä jos maaperän olosuhteet pysyvät samoina, koska perustamistasossa oleva jännitys (kaava 18) kasvaa. Näin ollen syvemmälle perustettaessa voidaan anturan kokoa pienentää ja siten taas vähentää maanrakennus kustannuksia. Nämä asiat toteutuvat yleensä tavanomaisissa tilanteissa eikä niitä voida pitää yleispätevinä. Kustannustehokas pilarianturan suunnittelu on tasapainottelua ja optimointia edellä mainittujen asioiden välillä ja siksi mitoitusohjelma, joka huomioi kaikki nämä asiat ja arvioi kustannuksia niiden pohjalta on hyvä työkalu.

## LÄHTEET

SFS-EN 1990. 2009. Eurocode 2009: Rakenteiden suunnittelu perusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1. 2009. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

RIL 201-1-2011. 2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinööriliitto.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 2013. RIL 261-2013 Routasuojaus. Rakennukset ja infrarakenteet. Suunnitteluohje. 1/2013

SFS EN 1997-1. 2007. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

RIL 202-1-2011. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Suomen Betoniyhdistys ry.

Leskelä, M. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, BY 210. Helsinki: Libris Oy.

Betoninormit 2004 by 50. 2004. Suomen Betoniyhdistys. Helsinki: Suomen betoniyhdistys.

/2/ Ilmatieteenlaitos. Vuoden keskilämpötila kaudelta 1961-90.

Thermisol. Esitteet eriste RT. Luettu 8.8.2016.

[www.thermisol.fi/uploads/pdf/materiaalipankki/esitteet\\_eriste\\_RT.pdf](http://www.thermisol.fi/uploads/pdf/materiaalipankki/esitteet_eriste_RT.pdf)

Finnfoam. Lujuusominaisuudet. Luettu 8.8.2016.

<http://www.finnfoam.fi/tuotteet/finnfoam-eristelevyt/ominaisuudet/lujuus/>

Liikennevirasto. Ilmastorasitus. Luettu 9.8.2016.

[alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/4-ilmastorasitus.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/4-ilmastorasitus.pdf)

Tiehallinto. Sillan geotekniset suunnitteluperusteet. Luettu 26.4.2016.

[https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUK Ewit86HbrazMAhWDE5oKHaYfBfoQFggbMAA&url=http%3A%2F%2Falk.tiehallinto.fi%2Fthohje%2Fpdf%2F2100053-v-07sillan\\_geotekn\\_suunn.pdf&usq=AFQjCNHvAb7AS7ZcZK14RlGCNUgCIw-Svw&sig2=O-3jy8KUz2TGGBI4Eobq3Q&cad=rja](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUK Ewit86HbrazMAhWDE5oKHaYfBfoQFggbMAA&url=http%3A%2F%2Falk.tiehallinto.fi%2Fthohje%2Fpdf%2F2100053-v-07sillan_geotekn_suunn.pdf&usq=AFQjCNHvAb7AS7ZcZK14RlGCNUgCIw-Svw&sig2=O-3jy8KUz2TGGBI4Eobq3Q&cad=rja)



## **LIITTEET**

Liite 1. Mitoitusohjelman tuloste

# Rakennelaskelma, pilariantura



Rakennuskohde  
Tampereen ammattikorkeakoulu  
Kuntokatu 3, 33520 Tampere

Tekijä: Jose Laakso

Allekirjoitus:

Päiväys: 1.1.2016

Työnumero: 12345

Kaupunginosa	Kortteli/ Tila	Tontti/nro
Kauppi	1234	1

## 1 LÄHTÖTIEDOT

### 1.1. Paikkakunta

Paikkakunta (kirjoita kenttään tai valitse)

Maakunta

Alapuolisen routimattoman täytön paksuus

Eristeen alapuolisen routimattoman täytön paksuus

Perustus syvyys (maanpinnalta anturan alapintaan)

Routaeristeen lämmönjohtavuus

Paikkakunnan pakkasmäärä

Vuoden keskilämpötila

Routimaton perustussyvyys

Eristeen asennussyvyys

Vaadittava asennussyvyyden lämmönvastus

Vaadittava routaeristeen lämmönvastus

Vaadittava eristepaksuus

		Tampere	
		Pirkanmaa	
$Z$	=	0.2	m
$Z_m$	=	0.35	
$D$	=	1.6	m
$\lambda_{design}$	=	0.039	W/mK
$F_{50}$	=	44000	Kh
$T_m$	=	3.1	°C
$D_{rou}$	=	2.1	m
$Z_r$	=	0.8	m
$m_{ro}$	=	3	m <sup>2</sup> K/W
$m_r$	=	2.5	m <sup>2</sup> K/W
$d_e$	=	98	mm

### 1.2. Materiaalit

Betoni

Rasitusluokka

Betoniteräs

Mitoitustilanne

Teräs (x-suunta)

Tankoväli

Lukumäärä

Teräs (y-suunta)

Tankoväli

Lukumäärä

Ankkurointitapa

Ankkurointiolosuhteet

Tartuntakerroin (x - suunnassa 0, koska alempana)

	=	C20/25	
	=	XC2	
	=	500	Mpa
	=	Rak.luokka 2	
$T_{sx}$	=	20	mm
$k_x$	=	100	mm
	=	18	kpl
$T_{sy}$	=	20	mm
$k_y$	=	200	mm
	=	11	kpl
	=	Suora teräs	
	=	Muut kuin hyvät	
$K(y)$	=	0.05	

### 1.3. Anturan mitat

Leveys $x$ - suunnassa	$B_1$	=	2000	mm
Leveys $y$ - suunnassa	$B_2$	=	1700	mm
Anturan korkeus	$h$	=	650	mm
Tasattu ja tiivistetty hiekka/ sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet				▼
Betonipeitteen mittapoikkeama	$\Delta c_{dev}$	=	20	mm
Betonipeitteen vähimmäisarvo	$c_{min}$	=	25	mm
Raudoitus anturan alapinnasta	$c_{nom}$	=	50	mm
Raudoitus anturan sivulta	$c_r$	=	30	mm
Pilarin leveys $x$ -suunnassa	$b_1$	=	450	mm
Pilarin leveys $y$ -suunnassa	$b_2$	=	450	mm

### 1.4. Kuormat

Muuttuva vinokuorma $y$ -suunnassa	$Q_{hk,y}$	=	10	kN
Pysyvä vinokuorma $y$ -suunnassa	$G_{hk,y}$	=	0	kN
Muuttuva vinokuorma $x$ -suunnassa	$Q_{hk,x}$	=	170	kN
Pysyvä vinokuorma $x$ -suunnassa	$G_{hk,x}$	=	0	kN
Vinokuorman korkeus maan pinnalta	$h_{vino}$	=	3	m
Lumikuorma	$Q_{vk,l}$	=	550	kN
Hyötykuorma	$Q_{vk,h}$	=	200	kN
Pysyvä pystykuorma	$G_{vk}$	=	2000	kN
Pysyvä pystykuorma (huomioitu myös omat painot)	$G_{vk}$	=	2111	kN

### 1.5. Maaperän tiedot

Voiko pohjavesipinta nousta?			kyllä	▼
Kuivatilavuuspaino perustamistason yläpuolella	$\gamma_d$	=	19.2	kN/m <sup>3</sup>
Tilavuuspaino pohjaveden alla	$\gamma_w$	=	11.9	kN/m <sup>3</sup>
Tehollinen tilavuuspaino	$\gamma'$	=	10.59	kN/m <sup>3</sup>
$n = 1 - \gamma_d / 26.5$	$n$	=	0.276	
$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$	$\gamma_{sat}$	=	22.49	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma'$	=	10.59	kN/m <sup>4</sup>
Koheesio	$c$	=	0	kPa
Onko tarkka kitkakulma tiedossa?			ei	▼
Kitkakulman arviointi:				
Kitkakulma	$\varphi$	=	38	°
Alapuolinen maalaji			Hiekka	▼
Maalajin tiiviystila			Tiivis	▼

## 2 KUORMITUSYHDISTELMÄT

### 2.1. Kuormitustapaus 1

Maksimi tuuli. Lumi- ja hyötykuorma pienennetty

$$H_{Ed,y} = 1,5K_{FI}Q_{hk,y}$$

$$M_{Ed,x} = zH_{Ed,y}$$

$$M_{Ek,x} = zQ_{hk,y}$$

$$H_{Ed,y} = 15 \quad kN$$

$$M_{Ed,x} = 69 \quad kNm$$

$$M_{Ek,x} = 46 \quad kNm$$

$$H_{Ed,x} = 1,5K_{FI}Q_{hk,x}$$

$$M_{Ed,y} = zH_{Ed,x}$$

$$M_{Ek,y} = zQ_{hk,x}$$

$$H_{Ed,x} = 255 \quad kN$$

$$M_{Ed,y} = 1173 \quad kNm$$

$$M_{Ek,y} = 782 \quad kNm$$

$$V_{Ed} = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}\psi_{0,1}Q_{vk,l} + 1,5K_{FI}\psi_{0,1}Q_{vk,h}$$

$$V_{Ek} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h}$$

$$V_{Ed} = 3215.15 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2861 \quad kN$$

### 2.2. Kuormitustapaus 2

Maksimi lumi ja hyöty. Tuuli pienennetty

$$H_{Ed,y} = 1,5K_{FI}\psi_{0,1}Q_{hk,y}$$

$$M_{Ed,x} = zH_{Ed,y}$$

$$M_{Ek,x} = zQ_{hk,y}$$

$$H_{Ed,y} = 10.5 \quad kN$$

$$M_{Ed,x} = 48.3 \quad kNm$$

$$M_{Ek,x} = 46 \quad kNm$$

$$H_{Ed,x} = 1,5K_{FI}\psi_{0,1}Q_{hk,x}$$

$$M_{Ed,y} = zH_{Ed,x}$$

$$M_{Ek,y} = zQ_{hk,x}$$

$$H_{Ed,x} = 178.5 \quad kN$$

$$M_{Ed,y} = 821.1 \quad kNm$$

$$M_{Ek,y} = 782 \quad kNm$$

$$V_{Ed} = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}Q_{vk,l} + 1,5K_{FI}Q_{vk,h}$$

$$V_{Ek} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h}$$

$$V_{Ed} = 3553 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2861 \quad kN$$

### 2.3. Kuormitustapaus 3

Maksimi pysyvät kuormat ei tuulta

$$V_{Ed} = 1,35K_{FI}G_{vk}$$

$$V_{Ek} = G_{vk}$$

$$V_{Ed} = 2849.85 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2111 \quad kN$$

## 2.4. Kuormitustapaus 4

Maksimi tuuli. Lumi- ja hyötykuorma pienennetty

$$H_{Ed,y} = 1,5K_{FI}Q_{hk,y}$$

$$M_{Ed,x} = zH_{Ed,y}$$

$$M_{Ek,x} = zQ_{hk,y}$$

$$H_{Ed,y} = 15 \quad kN$$

$$M_{Ed,x} = 69 \quad kNm$$

$$M_{Ek,x} = 46 \quad kNm$$

$$H_{Ed,x} = 1,5K_{FI}Q_{hk,x}$$

$$M_{Ed,y} = zH_{Ed,x}$$

$$M_{Ek,y} = zQ_{hk,x}$$

$$H_{Ed,x} = 255 \quad kN$$

$$M_{Ed,y} = 1173 \quad kNm$$

$$M_{Ek,y} = 782 \quad kNm$$

$$V_{Ed} = 0,9G_{vk}$$

$$V_{Ek} = G_{vk}$$

$$V_{Ed} = 1899.9 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2111 \quad kN$$

### 3 GEOTEKNINEN MITOITUS

#### 3.1 DA2

##### 3.1.1. Maksimi tarkastelu $V_{max} + H_{max}$

Epäkeskeisyys

$$H_{ed,B} = 1,15G_{hk,x} + 1,5Q_{hk,x} \quad H_{ed,B} = 255 \quad kN$$

$$V_{Ed} = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}Q_{vk,l} + 1,5K_{FI}Q_{vk,h} \quad V_{Ed} = 3553 \quad kN$$

$$e_x = D + h_{vino} \quad e_x = 4.6 \quad m$$

$$e_B = \frac{H_{ed,B}e_x}{V_{Ed}} \quad e_B = 0.331 \quad m$$

$$e_B < B_1/3 \quad B' = 1.338 \quad m$$

Anturan tehokas leveys  $B' = B_1 - 2e_B$

Tehokas pituus  $L'$

$$H_{ed,L} = 1,15G_{hk,y} + 1,5Q_{hk,y} \quad H_{ed,L} = 15 \quad kN$$

$$V_{Ed} = 1,15K_{FI}G_{vk} + 1,5K_{FI}Q_{vk,l} + 1,5K_{FI}Q_{vk,h} \quad V_{Ed} = 3553 \quad kN$$

$$e_y = D + h_{vino} \quad e_y = 4.6 \quad m$$

$$e_L = \frac{H_{ed,L}e_y}{V_{Ed}} \quad e_L = 0.02 \quad m$$

$$e_L < B_2/3 \quad L' = 1.660 \quad m$$

Anturan tehokas pituus  $L' = B_2 - 2e_L$

Kantavuuskertoimet

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad N_c = 61.36$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad N_q = 48.94$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad N_\gamma = 74.9$$

Perustuksen muodolle

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \quad s_q = 1.5$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \quad s_\gamma = 0.76$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad s_c = 1.51$$

Kuormien kaltevuudesta riippuvat kertoimet

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad m = 1.56$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V} + A' c' \cot \varphi'\right)^m \quad i_q = 0.91$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V} + A' c' \cot \varphi'\right)^{m+1} \quad i_\gamma = 0.86$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad i_c = 0.84$$

Kantokestävyys

$$\begin{aligned} R/A' &= c' N_c b_q s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \\ R_d/A' &= \frac{R/A'}{1,55} \end{aligned}$$

$$R/A' = 2389.06 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d/A' = 1541.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kestävyys} \quad R_d = R_d/A' * L' * B'$$

$$R_d = 3424 \text{ kN}$$

Mitoitusarvo

$$p_d = 1,15 K_{FI} G_{vk} + 1,5 K_{FI} Q_{vk,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

$$p_d = 3553 \text{ kN}$$

**104 % EI KÄY****3.1.2. Minimi tarkastelu  $V_{min} + H_{max}$** 

Epäkeskeisyys

$$H_{ed,B} = 1,15 G_{hk,x} + 1,5 Q_{hk,x}$$

$$H_{ed,B} = 255 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,9 G_{vk}$$

$$V_{Ed} = 1899.9 \text{ kN}$$

$$e_x = D + h_{vino}$$

$$e_x = 4.6 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{H_{ed,B} e_x}{V_{Ed}}$$

$$e_B = 0.618 \text{ m}$$

$$e_B < B_1/3$$

$$\text{Anturan tehokas leveys} \quad B' = B_1 - 2e_L$$

$$B' = 0.764 \text{ m}$$

$$H_{ed,L} = 1,15 G_{hk,y} + 1,5 Q_{hk,y}$$

$$H_{ed,L} = 15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,9 G_{vk}$$

$$V_{Ed} = 1899.9 \text{ kN}$$

$$e_y = D + h_{vino}$$

$$e_y = 4.6 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{H_{ed,L} e_y}{V_{Ed}}$$

$$e_L = 0.037 \text{ m}$$

$$e_L < B_2/3$$

$$\text{Anturan tehokas pituus} \quad L' = B_2 - 2e_y$$

$$L' = 1.626 \text{ m}$$

Kantavuuskertoimet

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

$$N_c = 61.36$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_q = 48.94$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 74.90$$

Perustuksen muodolle

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$$

$$s_q = 1.29$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 0.86$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_c = 1.30$$

Kuormien kaltevuudesta riippuvat kertoimet

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m = 1.69$$

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

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

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

Kantokestävyys

$$R/A' = c'N_cb_cs_ci_c + q'N_qb_qs_qi_q + 0,5\gamma'B'N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$R_d/A' = \frac{R/A'}{1,55}$$

$$\text{Kestävyys} \quad R_d = R_d/A' * L' * B'$$

Mitoitusarvo

$$p_d = 1,35K_{FI}G_{vk}$$

$$i_q = 0.91$$

$$i_\gamma = 0.85$$

$$i_c = 0.81$$

$$R/A' = 1970 \quad kN/m^2$$

$$R_d/A' = 1271 \quad kN/m^2$$

$$R_d = 1579 \quad kN$$

$$p_d = 2850 \quad kN$$

**180 % EI KÄY**

### 3.2. DA2\*

#### 3.2.1. Maksimi tarkastelu $V_{max} + H_{max}$

Epäkeskeisyys

$$H_{ek,B} = G_{hk,x} + Q_{hk,x}$$

$$V_{Ek} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h}$$

$$e_x = D + h_{vino}$$

$$e_B = \frac{H_{ek,B}e_x}{V_{Ek}}$$

$$e_B < B_1/3$$

$$\text{Anturan tehokas leveys} \quad B' = B_1 - 2e_B$$

$$H_{ek,L} = G_{hk,y} + Q_{hk,y}$$

$$V_{Ek} = G_{vk} + Q_{vk,l} + Q_{vk,h}$$

$$e_y = D + h_{vino}$$

$$e_L = \frac{H_{ek,L}e_y}{V_{Ek}}$$

$$e_L < B_2/3$$

$$\text{Anturan tehokas pituus} \quad L' = B_2 - 2e_L$$

Kantavuuskertoimet

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

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Perustuksen muodolle

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$H_{ek,B} = 170 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2861 \quad kN$$

$$e_x = 4.6 \quad m$$

$$e_B = 0.274 \quad m$$

$$B' = 1.452 \quad m$$

$$H_{ek,L} = 10 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2861 \quad kN$$

$$e_y = 4.6 \quad m$$

$$e_L = 0.017 \quad m$$

$$L' = 1.666 \quad m$$

$$N_c = 61.36$$

$$N_q = 48.94$$

$$N_\gamma = 74.90$$

$$s_q = 1.54$$

$$s_\gamma = 0.74$$



$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_c = 1.55$$

Kuormien kaltevuudesta riippuvat kertoimet

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m = 1.54$$

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

$$i_q = 0.92$$

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

$$i_\gamma = 0.87$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_c = 0.84$$

Kantokestävyys

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$R/A' = 2469.02 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d/A' = \frac{R/A'}{1,55}$$

$$R_d/A' = 1592.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kestävyys} \quad R_d = R_d/A' * L' * B'$$

$$R_d = 3853.32 \text{ kN}$$

Mitoitusarvo

$$p_d = 1,15 K_{FI} G_{vk} + 1,5 K_{FI} Q_{vk,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

$$p_d = 3552.65 \text{ kN}$$

**92 %**

### 3.2.2. Minimi tarkastelu $V_{min} + H_{max}$

Epäkeskeisyys

$$H_{ek,B} = G_{hk,x} + Q_{hk,x}$$

$$H_{ek,B} = 170 \text{ kN}$$

$$V_{Ek} = G_{vk}$$

$$V_{Ek} = 2111 \text{ kN}$$

$$e_x = D + h_{vino}$$

$$e_x = 4.6 \text{ m}$$

$$e_B = \frac{H_{ek,B} e_x}{V_{Ek}}$$

$$e_B = 0.371 \text{ m}$$

$$e_B < B_1/3$$

$$\text{Anturan tehokas leveys} \quad B' = B_1 - 2e_B$$

$$B' = 1.258 \text{ m}$$

$$H_{ek,L} = G_{hk,y} + Q_{hk,y}$$

$$H_{ek,L} = 10 \text{ kN}$$

$$V_{Ek} = G_{vk}$$

$$V_{Ek} = 2111 \text{ kN}$$

$$e_y = D + h_{vino}$$

$$e_y = 4.6 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{H_{ek,L} e_y}{V_{Ek}}$$

$$e_L = 0.022 \text{ m}$$

$$e_L < B_2/3$$

$$\text{Anturan tehokas pituus} \quad L' = B_2 - 2e_L$$

$$L' = 1.656 \text{ m}$$

Kantavuuskertoimet

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

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

$$N_c = 61.36$$

$$N_q = 48.94$$

$$N_\gamma = 74.90$$

Perustuksen muodolle

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$$

$$s_q = 1.47$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 0.78$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_c = 1.48$$

Kuormien kaltevuudesta riippuvat kertoimet

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m = 1.57$$

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

$$i_q = 0.88$$

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

$$i_\gamma = 0.81$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_c = 0.77$$

Kantokestävyys

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$R/A' = 2244.59 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d/A' = \frac{R/A'}{1,55}$$

$$R_d/A' = 1448.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kestävyys} \quad R_d = R_d/A' * L' * B'$$

$$R_d = 3016.79 \text{ kN}$$

Mitoitusarvo

$$p_d = 1,35 K_{FI} G_{vk}$$

$$p_d = 2849.85 \text{ kN}$$

**94 %****3.3 Liukumiskestävyys**

Epäedulliset vaakavoimat x - suunnassa

$$H_{Ed,x} = 255 \text{ kN}$$

Epäedulliset vaakavoimat y - suunnassa

$$H_{Ed,y} = 15 \text{ kN}$$

Kokonaiskuorman resultantti

$$H_d = \sqrt{H_{Ed,y}^2 + H_{Ed,x}^2}$$

$$H_d = 255.44 \text{ kN}$$

Edulliset pysyvät kuormat

$$V'_d = 0,9(V_g + q_{ak} + q_{pk} + q_{mk})$$

$$V'_d = 1899.90 \text{ kN}$$

Kestävyyden mitoitusarvo

$$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_k / \gamma_{R,h}$$

$$R_d = 1349.42 \text{ kN}$$

Mitoitusehto

$$H_d \leq R_d$$

$$256 < 1350$$

**19 %**

## 4. RAKENNETEKNINEN MITOITUS

### 4.1. Betoni

Betonin lujuusluokka	Tunnus	=	C20/25	
Osavarmuusluku	$\gamma_c$	=	1.5	
Puristuslujuuden ominaisarvo	$f_{ck}$	=	20	Mpa
Puristuslujuuden mitoitusarvo	$f_{cd}$	=	11.3	Mpa
Betonin vetolujuus	$f_{ctk,0,05}$	=	1.5	Mpa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd}$	=	1.0	Mpa
	$f_{cm}$	=	28	Mpa
	$f_{ctm}$	=	2.2	Mpa
Betonin kimmokerroin	$E_c = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$	$E_c$	=	30000 Mpa
Betonin murtopuristuma	$\varepsilon_{cu} = (1,1 + \rho_c/1000)\text{‰} \begin{smallmatrix} \geq 2,0 \\ \leq 3,5 \end{smallmatrix} \text{‰}$	=	0.0035	

### 4.2. Betoniteräs

Normaalistivallitseva tai tilapäinen	$\gamma_s$	=	1.15	
Myötölujuuden ominaisarvo	$f_{yk}$	=	500	Mpa
Myötölujuuden mitoitusarvo	$f_{yd}$	=	435	Mpa
Teräksen kimmokerroin	$E_s$	=	200000	Mpa
Raudituksen suhteellinen venymä	$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$	$\varepsilon_{yd}$	=	0.0022

### 4.3. Lähtötiedot

$b_1 + 6d \geq B_1 \geq b_1 + 2d_x$	$B_1$	=	2000	mm
$b_2 + 6d \geq B_2 \geq b_2 + 2d_y$	$B_2$	=	1700	mm
$3000 \geq h \geq 100$	$h$	=	650	mm
$100 \geq c \geq 30$	$c$	=	50	mm
$100 \geq c_r \geq 30$	$c_r$	=	30	mm
$d_x = h - c - \frac{T_{sx}}{2}$	$d_x$	=	590	mm
$d_y = h - c - \left(T_{sx} + \frac{T_{sy}}{2}\right)$	$d_y$	=	570	mm
$c_1 = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} \quad c_1 \geq d_x$	$c_1$	=	775	mm
$c_2 = \frac{B_2}{2} - \frac{b_2}{2} \quad c_2 \geq d_y$	$c_2$	=	625	mm
$2000 \geq b_1 \geq 50$	$b_1$	=	450	mm
$2000 \geq b_2 \geq 50$	$b_2$	=	450	mm
$R_d/A' \geq 10$	$R_d/A'$	=	1593	kN/m <sup>2</sup>
	$G_{f,Ed}$	=	63.5375	kN

$$\begin{aligned} G_{f,Ed2} &= 49.725 & kN \\ G_{f,Ek} &= 55.25 & kN \end{aligned}$$

#### 4.4. Kuormitukset

y-akselin suuntaan

$$M_{Ed,x} = 69 \quad kNm$$

$$M_{Ek,x} = 46 \quad kNm$$

x-akselin suuntaan

$$M_{Ed,y} = 1173 \quad kNm$$

$$M_{Ek,y} = 782 \quad kNm$$

Pystyvoimat

$$V_{Ed} = 3553 \quad kN$$

$$V_{Ek} = 2861 \quad kN$$

#### 4.5. Epäkeskeisyys (MRT/ KRT)

$$e_{d,x} = \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} < \frac{B_1}{3}$$

$$e_{d,x} = 331 \quad mm$$

$$e_{d,y} = \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} < \frac{B_2}{3}$$

$$e_{d,y} = 20 \quad mm$$

$$e_{k,x} = \frac{M_{Ek,y}}{V_{Ek}}$$

$$e_{k,x} = 274 \quad mm$$

$$e_{k,y} = \frac{M_{Ek,x}}{V_{Ek}}$$

$$e_{k,y} = 17 \quad mm$$

#### 4.6. Kaatumiskestävyys

Tasapainottavat voimat

$$V_{ed,stab} = 0,9 \cdot V_{Ek}$$

$$V_{Ed,stab} = 2575 \quad kN$$

Kaatavat voimat

$$Q_{Ek,dst,x} = 1,50 \cdot Q_{hk,x}$$

$$Q_{Ed,dst,x} = 255 \quad kN$$

$$Q_{Ek,dst,y} = 1,50 \cdot Q_{hk,y}$$

$$Q_{Ed,dst,y} = 15 \quad kN$$

##### 4.6.1. x-suunnassa

$$M_{dst,d,y} = Q_{Ed,dst,x} \cdot (h_{vino} + D)$$

$$M_{dst,d,y} = 1173 \quad kNm$$

$$M_{stb,d,y} = V_{Ed,stab} \cdot \frac{B_1}{2}$$

$$M_{stb,d,y} = 2575 \quad kNm$$

##### 4.6.2. y-suunnassa

$$M_{dst,d,x} = Q_{Ed,dst,y} \cdot (h_{vino} + D)$$

$$M_{dst,d,x} = 69 \quad kNm$$

$$M_{stb,d,x} = V_{Ed,stab} \cdot \frac{B_2}{2}$$

$$M_{stb,d,x} = 2188.75 \quad kNm$$

#### 4.7. Tehokkaat mitat ja pohjapaine

$$B'_d = B_1 - 2e_{d,x}$$

$$B'_d = 1338 \quad mm$$

$$B'_k = B_1 - 2e_{k,x}$$

$$B'_k = 1452 \quad mm$$

$$\begin{aligned}
p_{Ed,x} &= \frac{V_{Ed}}{B_2 B'_d} & p_{Ed,x} &= 1563 & kN/m^2 \\
p_{Ek,x} &= \frac{V_{Ek}}{B_2 B'_k} & p_{Ek,x} &= 1160 & kN/m^2 \\
L'_d &= B_2 - 2e_{d,y} & L'_d &= 1660 & mm \\
L'_k &= B_2 - 2e_{k,y} & L'_k &= 1666 & mm \\
p_{Ed,y} &= \frac{V_{Ed}}{B_1 L'_d} & p_{Ed,y} &= 1071 & kN/m^2 \\
p_{Ek,y} &= \frac{V_{Ek}}{B_1 L'_k} & p_{Ek,y} &= 859 & kN/m^2
\end{aligned}$$

#### 4.8. Vetorautoitus

##### 4.8.1. x-akselin suuntainen raudoitus (MRT)

Murtorajatilan momentti y - akselin ympäri on x- akselin suuntainen

$$M_{Ed,y} = \frac{p_{Ed,x} B_2 c_1^2}{2} \quad M_{Ed,y} = 798 \quad kNm$$

Suhteellinen momentti

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,y}}{f_{cd} B_2 d_x^2} \quad \mu_x = 0.119$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta_x = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_x} \quad \beta_x = 0.127$$

Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo

$$\beta_{bd} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad \beta_{bd} = 0.493$$

$$\beta_{bd} > \beta_x \quad 0.493 > 0.127$$

Sisäinen momenttivarssi

$$z_x = d_x \left(1 - \frac{\beta_x}{2}\right) \quad z_x = 553 \quad mm$$

Tarvittavan vetorautoituksen pinta-ala

$$A_{s,vaad,x} = \frac{M_{Ed,y}}{z_x f_{y,d}} \quad A_{s,vaad,x} = 3320 \quad mm^2$$

Vähimmäisraudoitusala

$$A_{s,min,x} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm} b d}{f_{y,k}} \\ 0,0013 b d \\ 0,2 A_{s,y} \end{cases} \quad A_{s,min,x} = 1304 \quad mm^2$$

Maksimiraudoitusala

$$A_{s,max,x} = 0,06 A_c \quad A_{s,max,x} = 66300 \quad mm^2$$

Valittu raudoitusala T20 k100

$$A_{s,x} = 5655 \quad mm^2$$

##### 4.8.2. y-akselin suuntainen raudoitus (MRT)

Murtorajatilan momentti x - akselin ympäri on y- akselin suuntainen

$$M_{Ed,x} = \frac{p_{Ed,y} B_1 c_2^2}{2}$$

Suhteellinen momentti

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,x}}{f_{cd} B_1 d_y^2}$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta_y = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}$$

Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo

$$\beta_{bd} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$$

$$\beta_{bd} > \beta_x$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z_y = d_y \left(1 - \frac{\beta_y}{2}\right)$$

Tarvittavan vetoraidoituksen pinta-ala

$$A_{s,vaad,y} = \frac{M_{Ed,x}}{z_y f_{y,d}}$$

Vähimmäisraudoitusala

$$A_{s,min,y} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm} b d}{f_{y,k}} \\ 0,0013 b d \\ 0,2 A_{s,x} \end{cases}$$

Maksimiraudoitusala

$$A_{s,max,y} = 0,06 A_c$$

Valittu raudoitusala T20 k200

$$M_{Ed,x} = 418 \quad kNm$$

$$\mu_y = 0.057$$

$$\beta_y = 0.059$$

$$\beta_{bd} = 0.493$$

$$0.493 > 0.059$$

$$z_y = 553 \quad mm$$

$$A_{s,vaad,y} = 1738 \quad mm^2$$

$$A_{s,min,y} = 1482 \quad mm^2$$

$$A_{s,max,y} = 78000 \quad mm^2$$

$$A_{s,y} = 3456 \quad mm^2$$

#### 4.9. Jännitykset (KRT):

##### 4.9.1. x-akselin suuntainen jännitys (KRT)

Käyttörajatilan momentti y - akselin ympäri on x- akselin suuntainen

$$M_{Ek,y} = \frac{p_{Ek,x} B_2 c_1^2}{2}$$

Suhteellinen momentti

$$\mu_x = \frac{M_{Ek,y}}{f_{cd} B_2 d_x^2}$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta_x = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z_x = d_x \left(1 - \frac{\beta_x}{2}\right)$$

Vetovoima raudoissa

$$F_{x,t} = \frac{M_{Ek,y}}{z_x}$$

Raudoituksen jännitys

$$M_{Ek,y} = 592 \quad kNm$$

$$\mu_x = 0.088$$

$$\beta_x = 0.093$$

$$z_x = 563 \quad mm$$

$$F_{x,t} = 1052 \quad kN$$

$$\sigma_{x,k} = \frac{F_{x,t}}{A_{s,x}}$$

$$\sigma_{x,k} = 186 \quad MPa$$

#### 4.9.2. Puristusvyöhykkeen korkeus $x$ (KRT)

Materiaalien kimmokertoimien suhde

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\alpha = 6.67$$

Geometrinen raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_{s,x}}{d_x B_2}$$

$$\rho = 0.00564$$

Betonin puristuman ja teräksen venymän suhde

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \rho \alpha + \sqrt{\rho \alpha \cdot (2 + \rho \alpha)}$$

$$\varepsilon_c / \varepsilon_s = 0.314$$

Teräksen venymä

$$\varepsilon_s = 0.10 \%$$

Betonin puristuma

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_c = 0.031 \%$$

Neutraaliakselin sijainti (puristusvyöhykkeen korkeus)

$$X_x = d_x \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

$$X_x = 141 \quad mm$$

#### 4.9.3. $y$ -akselin suuntainen jännitys (KRT)

Käyttörajatilan momentti  $x$  - akselin ympäri on  $y$ - akselin suuntainen

$$M_{Ek,x} = \frac{p_{Ek,y} B_2 c_1^2}{2}$$

$$M_{Ek,x} = 336 \quad kNm$$

Suhteellinen momentti

$$\mu_y = \frac{M_{Ek,x}}{f_{cd} B_2 d_y^2}$$

$$\mu_y = 0.054$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta_y = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}$$

$$\beta_y = 0.055$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z_y = d_y \left(1 - \frac{\beta_y}{2}\right)$$

$$z_y = 554 \quad mm$$

Vetovoima raudoissa

$$F_{y,t} = \frac{M_{Ek,x}}{z_y}$$

$$F_{y,t} = 605 \quad kN$$

Raudoituksen jännitys

$$\sigma_{y,k} = \frac{F_{y,t}}{A_{s,y}}$$

$$\sigma_{y,k} = 175 \quad MPa$$

#### 4.9.4. Puristusvyöhykkeen korkeus $y$ (KRT)

Materiaalien kimmokertoimien suhde

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\alpha = 6.67$$

Geometrinen raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_{s,y}}{d_y B_1}$$

$$\rho = 0.00303$$

Betonin puristuman ja teräksen venymän suhde

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \rho \alpha + \sqrt{\rho \alpha \cdot (2 + \rho \alpha)}$$

$$\varepsilon_c / \varepsilon_s = 0.222$$

Teräksen venymä

$$\varepsilon_s = 0.10 \%$$

Betonin puristuma

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_c = 0.022 \%$$

Neutraaliakselin sijainti (puristusvyöhykkeen korkeus)

$$X_y = d_y \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

$$X_y = 104 \text{ mm}$$

#### 4.10. Pääraudoituksen ankkurointi:

Tartunta olosuhteet: Muut kuin hyvät

$$\eta_1 = 0.7$$

Tangon halkaisijasta riippuva kerroin

$$\eta_{2,x} = \begin{cases} \frac{132 - T_x}{100}, & \text{kun } T_x > 32 \text{ mm} \\ 1, & \text{kun } T_x \leq 32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\eta_{2,x} = 1$$

$$\eta_{2,y} = \begin{cases} \frac{132 - T_y}{100}, & \text{kun } T_y > 32 \text{ mm} \\ 1, & \text{kun } T_y \leq 32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\eta_{2,y} = 1$$

Teräksen tartuntakerroin (oletus harjateräs)

$$k_b = 2.25$$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd,x} = k_b \eta_1 \eta_{2,x} f_{ctd}$$

$$f_{bd,x} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$f_{bd,x} = k_b \eta_1 \eta_{2,y} f_{ctd}$$

$$f_{bd,x} = 1.58 \text{ MPa}$$

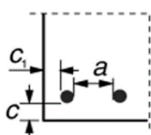
##### 4.10.1. x - akselin suuntainen ankkurointi

Ankkurointitavan huomioivat kertoimet (Suora tanko ja vetoteräs):

Tangon muodosta riippuva kerroin  $\alpha_{l,x}$ :

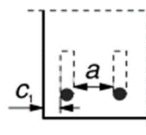
$$\alpha_{l,x} = 1.00$$

Betonipeitteestä riippuva kerroin  $\alpha_{2,x}$ :



a) Suorat tangot

$$c_s = \min(a/2, c_t, c)$$



b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot

$$c_s = \min(a/2, c_t)$$

Tankojen väli (reunasta reunaan)

$$a_x = 80 \text{ mm}$$

Raudoituksen betonipeite (Suora teräs).

$$c_d = \min \begin{cases} a/2 \\ c_r \\ c_{nom} \end{cases}$$

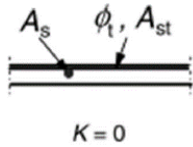
$$c_{d,x} = 30 \text{ mm}$$



$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{c_d - T}{T} \quad 0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0 \quad \alpha_{2,x} = 0,93$$

Laajenemisen estävästä poikittaisraudoituksesta riippuva kerroin  $\alpha_{3,x}$ :

Tartuntakerroin ( $x$  - suunnan teräkset alempana)



$$K_x = 0$$

$$\alpha_{3,x} = 1 - K_x \lambda_x \quad 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0 \quad \alpha_{3,x} = 1,00$$

Poikittaispaineen vaikutuksen huomioiva kerroin  $\alpha_{5,x}$ :

$$\alpha_{5,x} = 1 - 0,04 p_{Ed,x} \quad 0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0 \quad \alpha_{5,x} = 0,94$$

Ankkurointipituus  $x$  - suunnassa:

Tangossa sijaitseva vetovoima

$$F_{d,x} = \frac{M_{Ed,y}}{z_x} \quad F_{d,x} = 1444 \quad kN$$

Tangon mitoitusjännitys

$$\sigma_{sd,x} = \frac{F_{sx}}{A_{sx}} \quad \sigma_{sd,x} = 255 \quad MPa$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd,x} = \frac{T_{sx}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,x}}{f_{bd,x}} \quad l_{b,rqd,x} = 811 \quad mm$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd,x} = \begin{cases} \alpha_{1x} \alpha_{2x} \alpha_{3x} \alpha_{5x} l_{b,rqd,x}, & \alpha_{2x} \alpha_{3x} \alpha_{5x} > 0,7 \\ 0,7 \alpha_{1x} l_{b,rqd,x}, & \alpha_{2x} \alpha_{3x} \alpha_{5x} < 0,7 \end{cases} \quad l_{bd,x} = 703 \quad mm$$

Ankkurointitapa: Suora tanko

Tilaa ankkuroinnille

$$l_{b,max,x} = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} - c_r \quad l_{b,max,x} = 745 \quad mm$$

Ankkurointipituuden minimiarvo

$$l_{b,min,x} = \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd,x} \\ 10 T_{sx} \\ 100 \end{cases} \quad l_{b,min,x} = 244 \quad mm$$

$$\text{Ankkuroinnin ehto: } \max \begin{cases} l_{bd,x} \\ l_{bd,min,x} \end{cases} < l_{b,max,x} \quad 703 < 745$$

#### 4.10.2. y - akselin suuntainen ankkurointi

Ankkurointitavan huomioivat kertoimet  $\alpha$ :

Suora tanko ja vetoteräs:

Tangon muodosta riippuva kerroin  $\alpha_{l,y}$ :

$$\alpha_{l,y} = 1,00$$

Betonipeitteestä riippuva kerroin  $\alpha_{2,y}$ :

Tankojen väli (reunasta reunaan)

$$a_y = 180 \text{ mm}$$

Raudoituksen betonipeite (Suora teräs).

$$c_d = \min \left\{ \begin{array}{l} a/2 \\ c_r \\ c_{nom} \end{array} \right.$$

$$c_{d,y} = 30 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{c_d - T}{T} \quad 0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$$

$$\alpha_{2,y} = 0.93$$

Poikittaispaineen vaikutuksen huomioiva kerroin  $\alpha_{5,y}$ :

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 p_{Ed,y} \quad 0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$$

$$\alpha_{5,y} = 0.96$$

Laajenemisen estävästä poikittaisraudoituksesta riippuva kerroin  $\alpha_{3,y}$ :

Poikittaisraudoituksen vaikutuspituus on arvioitu ankkuroitipituus ilman tekijää  $\alpha_{3,y}$

$$l_{b,\lambda} = \begin{cases} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_5 l_{b,rqd}, \text{ kun } \alpha_2 \alpha_5 \geq 0,7 \\ 0,7 \alpha_1 l_{b,rqd}, \text{ kun } \alpha_2 \alpha_5 < 0,7 \end{cases}$$

$$l_{b,\lambda,y} = 614.91 \text{ mm}$$

Poikittaisraudoituksen  $x$  määrä ja minimiraudoituksen määrä  $y$  (vaikutusalueella)

$$\sum A_{s,x} = T_x \cdot \frac{l_{b,\lambda,y}}{k}$$

$$\sum A_{s,x} = 1932 \text{ mm}^2$$

$$\sum A_{s,min,y} = \frac{A_{s,y}}{4} = \frac{\left(\frac{T_{s,y}}{2}\right)^2 \pi}{4}$$

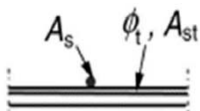
$$\sum A_{s,min,y} = 79 \text{ mm}^2$$

Poikittaisraudoituksen määrästä riippuva parametri

$$\lambda_y = \frac{\sum A_{s,x} - \sum A_{s,min,y}}{A_{s,y}}$$

$$\lambda_y = 5.90$$

Tartuntakerroin



$$K = 0,05$$

$$K_y = 0.05$$

$$\alpha_3 = 1 - K_y \lambda_y \quad 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$$

$$\alpha_{3,y} = 0.71$$

Ankkurointipituus  $y$  - suunnassa:

Tangossa sijaitseva vetovoima

$$F_{d,y} = \frac{M_{Ed,x}}{z_y}$$

$$F_{d,y} = 756 \text{ kN}$$

Tangon mitoitusjännitys

$$\sigma_{sd,y} = \frac{F_{sy}}{A_{sy}}$$

$$\sigma_{sd,y} = 219 \text{ Mpa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd,y} = \frac{T_{sy}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,y}}{f_{bd,y}}$$

$$l_{b,rqd,y} = 695 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd,y} = \begin{cases} \alpha_{1y}\alpha_{2y}\alpha_{3y}\alpha_{5y}l_{b,rqd,y}, & \alpha_{2y}\alpha_{3y}\alpha_{5y} > 0,7 \\ 0,7\alpha_{1y}l_{b,rqd,y}, & \alpha_{2y}\alpha_{3y}\alpha_{5y} < 0,7 \end{cases}$$

$$l_{bd,y} = 486 \quad mm$$

Ankkurointitapa: Suora tanko

Tilaa ankkuroinnille

$$l_{b,max,y} = \frac{B_2}{2} - \frac{b_2}{2} - c_r$$

$$l_{b,max,y} = 595 \quad mm$$

Ankkurointipituuden minimiarvo

$$l_{b,min,y} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd,y} \\ 10T_{sy} \\ 100 \end{cases}$$

$$l_{b,min,y} = 208 \quad mm$$

Ankkuroinnin ehto:  $\max \begin{cases} l_{bd,y} \\ l_{bd,min,y} \end{cases} < l_{b,max,y}$

$$486 < 595$$

#### 4.11. Halkeaman rajoittaminen taulukoilla:

Rasitusluokka

XC2

Sallittu halkeamaleveys

$$w_{max} = 0.3 \quad mm$$

##### 4.11.1. x - suunta

$$kts. x - akselin suuntainen jännitys (KRT) \begin{cases} F_{x,t} = 1052 \quad kN \\ \sigma_{x,k} = 186 \quad MPa \end{cases}$$

Suurin tankokoko taulukosta (SFS-EN1992-1-1:2004:7.3.3)

Teräs- jännitys N/mm <sup>2</sup>	Suurin tankokoko			pienempi	$\Phi_{px}$	
	$w_k = 0.4$	$w_k = 0.3$	$w_k = 0.2$	suurempi	$\Phi_{sx}$	
160	40	<u>32</u>	25	pienempi	$\sigma_{p,x}$	160 MPa
200	32	<u>25</u>	16	suurempi	$\sigma_{s,x}$	200 MPa
240	20	16	12	laskettu	$\sigma_{x,sk}$	186 MPa
280	16	12	8	Interpolointi: $\Phi_{sx}^* = \Phi_{sx} + (\sigma_{p,x} - \sigma_{x,k}) \cdot \frac{\Phi_{sx} - \Phi_{px}}{\sigma_{sx} - \sigma_{p,x}}$ $\Phi_{sx}^* = 27.5 \quad mm$ $\Phi_{sx}^* > T_{sx}$		
320	12	10	6			
360	10	8	5			
400	8	6	4			
450	6	5	0			
				27.5	>	20

Tankojaon enimmäisväli taulukosta (SFS-EN1992-1-1:2004:7.3.3)

Teräs- jännitys N/mm <sup>2</sup>	Tankojaon enimmäisarvo					
	$w_k = 0.4$	$w_k = 0.3$	$w_k = 0.2$			
160	300	300	200			
200	300	<u>250</u>	150			
240	250	200	100			
280	200	150	50	suurin tankoväli =	250	mm
320	150	100	0	$k_{max} \geq k_x$		
360	100	50	0	250	$\geq$	100

#### 4.11.2. y - suunta

Rasitusluokka		XC2	
Sallittu halkeamaleveys	$w_{max}$	=	0.3 mm
$kts.y - akselin suuntainen jännitys (KRT)$	$F_{y,t}$	=	605 kN
	$\sigma_{y,k}$	=	175 MPa

Suurin tankokoko taulukosta (SFS-EN1992-1-1:2004:7.3.3)

Teräs- jännitys N/mm <sup>2</sup>	Suurin tankokoko						
	$w_k = 0.4$	$w_k = 0.3$	$w_k = 0.2$				
160	40	32	25	pienempi	$\Phi_{p,y}$	=	25 mm
200	32	25	16	suurempi	$\Phi_{s,y}$	=	32 mm
240	20	16	12	pienempi	$\sigma_{p,y}$	=	160 MPa
280	16	12	8	suurempi	$\sigma_{s,y}$	=	200 MPa
320	12	10	6	laskettu	$\sigma_{y,k}$	=	175 MPa
360	10	8	5	Interpolointi:			
400	8	6	4				
440	6	5	0				
					$\Phi_{sy}^* = \Phi_{sy} + (\sigma_{p,y} - \sigma_{y,k}) \cdot \frac{\Phi_{sy} - \Phi_{py}}{\sigma_{sy} - \sigma_{p,y}}$		
					$\Phi_{sy}^* > T_{sy}$		
					$\Phi_{sy}^* = 29.4$	=	29.4 mm
					29.4	>	20

Tankojaon enimmäisväli taulukosta (SFS-EN1992-1-1:2004:7.3.3)

Teräs- jännitys N/mm <sup>2</sup>	Tankojaon enimmäisarvo		
	0.4	0.3	0.2
	w <sub>k</sub> = 0.4	w <sub>k</sub> = <b>0.3</b>	w <sub>k</sub> = 0.2
160	300	300	200
<b>200</b>	300	<u><b>250</b></u>	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

suurin tankoväli = 250 mm

$k_{max} \geq k_y$

250 ≥ 200

#### 4.12. Halkeamaleveyksien laskenta

Rasitusluokka		XC2	
Halkeaman raja-arvo	$w_{max}$	=	0.3 mm
Materiaalien kimmokertoimien suhde	$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$	=	6.67
Betonin iän ollessa yli 28 vrk	$f_{ct,eff} = f_{ctm}$	=	2.2 MPa
Kuorman aikaluokan huomioiva kerroin	$k_t$	=	0.4

##### 4.12.1. x- suunta

Tehokas korkeus

$$h_{c,eff,x} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d_x) \\ \frac{h - X_x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{cases} \quad h_{c,eff,x} = 150.0 \quad mm$$

Vedetyn betoniosuuden pinta-ala

$$A_{c,eff,x} = B_2 \cdot h_{c,eff,x} \quad A_{c,eff,x} = 255000 \quad mm^2$$

Valitun teräsmäärän pinta-alan ja teräksiä ympäröivän vedetyn betoniosuuden pinta-alan suhde

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,x}}{A_{c,eff,x}} \quad \rho_{p,eff} = 0.02218$$

Teräs- ja betonivenymän erotus

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{x,k} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot [1 + \alpha_e \rho_{p,eff}]}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{x,k}}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000701$$

$$0,6 \cdot \frac{\sigma_{x,k}}{E_s} = 0.000558$$

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,max,x} = 3,4c_{nom} + 0,17 \cdot \frac{T_{sx}}{\rho_{p,eff}} \quad s_{r,max,x} = 323.3 \quad mm$$

Halkeamaleveys

$$w_{k,x} = s_{r,max,x}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad w_{k,x} = 0.230 \quad mm$$

$$w_{k,x} < w_{max} \quad 0.230 < 0.300$$

#### 4.12.2. y- suunta

Tehokas korkeus

$$h_{c,eff,y} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d_y) \\ \frac{h - X_y}{3} \\ \frac{h}{2} \end{cases} \quad h_{c,eff,y} = 182.1 \quad mm$$

Vedetyn betoniosuuden pinta-ala

$$A_{c,eff,y} = B_1 \cdot h_{c,eff,y} \quad A_{c,eff,y} = 364214 \quad mm^2$$

Valitun teräsmäärän pinta-alan ja teräksiä ympäröivän vedetyn betoniosuuden pinta-alan suhde

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,y}}{A_{c,eff,y}} \quad \rho_{p,eff} = 0.00949$$

Teräs- ja betonivenymän erotus

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{y,k} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot [1 + \alpha_e \rho_{p,eff}]}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{y,k}}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000378$$

$$0,6 \cdot \frac{\sigma_{y,k}}{E_s} = 0.000525$$

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,max,y} = 3,4c_{nom} + 0,17 \cdot \frac{T_{sy}}{\rho_{p,eff}} \quad s_{r,max,y} = 528.3 \quad mm$$

Halkeamaleveys

$$w_{k,y} = s_{r,max,y}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad w_{k,y} = 0.280 \quad mm$$

$$w_{k,y} < w_{max} \quad 0.280 < 0.300$$

**4.13. Lävistyskestävyys:**

Vetorausoitussuhde

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx} A_{sy}}{B_2 B_1 d_x d_y}} \leq 8\text{‰} \quad \rho = 0.0043$$

Korkeustekijä

$$k_{BN} = 1,6 - \sqrt{d_x d_y} \geq 1,0 \quad k_{BN} = 1.02$$

**4.13.1. x -akseli**

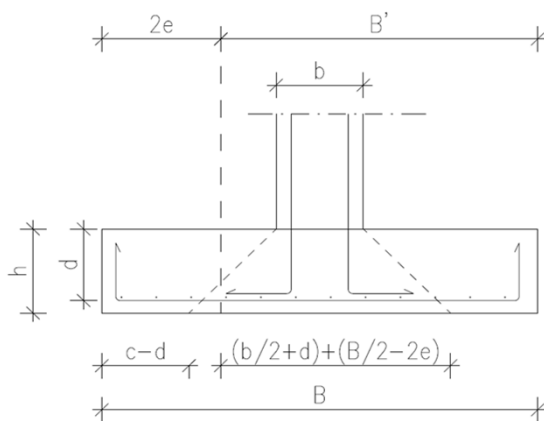
Lävistysvoima:

Pohjapaine pelkältä pilarilta

$$p_{Ed,pil,x} = p_{Ed,x} = \frac{V_{Ed}}{B_2 B'_d} \quad p_{Ed,pil,x} = 1562.0 \quad \text{kN/m}^2$$

Redusoitu lävistyskuorma  $V_{ed,red,x}$  riippuu kuorman epäkeskisyydestä ehdon mukaan

$$2e_{dx} < c_1 - d_x \quad 662 < 185$$

Tässä tapauksessa ehto EI toteudu  $\rightarrow$ 

Maapohjaan siirtyvä kuorma leviää yli tehokkaan leveyden epäkeskisyydestä johtuen.

Redusoitu lävistyskuorma lasketaan kaavalla 2.

Kaava 1

$$V_{Ed,red,x} = V_{Ed} - (b_1 + 2d_x)(b_2 + 2d_x)p_{Ed,pil,x}$$

**Kaava 2**

$$V_{Ed,red,x} = V_{Ed} - \left[ \left( \frac{b_1}{2} + d_x \right) + \left( \frac{B_1}{2} - 2e_{dx} \right) \right] (b_2 + 2d_x)p_{Ed,pil,x}$$

näin ollen

$$V_{ed,red,x} = 689 \quad \text{kN}$$

Kestävyys:

Etäisyydellä  $0.5d$  tuen reunasta olevan alueen pinta-ala

$$A_{u,x} = (b_1 + d_x)(b_2 + d_x) \quad A_{u,x} = 1199120 \quad \text{mm}^2$$

Etäisyydellä  $0.5d$  tuen reunasta olevan alueen piiri

$$u_x = 2[(b_1 + d_x) + (b_2 + d_x)] \quad u_x = 4386 \quad \text{mm}$$

$$\beta_x = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e_{dx}}{\sqrt{A_{u,x}}}} \quad \beta_x = 0.2752$$

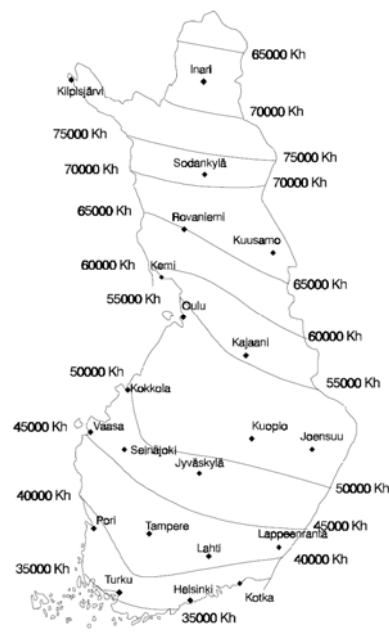
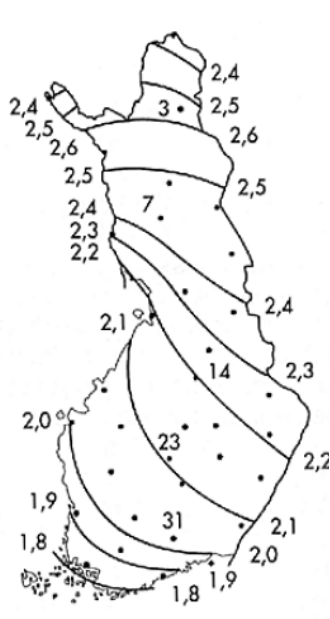


## 5. ROUTAERISTYS

Routimaton perustamissyvyys

Keskilämpötilat  $T_m$

Paikkakuntien pakkasmäärät  $F_{50}$



### 5.1. Laskenta

Eriste asennetaan anturan päälle, koska pitkäaikainen puristuskestävyys olisi liian suuri  
Lumipeitteen suojaavaa vaikutusta ei huomioida!

Paikkakunta

Paikkakunnan pakkasmäärä

Routimaton perustussyvyys

Eristeen alapuolisen routimattoman täytön paksuus

Vuoden keskilämpötila

Eristeen asennussyvyys (yläpinnasta maanpintaan)

Routaeristeen lämmönjohtavuus

Vaadittava asennussyvyyden lämmönvastus

Vaadittava routaeristeen lämmönvastus

$$m_r = m_{ro} - (Z_r - 0,3)$$

Vaadittava eristepaksuus

$$d_e = m_r \cdot \lambda_{design}$$

Valitaan eristepaksuudeksi

Routaeristeen leveys

Tampere

$$F_{50} = 44000 \text{ Kh}$$

$$D_{rou} = 2.1 \text{ m}$$

$$Z_m = 0.3 \text{ m}$$

$$T_m = 3.1 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$Z_r = 0.8 \text{ m}$$

$$\lambda_{design} = 0.039 \text{ W/mK}$$

$$m_{ro} = 3 \text{ m}^2 \text{ K/W}$$

$$m_r = 2.5 \text{ m}^2 \text{ K/W}$$

$$d_e = 98 \text{ mm}$$

$$d_e = 100 \text{ mm}$$

$$B = 1500 \text{ mm}$$



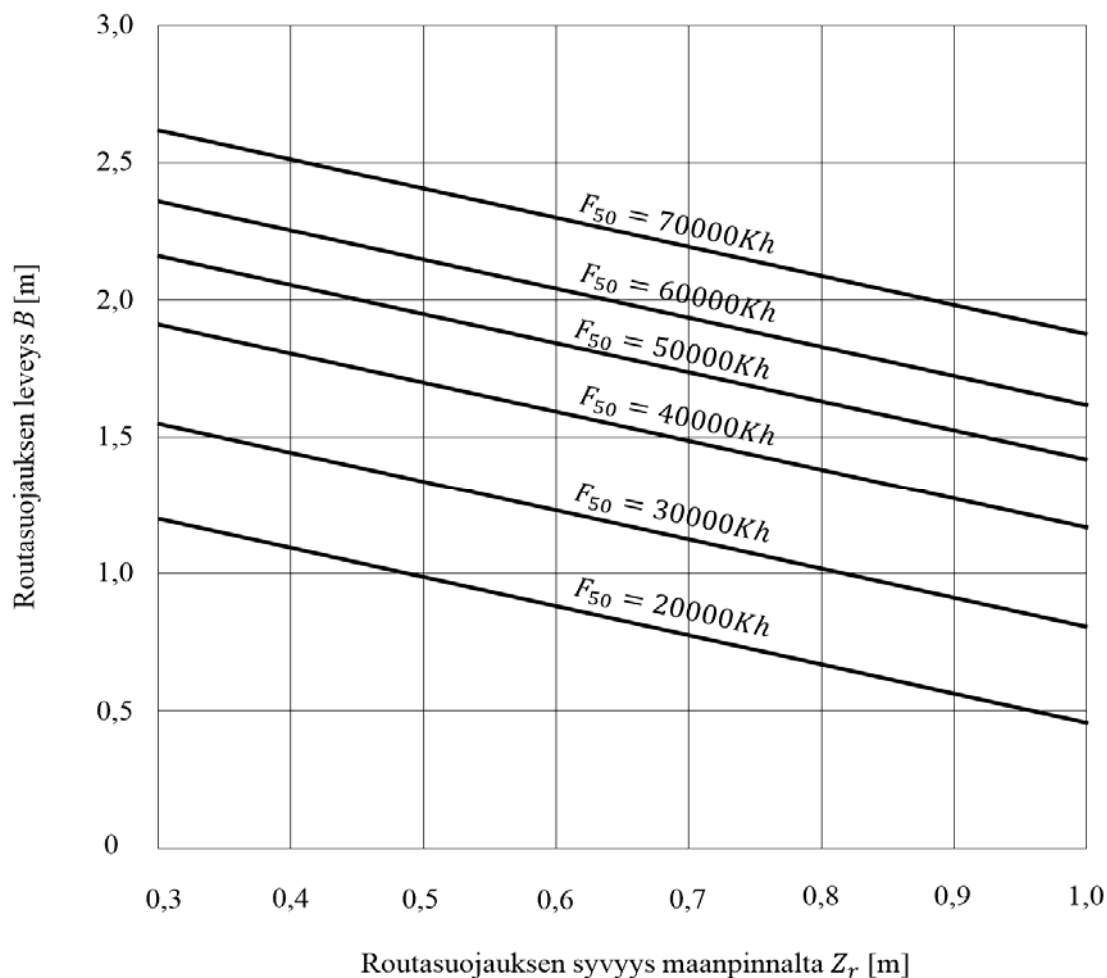
## 5.2. Taulukkotarkastus

Taulukosta arvot lämmönvastukselle  $m_{ro} = 3 \text{ m}^2 K/W$

Mitotituspakas- määrä $F_{50}$	20000			30000				40000			50000			>60000
Vuoden keski- lämpötila $T_m$ (°C)	2	3	>4	1	2	3	>4	1	2	3-4	1	2	3	0-1
$Z_m$ (m)														
0,2	1,6	1,4	1,2	3,2	2,6	2,2	1,8	4,2	3,5	2,8	-	4,6	3,8	-
0,4	1,4	1,1	0,8	2,6	2,1	1,7	1,4	3,5	2,8	2,2	4,6	3,8	3,1	-
0,6	1,0	0,7	1,7	2,1	1,7	1,3	1,0	2,8	2,2	1,6	3,8	2,9	2,3	5,0
0,8	0,6	0,4	0,3	1,7	1,3	1,0	0,7	2,2	1,6	1,3	2,9	2,2	1,8	3,8
1,0	0,4	0,3	0,2	1,3	1,0	0,7	0,5	1,6	1,2	1,0	2,2	1,7	1,4	2,8
1,5	0	0	0	0,8	0,6	0,4	0,2	1,0	0,7	0,5	1,4	1,0	0,8	1,8

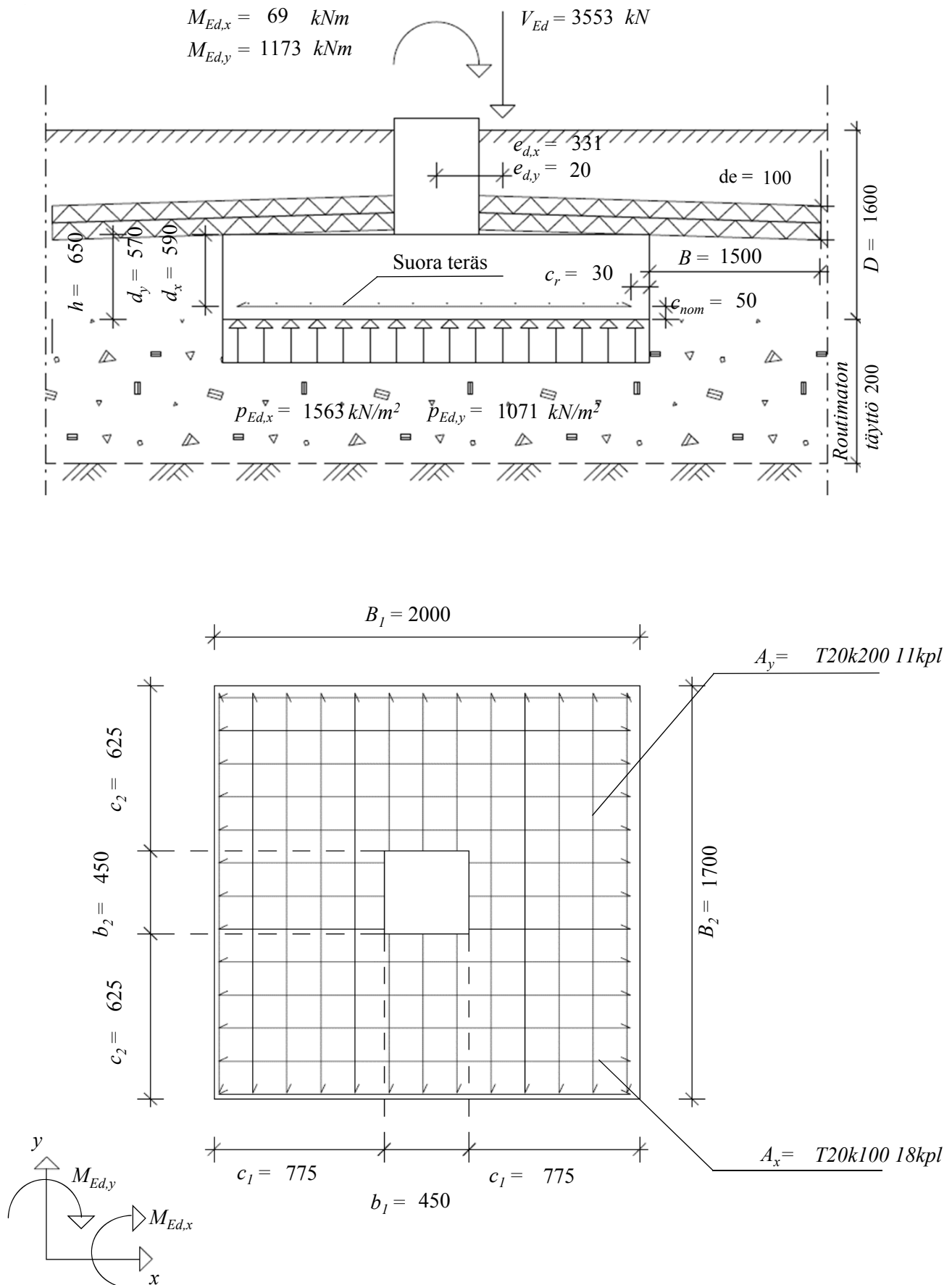
$$T_m = 3.1 \text{ °C}, \quad F_{50} = 44000 \text{ Kh}, \quad Z_m = 0.3 \text{ m},$$

Taulukosta routaeristeen leveys  $B = 1.5 \text{ m}$



$$F_{50} = 44000 \text{ Kh}, \quad Z_r = 0.8 \text{ m}$$

## 6. TULOKSET



## 6.1. Tulokset

### 6.1.1. Tarkat määrät

Betonia C20/25 anturaan	= 2.5 m <sup>3</sup>
Eristeen pinta-ala, kun paksuus 50mm	= 47 m <sup>2</sup>
Eristeen tilavuus	= 2.35 m <sup>3</sup>
Teräs 20 mm	= 53 m

### 6.1.2. Routasuojaus (Tampere, Pirkanmaa )

Valitaan eristepaksuudeksi	$d_e$	=	<b>100 mm</b>
Routaeristeen leveys (anturan reunasta)	$B$	=	<b>1500 mm</b>
Routaeristeen asennus anturan päälle			

### 6.1.3. x -suunnassa

Pohjapaine x	$\frac{p_{Ed,x}}{R_d/A'}$	=	<b>98 %</b>
Vetoraudoitus x, T20k100	$\frac{A_{s,vaad,x}}{A_{s,valittu,x}}$	=	<b>59 %</b>
Ankkurointi x, lbdmax =745 mm	$l_{bd,x}$	=	<b>704 mm</b>
Suurin tankokoko x	$T_{sx}$	=	<b>27.5 mm</b>
Suurin tankoväli x	$k_x \text{ max}$	=	<b>250 mm</b>
Halkeamaleveys (sallittu rasitusluokassa XC2 = 0.3mm)	$w_{k,x}$	=	<b>0.23 mm</b>
Läpileikkautuminen x	$\frac{V_{Ed,red,x}}{V_{Rd,x}}$	=	<b>79 %</b>

### 6.1.4. y -suunnassa

Pohjapaine y	$\frac{p_{Ed,y}}{R_d/A'}$	=	<b>67 %</b>
Vetoraudoitus y, T20k200	$\frac{A_{s,vaad,y}}{A_{s,valittu,y}}$	=	<b>50 %</b>
Ankkurointi y, lbdmax =595 mm	$l_{bd,y}$	=	<b>487 mm</b>
Suurin tankokoko y	$T_{sy}$	=	<b>29.4 mm</b>
Suurin tankoväli y	$k_y \text{ max}$	=	<b>250 mm</b>
Halkeamaleveys (sallittu rasitusluokassa XC2 = 0.3mm)	$w_{k,y}$	=	<b>0.28 mm</b>
Läpileikkautuminen y	$\frac{V_{Ed,red,y}}{V_{Rd,y}}$	=	<b>68 %</b>

### 6.1.5. Kaatumiskestävyys

Kaatumiskestävyys	$\frac{M_{dst,d,y}}{M_{stb,d,y}} + \frac{M_{dst,d,x}}{M_{stb,d,x}}$	=	<b>49 %</b>
-------------------	---	---	-------------

### 6.1.6 Liukumiskestävyys

Liukumiskestävyys

$$\frac{H_d}{R_d} = 19 \%$$

### 6.1.7 Geotekninen kantavuus

Valitaan DA2\*

$$DA2^* = 94 \%$$

### 6.1. Tarjouslaskenta-arvio

Nimike	Tunnit		Työkustannukset	Ainekustannukset	Yhteensä	%
	TTH	%				
0 Rakennuttaminen						
1 Maa- ja pohjarakennus	4.4	28 %	119.85 €	1 002.74 €	1 122.58 €	51 %
2 Perustukset ja ulkopuoliset rakenteet	6.3	41 %	177.87 €	520.40 €	698.27 €	32 %
3 Runko- ja Vesikattorakenteet						
4 Täydentävät rakenteet						
5 Pintarakenteet						
6 Kalusteet, varusteet ja laitteet						
7 Konetekniset työt	4.8	31 %	380.50 €		380.50 €	17 %
8 Työmaan käyttökustannukset						
9 Työmaan yhteiskustannukset						
98 Työntekijöiden sosiaalikulut						
<b>YHTEENSÄ</b>	15.5	100 %	678.22 €	1 523.13 €	2 201.35 €	100 %
Kustannuslajijakauma %			31 %	69 %		

Riskivaraus	2 %	44.03 €
Sidotut ennakkotarjoukset	3 %	66.04 €
<b>Rakennustekniset työt yhteensä:</b>		<b>2 201.35 €</b>
<b>YHTEENSÄ</b>		<b>2 311.42 €</b>
Yleiskulut rakennusteknisistä töistä	5 %	110.07 €
Voitto, verot ja yrittäjäriski	5 %	115.57 €
<b>KAIKKI NETTOHINNAT YHTEENSÄ</b>		<b>2 537.06 €</b>
<b>ARVONLISÄVERO 24%</b>		<b>608.89 €</b>
<b>TARJOUSHINTA</b>		<b>3 146.00 €</b>