

# **Tavanomaisen kulmatukimuurin suunnittelu**

Ilpo Väkeväinen

Opinnäytetyö

Huhtikuu 2017

Tekniikan ja liikenteen ala

Insinööri (AMK), rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

|   |                                     |   |
|---|-------------------------------------|---|
| Tekijä(t)<br>Väkeväinen, Ilpo   | Julkaisun laji<br>Opinnäytetyö, AMK | Päivämäärä<br>huhtikuu 2017                           |
|   | Sivumäärä<br>82                     | Julkaisun kieli<br>Suomi                              |
|   |                                     | Verkojulkaisulupa<br>myönnetty: X (liite<br>salainen) |
| Työn nimi<br><b>Tavanomaisen kulmatukimuurin suunnittelu</b>  |                                     |   |
| Tutkinto-ohjelma<br>Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma  |                                     |   |
| Työn ohjaaja(t)<br>Hannu Haapamaa, Jukka Konttinen  |                                     |   |
| Toimeksiantaja(t)<br>Ramboll Finland OY   |                                     |   |
| <p>Kulmatukimuureja käytetään, kun maan pinta halutaan saada pysymään jyrkemmässä kulmassa kuin mihin se luonnollisesti asettuu. Etenkin tiheään asutuilla alueilla, joissa maanpinnan korkeus vaihtelee, on tukimuuri yleinen näky.</p> <p>Tuettavasta maasta aiheutuu edullisia ja epäedullisia vaikutuksia. Pohjalaatan päällä oleva maamassa pitää rakennetta paikallaan, mutta toisaalta siitä aiheutuva vaakasuuntainen maanpaine pyrkii työntämään rakennetta sivulle. Ulkoisilla kuormilla, kuten liikennekuormilla on myös samanlainen vaikutus. Maanpaine lasketaan lepopaineena, jos kulmatukimuuri ei liiku, ja aktiivipaineella, jos kulmatukimuurin siirtyminen on riittävä sen muodostumiseen.</p> <p>Geoteknisessä mitoituksessa varmistettiin, että maapohja kestää rakenteesta aiheutuvat ja sen päällä vaikuttavat pystykuormat, ettei rakenne pääse liukumaan, ja rakenteen kokonaisstabiiliteetti vaarallisimmilla kuormitusyhdistelmillä. Rakenteellisessa mitoituksessa varmistettiin, että itse rakenne kestää siihen aiheutuvat taivutus- ja leikkausvoimat.</p> <p>Työ toteutettiin helpottamaan kulmatukimuurin suunnittelua. Kirjallisessa osuudessa selvitettiin suunnittelun vaiheet niihin liittyvine kaavoineen. Tuloksena saatiin laskentapohja. Se toteutettiin kirjallisen osuuden perusteella suunnittelun työkaluksi rakennelaskelmien toteuttamista varten. Laskentapohja on salainen.</p> <p>Johtopäätöksenä todettiin, että pohjarakenteiden suunnittelu on kokemusta ja ymmärrystä vaativaa työtä. Tietokoneohjelmat ovat välttämättömiä apuvälineitä nykyajan rakennesuunnittelussa työmäärän ja virhemahdollisuuksien takia.</p> |                                     |   |
| Avainsanat ( <a href="#">asiasanat</a> )<br>Kulmatukimuuri, maanpaine   |                                     |   |
| Muut tiedot<br>Salassa pidettävän liitteen julkaisu antaisi muille rakennesuunnittelutoimistoille huomattavaa kilpailuetua ja se on poistettu perustuen lakiin (621/1999) 24§ kohdat 17 ja 20.  |                                     |   |

|  |  |   |
|--|--|---|
| Author(s)<br>Väkeväinen, Ilpo  | Type of publication<br>Bachelor's thesis | Date<br>April 2017<br>Language of publication:<br>Finnish   |
|  | Number of pages<br>82                    | Permission for web publication: X (attachment confidential) |
| Title of publication<br><b>Designing of a conventional L-shaped retaining wall</b>   |  |   |
| Degree programme<br>Civil Engineering  |  |   |
| Supervisor(s)<br>Haapamaa, Hannu & Konttinen, Jukka  |  |   |
| Assigned by<br>Ramboll Finland OY  |  |   |
| <p>Retaining walls are structures used to support soil. They keep the soil in steeper slope than it would appear by nature. In densely populated areas where the range of the ground level is high, retaining walls are a general solution.</p> <p>The backfill has both favourable and unfavourable effects on the structure. It stabilizes the structure with its self-weight on the ground slab; however, it also tends to push the wall in the horizontal direction. External loads, such as traffic loads, have the same impact. The earth pressure that loads the wall is determined as active earth pressure if the retaining wall moves enough to generate the shear strength of the backfill soil. If not, it is determined as pressure at rest.</p> <p>Geotechnical design ensured that the ground soil resists the loads on it and it is durable against sliding, and the L-shaped retaining wall is totally stable even with the most dangerous combinations of the loads. Structural technical design ensured the strength of the structures against bending and shear stresses.</p> <p>The purpose of the thesis was to ease the design of an L-shaped retaining wall. The theoretical part of the thesis was made to clarify the design stages with the formulas related to them. Based on that, an Excel application was created to carry out structural calculations. The application is confidential.</p> <p>It was concluded that geotechnical engineering requires knowledge and comprehension of the soil. Also, the complexity of calculations and structural engineering in general without computer programs today was found unprofitable because of the high potential for human errors and the absurd amount of work needed.</p> |  |   |
| Keywords/tags ( <a href="#">subjects</a> )<br>Retaining wall, earth pressure   |  |   |
| Miscellaneous<br>Publication of the confidential attachment would provide other structural design offices a significant advantage and it has been removed based on article of law (621/1999), 24§ sections 17 and 20.  |  |   |

## Sisältö

|          |                                  |           |
|----------|----------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>Johdanto</b> .....            | <b>7</b>  |
| 1.1      | Tavoitteet .....                 | 7         |
| 1.2      | Rajaukset .....                  | 7         |
| <b>2</b> | <b>Tukimuuri</b> .....           | <b>8</b>  |
| <b>3</b> | <b>Maanpaine</b> .....           | <b>9</b>  |
| 3.1      | Lepopaine .....                  | 11        |
| 3.1.1    | Lepopaine Eurokoodissa .....     | 12        |
| 3.1.2    | Lepopaineen resultantti.....     | 13        |
| 3.1.3    | Lepopaine lujuusopillisesti..... | 14        |
| 3.2      | Aktiivipaine .....               | 16        |
| 3.2.1    | Nomogrammimenetelmä .....        | 18        |
| 3.2.2    | Analyyttinen menetelmä .....     | 19        |
| 3.2.3    | Klassinen menetelmä.....         | 21        |
| 3.2.4    | Rankine'n menetelmä.....         | 24        |
| 3.3      | Tiivistyksen vaikutus .....      | 26        |
| <b>4</b> | <b>Kuormat</b> .....             | <b>27</b> |
| 4.1      | Pysyvät kuormat .....            | 28        |
| 4.2      | Muuttuvat kuormat.....           | 29        |
| 4.3      | Onnettomuuskuormat.....          | 29        |
| 4.4      | Ulkoiset kuormat .....           | 32        |
| 4.5      | Kuormien yhdistely .....         | 34        |
| <b>5</b> | <b>Mitoitus</b> .....            | <b>36</b> |
| 5.1      | Mitoitustavat .....              | 37        |
| 5.2      | Geotekninen mitoitus.....        | 39        |
| 5.2.1    | Kantokestävyys .....             | 39        |
| 5.2.2    | Liukumiskestävyys .....          | 42        |

|  |           |
|--|-----------|
|  | 2         |
| 5.2.3 Kuorman epäkeskisyys.....          | 43        |
| 5.2.4 Kokonaisstabiilitteetti .....      | 44        |
| 5.3 Rakenteellinen mitoitus .....        | 45        |
| 5.3.1 Taivutusmitoitus .....             | 46        |
| 5.3.2 Leikkausmitoitus .....             | 48        |
| 5.3.3 Eri aikaan valetut rakenteet ..... | 50        |
| <b>6 Laskentapohja .....</b>             | <b>52</b> |
| 6.1 Lähtöarvot .....                     | 52        |
| 6.2 Laskenta.....                        | 53        |
| 6.3 Tulokset .....                       | 53        |
| 6.4 Mallikuvat .....                     | 54        |
| 6.5 Johtopäätökset .....                 | 55        |
| <b>7 Yhteenveto ja pohdinta .....</b>    | <b>56</b> |
| <b>Lähteet.....</b>                      | <b>57</b> |
| <b>Liitteet .....</b>                    | <b>59</b> |

## **Kuviot**

|  |    |
|--|----|
| Kuvio 1 Kulmatukimuuri (RT 89-11175 2015, 1). .....  | 9  |
| Kuvio 2 Maanpaineen lajit muodonmuutosten perusteella (Jääskeläinen 2014, 172).<br>.....                         | 10 |
| Kuvio 3 Kaltevaa seinää kuormittava lepopaine (RIL 181-1989, 46).....  | 16 |
| Kuvio 4 Kulmien selitykset analyyttisessä menetelmässä Bond & Harris'n (2008)<br>mukaan (Ruotsala 2011, 32)..... | 21 |
| Kuvio 5 Kulmien selitykset aktiivipainetta laskettaessa klassisella menetelmällä (RIL<br>181-1989, 47). .....    | 23 |
| Kuvio 6 Tiivistyksen maahan aiheuttama paine (RIL 121-2004, 108). .....  | 27 |

|  |    |
|--|----|
| Kuvio 7 Maanpaineen jakautuminen siirtymätöntä rakennetta vastaan (RIL 263-2014, 92).....  | 33 |
| Kuvio 8 Maanpaineen jakautuminen siirtyvää rakennetta vastaan (RIL 263-2014, 92).<br>..... | 33 |
| Kuvio 9 Merkintöjen selitykset (RIL 207-2009, 106). ....                                   | 42 |
| Kuvio 10 Suorakaiteen muotoisen anturan tasopiirustus (RIL 207-2009, 110). ....            | 44 |
| Kuvio 11 Vaarnattu työsauma (SFS-EN 1992:2015, 92). ....                                   | 51 |

## Taulukot

|   |    |
|---|----|
| Taulukko 1 Ajoväylän vieressä olevia rakenteita tukeviin rakenneosiin<br>törmäyskuormia talorakenteille (RIL 201-2-2011, 160).....    | 30 |
| Taulukko 2 Ajoneuvojen törmäyskuormat pysäköintitilojen suojakaiteisiin ja<br>suojaseinämiin (RIL 201-1-2011, 78). ....               | 31 |
| Taulukko 3 Liikennöinti- ja paikoitusalueiden luokat (SFS-EN 1991-1-1:2002, 40). ....   | 31 |
| Taulukko 4 Yhdistelykertoimet (RIL 201-1-2011, 36). ....  | 35 |
| Taulukko 5 Kuormakertoimet seuraamusluokkien mukaan (RIL 201-1-2011, 37). ....  | 36 |
| Taulukko 6 Kertoimet kantokestävyydelle (RIL 207-2009, 106). ....   | 40 |
| Taulukko 7 Kuormien $\gamma_F$ tai niiden vaikutusten $\gamma_E$ osavarmuusluvut (STR/GEO)<br>(YM:n kansallinen liite 2016, 37). .... | 64 |
| Taulukko 8 Maaparametrien osavarmuusluvut $\gamma_M$ (STR/GEO) (YM:n kansallinen liite<br>2016, 38). ....                             | 64 |
| Taulukko 9 Tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut $\gamma_R$ (YM:n kansallinen liite<br>2016, 40). ....                            | 64 |
| Taulukko 10 Kestävyys osavarmuusluvut $\gamma_R$ kokonaisvakavuudelle (YM:n<br>kansallinen liite 2016, 40). ....                      | 65 |

**Käsitteet**

|                        |  |
|------------------------|--|
| huokosvedenpaine       | Rakeiden välisissä huokostiloissa vallitseva-vedenpaine, joka suuntaan samanlainen (Jääskeläinen 2014, 80).  |
| kimmainen muodonmuutos | Muodonmuutos, joka palautuu rasituksen poistuttua. Rakeiden välistä liukumista ei tapahdu. (Jääskeläinen 2014, 120.)   |
| kitkamaa               | Karkearakeiset maalajit, kuten hiekka ja sora, joissa leikkauslujuus muodostuu pelkästään kitkasta (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen 2008, 124).                           |
| koheesio               | Ilmiö, joka aiheutuu maahiukkasten välisistä kiihnevoimista. Suuruuteen vaikuttavat vesipitoisuus ja maan rakeisuus. (Rantamäki ym. 2008, 123.)                              |
| koheesiomaa            | Hienorakeinen maalaji, tyypillisesti savi, jossa leikkauslujuus muodostuu koheesiosta. Tällöin leikkauskestävyyskulman oletetaan olevan nolla. (Rantamäki ym. 2008, 124.)    |
| konsolidaatio          | Rasitetun maakohdan tiivistyminen, joka ei palaudu rasituksen poistuttua (Jääskeläinen 2014, 120).   |
| konsolidaatiokuormitus | Tehokas kuormitus, joka on jossakin geologisessa vaiheessa kuormittanut tarkasteltavaa maakerrosta, tai jota vastaavaan tilaan tarkasteltava maakerros on lujittunut esimer- |

|                             |   |
|-----------------------------|---|
|                             | <p>kiksi maahiukkasten sisäisistä voimista johtuen (RIL 156 1995, 69).</p>  |
| konsolidaatiotila           | <p>Konsolidaatiokuormituksen ja vallitsevan kuormituksen suhde (<math>\sigma'_{v,max}/\sigma'_v</math>) (RIL 156 1995, 69).</p>   |
| käyttörajatila              | <p>Tila, jossa rakenteen käyttökelpoisuusvaatimukset ylittyvät. Voi olla palautuva tai palautumaton, riippuen kuormien vaikutusten palautumisesta kuormituksen poistuttua. (RIL 201-1-2011, 21.)</p>                                    |
| maan leikkauskestävyyskulma | <p>Kulma vaakatasoon nähden, jossa maa pyrkii murtumaan jännityksen ylittäessä leikkauslujuuden. Ajan kanssa jyrkäksi kaivettu luiska pyrkii asettumaan likimain samaan kulmaan kitkan vaikutuksesta. (Jääskeläinen 2014, 100-103.)</p> |
| maanvarainen perustus       | <p>Perustukset katsotaan maanvaraisiksi, kun kallion päällä on mursketta enemmän kuin <math>0,05 \times</math> perustusten pienempi sivumitta ja aina, kun yli 0,5 m (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 47).</p>     |
| massiivinen routa           | <p>Routakerros, jonka tilavuudessa ei tapahdu muutoksia (Rantamäki ym. 2008, 115).</p>  |
| murtorajatila               | <p>Tila, joka johtaa rakenteen sortumiseen tai vaurioitumiseen (RIL 201-1-2001, 21).</p>  |
| plastinen muodonmuutos      | <p>Palautumaton muodonmuutos, jossa maaraakteet liukuvat toistensa suhteen (Jääskeläinen 2014, 120).</p>  |



|                                |  |
|--------------------------------|--|
| routimaton maa                 | Maa, johon syntyy massiivista routaa (Jääkeläinen 2014, 88).   |
| routiminen                     | Maan tilavuuden kasvu siinä olevan veden jäätyksen takia. Ilmenee routimisenousuna tai routimispaineena esteenä oleviin rakenteisiin. (RIL 121-2004, 11.)  |
| seinän leikkauskestävyysskulma | Kulma, jossa maa pyrkii leikkaantumaan seinäpinnan aiheuttaman kitkan vaikutuksesta (RIL 181-1989, 47-48).   |
| vallitseva kuormitus           | Tarkasteltavan maakerroksen yläpuolisten maakerrosten tehokas paino (RIL 156-1995, 69).  |
| vertailukelpoinen kokemus      | Rakennuspohjaan liittyvä samantyyppisistä maaperää, oletettua geoteknistä käyttäytymistä ja samanlaisia rakenteita koskeva vahvistettu tieto. Paikkakohtaiset tiedot ovat erityisen merkityksellisiä. (SFS-EN 1997-1: 2014, 12). |

# 1 Johdanto

## 1.1 Tavoitteet

Opinnäytetyön tavoitteena on luoda toimeksiantajalle, Ramboll Finland OY:lle, työkalut yleisimmän kulmatukimuurityypin, maanvaraisen kulmatukimuurin, suunnitteluun. Tässä kirjallisessa osuudessa selvitetään Eurokoodien mukaisia suunnittelun vaiheita ja geotekniikan kirjallisuuden perusteella maanpaineiden laskentamenetelmiä. Mitoitusta varten on tehty Excel-laskentapohja. Lisäksi opinnäytetyöhön kuuluu mallikuvia, joita voidaan hyödyntää suunnittelussa sellaisenaan tai pienin muutoksin.

Työn tarkoitus on selvittää suunnittelun vaiheita ja opastaa muun muassa maanpaineiden laskentatavan valinnassa. Työ luo myös yhtenäisen suunnittelutavan suunnittelijoiden keskuuteen. Työ käsittelee vain kaikkein tavanomaisinta tapausta, jonka avulla pystytään suunnittelemaan suurin osa kulmatukimuureista. Työtä mahdollisesti laajennetaan myöhemmin paalutuksen, kallionvaraisen perustamisen, pohjaveden korkeuden nousun ja routasuojauksen osalta tai vertailemalla sitä vanhaan mitoitus-tapaan, mikä palvelisi korjausrakentamista.

## 1.2 Rajaukset

Tässä opinnäytetyössä käsitellään vain maanvaraisesti perustettua teräsbetonirakenteista kulmatukimuuria. Rakenteellisesti työssä käsiteltävä kulmatukimuuri koostuu pohjalaatasta ja pystymuurista. Kulmatukimuuri on muodoltaan L tai käännetty T. Laippatukimuurit ja massiiviset tukimuurit on rajattu pois.

Olettamuksena on, että pohjaveden pinta on korkeintaan pohjalaatan alapinnan tasossa. Nostetta eikä hydraulista murtumistapaa käsitellä. Taustatäyttö on routimattomaa kitkamaa-ainesta, mikä rajaa routapaineen laskemisen pois.

Maanpaineista passiivipaineen käsittely on rajattu pois, sillä se ei normaalisti liity kulmatukimuurin mitoitukseen.

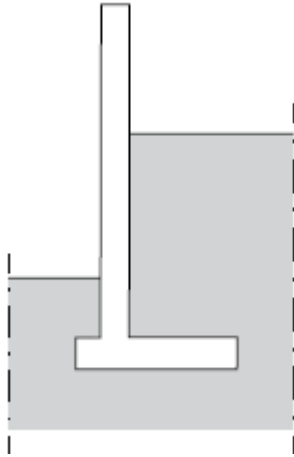
## 2 Tukimuuri

Tukimuureilla tarkoitetaan yleensä muurimaisia rakenteita, joilla porrastetaan maanpinnan korkeuseroja. Niitä käytetään, kun tilaa ei ole riittävästi luiskarakenteille. (Rantamäki & Tammirinne 2002, 222.)

Materiaali on tuettu, jos sitä pidetään jyrkemmässä luiskassa kuin mihin se tukematta asettuisi. Tukirakenteisiin kohdistuu voimia tuettavista materiaaleista. Tukimuurin käytöllä pystytään hyödyntämään maapinta-alaa tehokkaasti. Tiheään asutulla alueella se on erittäin yleinen ratkaisu. Aiemmin tukimuurit muurattiin kiviladoksina ja myöhemmin tuli massiivisia betonimuureja. Teräsbetoninen kulmatukimuuri on nykyään yleisin ratkaisu. (Jääskeläinen 2014, 200; RIL 207-2009, 153.)

Vaihtoehtoja tukimuureille ovat upotetut seinät ja yhdistelmätukirakenteet, jotka ovat yhdistelmiä edellisistä. Myös harkoista ladottuja ja terästapeilla vahvistettuja seinämiä käytetään sopivissa kohteissa. Yksi ratkaisu on tehdä yhteensidotuista kivitöistä seinämä tai luiskan jyrkennys. Jyrkissä luiskissa ja yhdistelmätukirakenteissa hyödynnetään myös geotekstiilejä. (RIL 207-2009, 153; Jääskeläinen 2014, 202-203.)

Laippatukimuurit soveltuvat parhaiten, kun kuormaa on paljon ja korkeusero on suuri. Massiiviset tukimuurit eivät nykyään tule kyseeseen taloudellisista syistä. Järkevää niitä on käyttää ainoastaan pienikokoisena ja matalana. (Rantamäki & Tammirinne 2002, 222.) Kallion varaan perustetut kulmatukimuurit voidaan ankkuroida pohjalaatan takaosasta. Vinopaaluilla voidaan ehkäistä tukimuurin yhdensuuntaissiirtymää ja pystypaaluilla painumia.



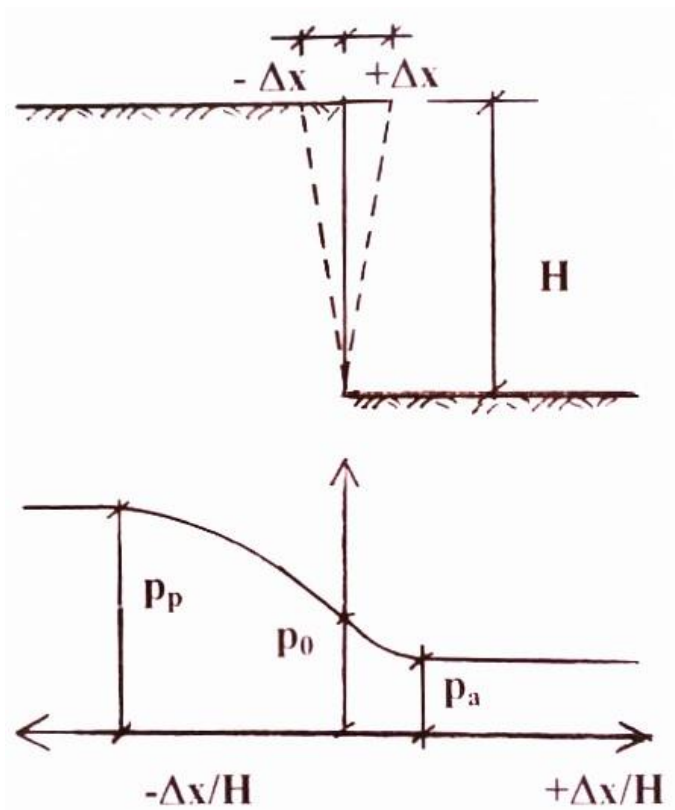
Kuvio 1 Kulmatukimuuri (RT 89-11175 2015, 1).

Tukimuurin yläreuna nousee yleensä turvallisuussyistä tuetun maan pinnan yläpuolelle. Tuetun maan pinta tulisi päällystää vettä läpäisemättömäksi, eivätkä pintavedet saisi valua muurin yli. Liikuntasauvoja tulisi olla 10...15m välein maanvaraisesti perustetussa tukimuurissa. (Rantamäki & Tammirinne 2002, 223.)

### 3 Maanpaine

Maanpaineella tarkoitetaan joko maamassan tai ulkoisen kuormituksen aiheuttamaa kosketuspainetta määrättyä rakennetta, tavallisesti tukimuuria tai tukiseinää vasten. Sen suuruus, suunta ja jakautuminen riippuvat täyttömaan laadusta ja lujuudesta sekä tukirakenteen liikkeistä (siirtymistä ja kiertymistä). (RIL 157-2 1990, 151-152.)

Tukirakenteen liikkumattomuuden tai liikkuvuuden perusteella jaetaan maanpaine joko lepopaineeksi ( $p_0$ ) tai liikkeen suunnasta riippuen aktiivi- ( $p_a$ ) tai passiivipaineeksi ( $p_p$ ) (RIL 157-2 1990, 151-152). Tukirakenteeseen kohdistuva maanpaine saadaan kertomalla maasta aiheutuva pystysuuntainen jännitys maanpaine kertoimella ( $K_0, K_a$  tai  $K_p$ ) (RIL 157-1 1985, 243).



Kuvio 2 Maanpaineen lajit muodonmuutosten perusteella (Jääskeläinen 2014, 172).

Maanpaineteoriat voidaan jakaa murtotilaan perustuviin ja käyttötilaan (kimmoteoriaan) perustuviin teorioihin. Aktiivi- ja passiivipaineet perustuvat murtotilaan. Ne ovat maanpaineen raja-arvoja jotka esiintyvät, kun tukirakenne saa liikkeen, joka aiheuttaa maa-aineksen hiukkasten välisen liukumisen. Tällöin maan leikkauslujuus on täysin kehittynyt ja maa murtuu. (RIL 157-2 1990, 156; RIL 207-1998, 112.) Raja-arvoja määritettäessä otetaan huomioon suhteellinen siirtymä murtotilassa ja sitä vastaava murtopinnan muoto (RIL 207-2009, 162).

Lepopaineen määrittäminen ei perustu murtotilaan, sillä se edellyttää maan ja rakenteen liikkumattomuutta (Rantamäki ym. 2008, 234). Lepopaineelle määritetään maanpaineen kuormittamat jäykät siirtymättömät rakenteet. Tällaisia ovat jäykistetyt betonirakenteet, kuten kellarin seinät ja kallioon kiinnitetyt rakenteet. (Rantamäki ym. 2008, 246.)

Maanvarainen tukimuuri on tyypillinen jäykkä rakenne, jolle oletetaan pieni siirtymä maanpaineen vaikutussuunnassa. Tällöin on edellytykset aktiivipaineen muodostumiselle. (Rantamäki ym. 2008, 246.) Myös taipuvaa siirtyvää rakennetta, kuten teräsponsittiseinää vasten kehittyy aktiivipaine (RIL 157-2 1990, 151-152).

Passiivipaineen edellyttämiä siirtymiä ei jäykissä rakenteissa yleensä sallita (Rantamäki ym. 2008, 246). Käytännössä passiivipaine voi kohdistua vain esimerkiksi sponsittiseinille ja ankkurilaatoille, joille suuret siirtymät voidaan sallia (mts. 233). Passiivipaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä on noin kymmenkertainen aktiivipaineeseen verrattuna (RIL 157-2 1990, 155).

Passiivipainetta ei käsitellä tässä opinnäytetyössä.

Maanpaineen laskentaan tarvittavat maaparametrit määritetään pohjatutkimusten avulla maakerroksittain, tai muulla tavalla hankittujen luotettavien tietojen perusteella (RIL 121-2004, 104).

### 3.1 Lepopaine

Maanpaine tulee laskea lepopainetilasta silloin, kun tukiseinä ei liiku maapohjan suhteen. Lepotilan määrittämisessä on otettava huomioon maan jännityshistoria. (SFS-EN 1997-1, 99.) Myös pitkäaikaisessa tilanteessa koheesiomaassa lasketaan maanpaine lepopaineena (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 61).

Lepopaineen laskentaan käytetään suunnitelmien mukaisia tausta- tai ympärystätön leikkauskestävyyskulman ja tilavuuspainon ominaisarvoja. Niiden tulee vastata maarakenteelle asetettuja tiiveysvaatimuksia. (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 31.)

Tukimuurin siirtymän ollessa pienempi kuin  $5 \times 10^{-4} \times h$ , jossa  $h$  on seinän korkeus, jolle maanpaine kohdistuu, oletetaan tukimuurin takana olevan täytön olevan normaalikonsolidoitunutta (SFS-EN 1997-1:2014, 99).

Lepopaineen määrittämiseen tarvittavat kaavat ovat kokeellisia tai johdettu kimmoteorian pohjalta (Rantamäki ym. 2008, 235).

### 3.1.1 Lepopaine Eurokoodissa

Ruotsalan (2011, 31) mukaan Bond & Harris (2008) määrittelevät lepopaineen laskentakaavaksi Eurokoodin mukaan

$$\sigma_h = K_0 \left( \int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u$$

missä

$\sigma_h$  vaakasuuntainen kokonaisjännitys kohtisuoraa seinää vastaan

$\gamma$  maan tilavuuspaino

$z$  syvyys maanpinnasta

$q$  pystysuuntainen pintakuorma

$u$  huokosvedenpaine

$K_0$  lepopainekerroin

Lepopaine kertoimen ( $K_0$ ) määrittäminen riippuu tuetun maan pinnan kaltevuudesta (SFS-EN 1997-1:2014, 99).

Kun maanpinta on vaakasuuntainen, lepopaine kerroin ( $K_0$ ) määritetään kaavasta

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times \sqrt{OCR}$$

missä

$\varphi'$  tehokas leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)

$OCR$  ylikonsolidoitumissuhde ( $\sigma'_{v,max}/\sigma'_v$ )

Kaavaa ei tule käyttää ylikonsolidoitumissuhteen,  $OCR$ , ollessa erittäin suuri.

RIL 156:n (1995, 69) mukaan edellä mainitun suhteen ollessa suurempi kuin 10, maakerroksen konsolidaatiotila on voimakkaasti ylikonsolidoitunut. Ylikonsolidoitunutta maata voi Suomessa olla esimerkiksi pohjamoreeni jääkauden vaikutuksesta (Jääskeläinen 2014, 126). Tavallisesti ylikonsolidoitumissuhde  $OCR = 1$ . Silloin maa on konsolidoitunut täysin omasta painostaan, eikä siihen ole kohdistunut voimia, jotka aiheuttavat konsolidaatiota. (RIL 157-1 1985, 110.)

Kun maanpinta viettää ylöspäin seinästä kulmassa  $\beta \leq \varphi'$  suhteessa vaakatasoon, voidaan tehokkaan maanpaineen vaakasuuntainen komponentti  $\sigma'_{h,0}$  johtaa kuormittavan maakerroksen aiheuttamasta pystysuorasta tehokkaasta paineesta  $q'$  kertoimella  $K_{0;\beta}$ , missä

$$K_{0;\beta} = K_0 \times (1 + \sin \beta)$$

Tällöin resultanttivoiman suunnan voidaan olettaa olevan maanpinnan suuntainen. (SFS-EN 1997-1:2014, 99.)

Laskelmissa maanpinnan kaltevuus voi olla maksimissaan tehokkaan leikkauskestävyysskulman suuruinen (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 61).

### 3.1.2 Lepopaineen resultantti

RIL 207:n (2009, 204-206) esimerkin mukaan lepopaineen resultantti voidaan laskea seuraavasti:

$$E_{0,g} = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2$$

missä

$K_0$  lepopainekerroin



|          |                     |
|----------|---------------------|
| $\gamma$ | maan tilavuuspaino  |
| $h$      | syvyys maanpinnasta |

Maanpainekuvio oletetaan kolmion muotoiseksi ja resultantin sijainti on  $h/3$  etäisyydellä kolmion alareunasta (RIL 207-2009, 204).

Tasaisen pintakuorman aiheuttama maanpaineen resultantti voidaan RIL 207:n (2009, 204-206) esimerkin mukaan laskea seuraavasti:

$$E_{0,q} = K_0 q h$$

missä

|       |                      |
|-------|----------------------|
| $K_0$ | lepopainekerroin     |
| $q$   | tasainen pintakuorma |
| $h$   | syvyys maanpinnasta  |

Tasaisen pintakuorman aiheuttaman maanpaineen painekuvio oletetaan suorakulmion muotoiseksi ja resultantin sijainti on suorakulmion keskellä (RIL 207-2009, 204).

### 3.1.3 Lepopaine lujuusopillisesti

Lepopaine voidaan määritellä myös lujuusopillisesti. Tällöin lepopaine ( $p_0$ ) on se kosketuspaine, jolla maa-aineksen hiukkasten keskinäinen asema pysyy muuttumattomana. Teoriassa tällainen tilanne kehittyy ajan myötä siirtymättömiin rakenteisiin. Lepopaine voidaan määritellä yleistettyä Hooken lakia soveltamalla (RIL 166 1986, 433-435).

Kimmenteoriaan perustuva maan vaakasuuntaisen lepopaineen kaava on johdettu yleistetystä Hooken laista. Maan vaakasuuntainen lepopaine pystysuoraa seinää vasten voidaan laskea seuraavasti (RIL 166 1986, 435):

$$p_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma'_{vo} = K_0 \sigma'_{vo}$$

missä

|                |                             |
|----------------|-----------------------------|
| $\nu$          | Poissonin luku              |
| $K_0$          | lepopaine kerroin           |
| $\sigma'_{vo}$ | tehokas vallitseva jännitys |

Hooken laista saatavan lepopaine kertoimen ( $K_0$ ) määrittystä hankaloittaa se, että yleensä Poissonin lukua ei tunneta riittävän tarkasti (RIL 157-1 1985, 244).

RIL 166:n (1986, 435) mukaan kaltevaan seinään kohdistuva lepopaine voidaan määrittää lujuusoppia soveltaen kaavasta

$$p_\alpha = p_0 \cos^2 \alpha$$

missä

|            |   |
|------------|---|
| $p_0$      | lepopaine                                 |
| $p_\alpha$ | lepopaine vinoa pintaa vasten             |
| $\alpha$   | vinon seinäpinnan kaltevuus pystysuorasta |

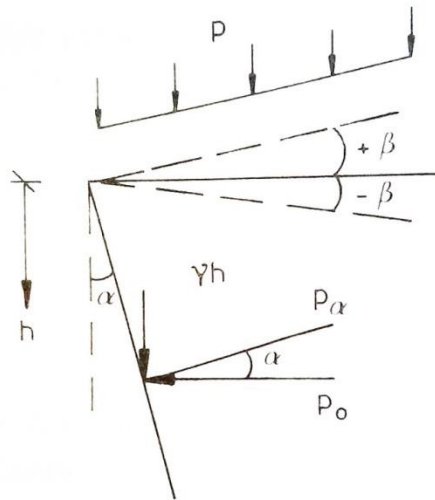
Rakenteen mitoituksessa on huomioitava, että paine muodostuu lepopaineen lisäksi maan painosta. Tällöin maanpainetta lasketaan RIL 181:n (1989, 45) mukaan kaavasta

$$p_\alpha = p_0 \cos^2 \alpha + \gamma h \sin^2 \alpha$$

missä

$p_0$  pystysuoran seinän lepopaine

$\alpha$  seinän kaltevuuskulma



Kuvio 3 Kaltevaa seinää kuormittava lepopaine (RIL 181-1989, 46).

### 3.2 Aktiivipaine

Tukirakenteseen aiheutuva maanpaine pienenee tukirakenteen siirtyessä poispäin maamassasta, kunnes maan leikkauslujuus sen vaarallisimmassa liukupinnassa on täysin kehittynyt. Sitä vastaavaa maanpaine on lajiltaan aktiivipaine ( $p_a$ ). Aktiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä on riippuvainen maalajista. (RIL 157-2, 155.) Tarvittavat siirtymät on esitetty liitteessä 2.

Jos jäykkä rakenne pääsee siirtymään maanpaineen kuormittamana maanpaineen suunnassa, on olemassa edellytykset aktiivisen maanpaineen muodostumiselle. Maanvaraiselle tukimuurille oletetaan yleensä pieni vaakasiirtymä, jolloin aktiivipaine voi kehittyä (Jääskeläinen 2005, 156; Rantamäki, ym. 2008, 246). Myös taipuvaa siirtyvää rakennetta, kuten teräsponsittiseinää vasten kehittyy aktiivipaine (RIL 157-2 1990, 151-152).

RIL 207 (2009, 162) suosittelee maanpaineen raja-arvot määritettäväksi Eurokoodi 7:n liitteen C mukaisella nomogrammimenetelmällä tai analyttisellä menetelmällä.

Nomogrammimenetelmää käytetään vain pystysuorille seinille. Analyttinen menetelmä soveltuu myös kalteville seinille. (Ruotsala 2011, 34.) Klassinen menetelmä sopii kaikille tukiseinille ja Rankine'n menetelmä pystysuorille tukiseinille.

Seinän ja maan välinen kitka pienentää aktiivipainetta karkearakeisissa maissa (RIL 181-1989, 48). RIL 207:n (2009, 160) mukaan seinän leikkauskestävyysskulman (seinäkitkakulman) mitoitusarvo ( $\delta_d$ ) voidaan määrittää seuraavasti:

$$\delta_d = k\varphi_{cv;d}$$

missä

$\delta_d$  seinän leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo

$k$  seinämateriaalista riippuva kerroin, sora- ja hiekkamaita tukevalle esivaletulle betonille  $\leq 2/3$ , maata vasten valetulle betonille 1

$\varphi_{cv;d}$  maan kriittisen tilan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

Jos seinän leikkauskestävyysskulma on yhtä suuri kuin maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma) eli  $k = 1$ , maakiilla ei liu'u seinän rajapintaa pitkin. Liukupinta kulkee tällöin maan sisässä. (RIL 181-1989, 48.)

Jos seinä pinnoitetaan, niin Bond & Harris'n (2008) mukaan seinän leikkauskestävyysskulmalle ( $\delta_d$ ) annetaan pienempiä arvoja tai se jätetään kokonaan huomioimatta (Ruotsala 2011, 28).

Seinän aiheuttaman kitkan takia todellinen liukupinta kaareutuu sen alareunan lähellä. Aktiivipaineella kaareutumisen merkitys on kuitenkin pieni. (RIL 157-2 1990, 162.)

### 3.2.1 Nomogrammimenetelmä

SFS-EN 1997-1:n (2014, 136) liitteen C mukaan maan tilavuuspainon ( $\gamma$ ), tasaisen pintakuorman ( $q$ ), maan leikkausvastuskulman ( $\phi$ ) ja koheesion ( $c$ ) aiheuttaman maan aktiivipaineen rajatila pystysuoraa seinää vastaan voidaan määrittää seuraavasti:

$$\sigma_a(z) = K_a \left[ \int \gamma_{dz} + q - u \right] + u - cK_{ac}$$

jossa integrointi maanpinnasta syvyyteen  $z$

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left( 1 + \frac{a}{c} \right)} \leq 2,56 \sqrt{K_a}$$

missä

|               |  |
|---------------|--|
| $a$           | adheesio maan ja seinän välissä                                      |
| $c$           | maan koheesio  |
| $K_a$         | vaakasuuntaisen tehokkaan aktiivisen maanpaineen kerroin             |
| $q$           | pystysuuntainen pintakuorma  |
| $u$           | huokosvedenpaine   |
| $z$           | syvyys maanpinnasta  |
| $\delta$      | leikkauskestävyyskulma maapohjan ja seinän välissä (seinäkitkakulma) |
| $\gamma$      | tuetun maan kokonaistilavuuspaino                                    |
| $\sigma_a(z)$ | kokonaisjännitys kohtisuoraan seinää vastaan syvyydellä $z$          |

Tehokkaat aktiivisen maanpaineen kertoimet ( $K_a$ ) voidaan määrittää liitteen 1 nomogrammeista (SFS-EN 1997-1 Liite C:2014, 136).

Jos tuettu maanpinta on vaakasuora, käytetään liitteen 1 kuvan 1 nomogrammia tehokkaan aktiivisen maanpaine kertoimen ( $K_a$ ) määrittämiseen. Jos maanpinta viettää

ylöspäin kulmassa  $\beta$ , käytetään joko kuvan 2, 3 tai 4 nomogrammeja riippuen seinän ja maan leikkauskestävyyskulman suhteesta  $\delta/\varphi'$ . (Ruotsala 2011, 29).

Jos

$\delta/\varphi' = 0$ , käytetään liitteen 1 kuvan 2 nomogrammia.

$\delta/\varphi' = 0,66$ , käytetään liitteen 1 kuvan 3 nomogrammia.

$\delta/\varphi' = 1,0$ , käytetään liitteen 1 kuvan 4 nomogrammia.

### 3.2.2 Analyttinen menetelmä

Aktiivinen maanpainekerroin voidaan vaihtoehtoisesti määrittää myös Eurokoodi 7 liitteen C.2 analyttisellä menetelmällä (SFS-EN 1997-1 Liite C:2014, 137). Menetelmä sisältää tiettyjä varmuuskerroin puolella olevia yleistyksiä ja sitä voidaan käyttää kaikissa tapauksissa (mts. 145).

Ruotsalan (2011, 32) mukaan Bond & Harris'n (2008) "Decoding Eurocodes" soveltamisohjeen avulla analyttistä menetelmää soveltamalla tehokas aktiivinen maanpaine voidaan laskea seuraavasti:

$$\sigma'_a = K_{ay} \left( \int_0^z \gamma dz - u \right) + K_{aq}q - K_{ac}c$$

missä

|          |                             |
|----------|-----------------------------|
| $\gamma$ | maan tilavuuspaino          |
| $z$      | syvyys maanpinnasta         |
| $u$      | huokosvedenpaine            |
| $c$      | koheesio                    |
| $q$      | pystysuuntainen pintakuorma |

ja

$$K_{ay} = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta)$$

$$K_{aq} = K_n \cos^2 \beta = K_{ay} \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \theta)}$$

$$K_{ac} = (K_n - 1) \cot \varphi = \left( \frac{1}{\cos \beta \cos(\beta - \theta)} K_{ay} - 1 \right) \cot \varphi$$

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} e^{2(m_t + \beta - m_w - \theta) \tan \varphi}$$

$$2m_t = \cos^{-1} \left( \frac{-\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \varphi - \beta$$

$$2m_w = \cos^{-1} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) - \varphi - \delta$$

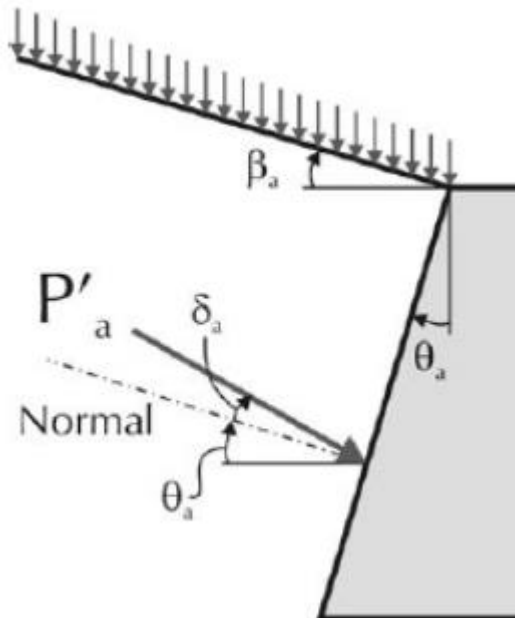
missä

$\varphi$  maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)

$\delta$  seinän leikkauskestävyysskulma (seinäkitkakulma)

$\beta$  tuetun maan pinnan kaltevuus

$\theta$  seinän kaltevuuskulma pystysuorasta



Kuvio 4 Kulmien selitykset analyyttisessä menetelmässä Bond & Harris'n (2008) mukaan (Ruotsala 2011, 32).

### 3.2.3 Klassinen menetelmä

Klassinen menetelmä pohjautuu Coulombin maanpaineteoriaan. Menetelmä perustuu tasoliukupintojen tarkasteluun. Siinä oletetaan, että murtotila vallitsee ainoastaan määräytyissä tasoliukupinnoissa ja muut maamassan osat ovat kimmoisessa tilassa. (RIL 157-2 1990, 162.) Liukupinnan yläpuolisen maan oletetaan liukuvan jäykänä kappaleena (Ruotsala 2011, 19). Teoriassa tukirakenne siirtyy säilyttäen suuntansa tai kiertyy alareunansa ympäri (RIL 121-2004, 104).

Liukupinnoiksi voidaan valita useita muotoja, muun muassa logaritminen spiraalipinta ja ympyrälieriö, mutta tavallisesti valitaan tasopinta. Tulokset eivät poikkea mainittavasti eri muotoisilla liukupinnoilla. (Rantamäki ym. 2008, 237.) Maanpaineen raja-arvot voivat kuitenkin poiketa merkittävästi suorien ja kaarevien murtopintojen välillä, jos maan leikkauskestävyyskulma (kitkakulma) ja seinän leikkauskestävyyskulma (seinäkitkakulma) ovat suuria, ja siten tulokset voivat olla epävarmoja (RIL 207-2009, 162).



Coulombin menetelmä antaa sellaisenaan käytettynä vain maanpaineen resultantin suuruuden. Se ei kerro resultantin sijaintia, eikä paineen jakautumista. (RIL 157-2 1990, 164.) Resultantin paikka voidaan määrittää arvioimalla painekuvion muoto, esimerkiksi analyyttisen menetelmän perusteella. Kolmion muotoisella painekuviolla resultantin sijainti on kolmanneskorkeuden päässä kolmion alareunasta. (Jääskeläinen 2014, 189.)

RIL 181:n (1989, 47) mukaan aktiivinen maanpaine ( $p_a$ ) voidaan laskea Coulombin klassisen maanpaineteorian mukaisella menetelmällä seuraavasti:

$$p_a = (\gamma h + p)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

missä

|          |                              |
|----------|------------------------------|
| $\gamma$ | maan tilavuuspaino           |
| $h$      | syvyys maanpinnasta          |
| $p$      | tasainen pintakuorma         |
| $K_a$    | aktiivinen maanpaine kerroin |
| $c$      | maan koheesio                |

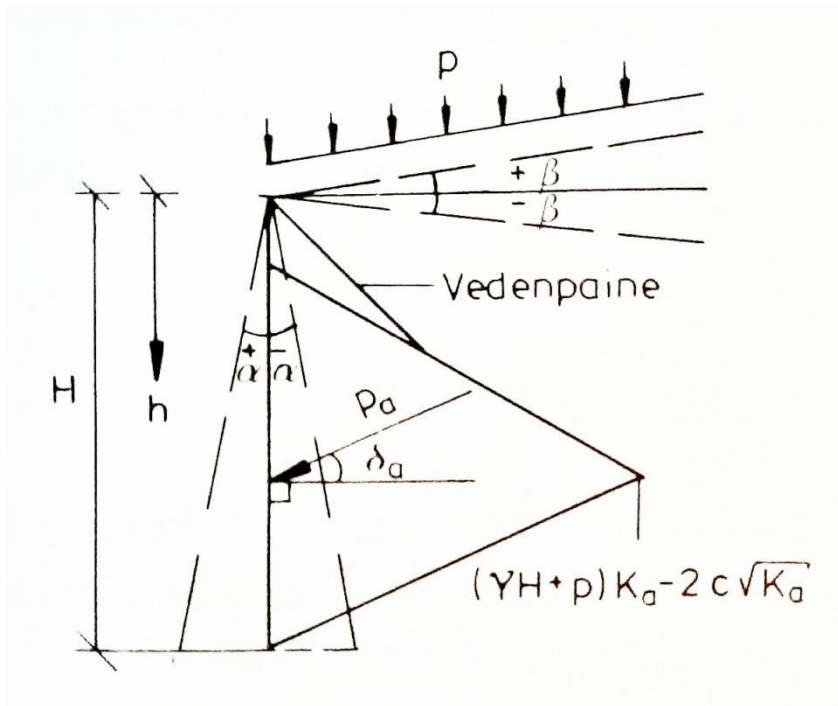
Aktiivinen maanpaine kerroin lasketaan kaavasta

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

missä

|           |   |
|-----------|---|
| $\varphi$ | maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma) |
| $\alpha$  | tukiseinän kaltevuus                      |
| $\beta$   | tuettavan maan pinnan kaltevuus           |

$\delta$  seinän leikkauskestävyysskulma (seinäkitkakulma)



Kuvio 5 Kulmien selitykset aktiivipainetta laskettaessa klassisella menetelmällä (RIL 181-1989, 47).

Ruotsalan (2011, 37-38) selvitysten mukaan analyyttisen menetelmän ja klassisen menetelmän mukaan määritetyillä maanpainekerroimilla ero on hyvin pieni, kun seinä on pystysuora ja maanpinta vaakasuora ja seinäkitkakerroin  $k = 2/3$ . Passiivipaineen määrittämisessä erot ovat merkittäviä maan leikkauskestävyysskulman ollessa suuri.

Erikoistapauksissa, jos seinä on pystysuora ja maanpinta vaakasuora, voidaan RIL 157-2:n (1990, 169) mukaan maanpaine määrittää kitkamaissa Coulombin teorian mukaan seuraavasti:

$$p_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

missä

$K_a$  aktiivinen maanpainekerroin

|          |                     |
|----------|---------------------|
| $\gamma$ | maan tilavuuspaino  |
| $H$      | syvyys maanpinnasta |

Aktiivinen maanpainekerroin lasketaan kaavasta

$$K_a = \frac{1}{\cos \delta} \left[ \frac{1}{\left( \frac{1}{\cos \varphi} \right) + \sqrt{\tan^2 \varphi + \tan \varphi \times \tan \delta}} \right]^2$$

missä

|           |  |
|-----------|--|
| $\delta$  | seinän leikkauskestävyysskulma (seinäkitkakulma) |
| $\varphi$ | maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)        |

Coulombin menetelmää voidaan soveltaa myös graafisesti. Graafisilla menetelmillä, jotka ovat liukupintamenetelmiä, voidaan huomioida maanpinnan vaihteleva muoto ja epätasaisesti jakautuneet kuormat maanpinnalla. Niissä oletetaan murtopinnan sijaitsevan vain yhdessä vaarallisimmassa tasossa, ja maakiila pyrkii painumaan alas-päin. Menetelmässä haetaan kokeilemalla vaarallisin liukupinta ja sitä vastaava maanpaine. (Jääskeläinen 2014, 183-184; Rantamäki ym. 2008, 235-239.)

Graafista menetelmää ei käsitellä tässä opinnäytetyössä.

### 3.2.4 Rankine'n menetelmä

Rankine'n teoria perustuu plastisuusteoriaan. Siinä tarkastellaan täysin plastisessa tilassa olevien vyöhykkeiden jännityksiä. Murtotilan oletetaan vallitsevan jokaisessa pisteessä määrättyllä alueella tai määrättyssä liukuvyöhykkeessä. Teoria ei huomioi murtovyöhykkeen ulkopuolella vallitsevia jännityksiä, ja seinän ja maan välillä ei oleteta olevan kitkaa. Plastisuusteorian kaavat pätevät ainoastaan seinän ollessa täysin sileä, eli kun seinän leikkauskestävyysskulma (seinäkitkakulma)  $\delta = 0$ . Teoriassa ei siis

suoraan tutkita tukirakenteeseen kohdistuvaa maanpainetta, vaan maan sisäisiä jännityksiä. (RIL 157-2 1990, 164-165.)

Jos tukiseinä on pystysuora ja sileä, tuetun maan pinta vaakasuora ja pintakuorma tasainen, soveltuu Rankine'n menetelmä hyvin maanpaineen laskemiseen. Tässä tapauksessa myös Coulombin teorian mukaan laskettu maanpaine on yhtä suuri. Se eroaa Coulombin laskentamenetelmästä aktiivisen maanpaine kertoimen ( $K_a$ ) määrittämisen osalta. (Jääskeläinen 2014, 175-176; RIL 157-2 1990, 163.)

Aktiivinen maanpaine ( $p_a$ ) kitkamaassa määritetään Jääskeläisen (2014, 176) mukaan kaavalla

$$p_a = K_a(\gamma z + q)$$

missä

$K_a$  aktiivinen maanpaine kerroin

$\gamma$  maan tilavuuspaino

$z$  seinän korkeus

$q$  pintakuorma

Aktiivinen maanpaine kerroin lasketaan kaavasta

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

missä

$\varphi$  maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)

Jääskeläisen (2014, 176) mukaan, jos maanpaine voidaan laskea sekä Coulombin että Rankine'n menetelmillä, on tarkastettava molempien laskelmien yhtäpitävyys.

### 3.3 Tiivistyksen vaikutus

Taustatäytön tiivistämisestä aiheutuva lisäpaine ja tiivistysmenetelmä tulee ottaa huomioon tukimuurin takana vaikuttavien maanpaineiden määrittämisessä. Tiivistysmenetelmät määritellään, jotta vältytään liiallisilta lisäpaineilta, jotka saattavat aiheuttaa hyväksymättömän suuria siirtymiä. (SFS-EN 1997-1:2014, 99-100.)

Lisäpaineen suuruus riippuu tiivistysenergiasta, kerrospaksuudesta ja tiivistyskoneen kulkureitistä. Valmiissa taustatäytössä lisäpaine kohdistuu tavallisesti vain seinän yläosaan. (SFS-EN 1997-1:2014, 99-100.)

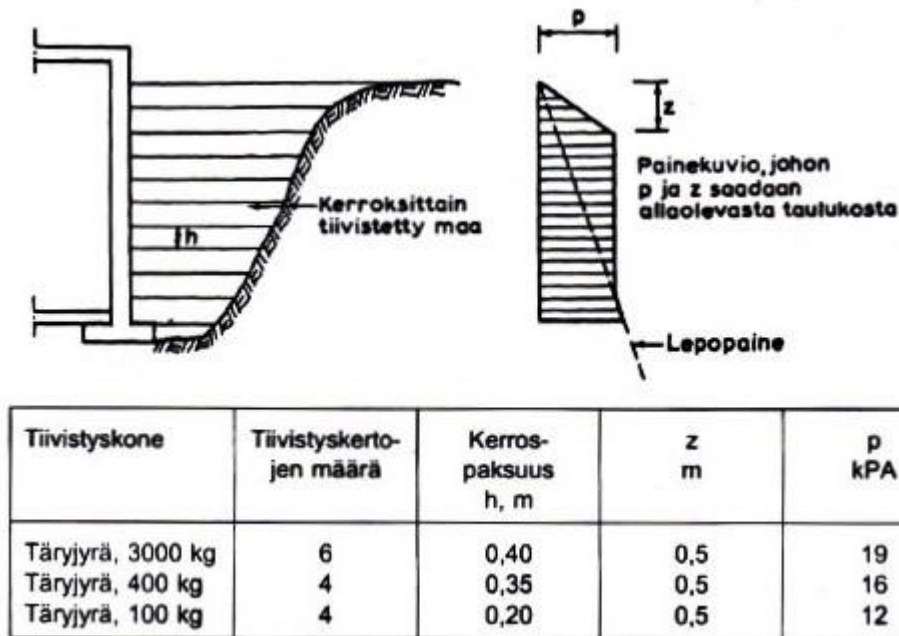
Siirtymättömän tukiseinän taakse tehtävä tiivistetty täyttö aiheuttaa pysyvää maanpainetta (RIL 121-2004, 108).

Tukirakenteen liikkuvuudella ei ole vaikutusta tiivistyksen aiheuttamaan maanpaineeseen. Tiivistyksestä aiheutuva maanpaineen vaikutus on aina vaakasuora. Tiivistettävän alueen leveydellä ei ole merkitystä syntyvän aiheutuvan maanpaineen suuruuteen. Tiivistyksestä ei voi aiheutua passiivipainetta suurempaa maanpainetta. (RIL 181-1989, 59.)

Pohjarakennusohjeiden taulukossa esitetystä tiivistyksen jälkeisestä painekuviosta selviää, että lepopaineen ylittävä osa on suurimmillaan hieman maanpinnan alapuolella (Jääskeläinen 2004, 191). Tiivistyksestä ja maan omasta painosta aiheutuvien maanpaineiden leikkauskohdan alapuolella vaikuttaa tukirakenteen liikkuvuudesta tai liikkumattomuudesta riippuen joko aktiivi- tai lepopaine (RIL 181-1989, 59).

Tiivistämättömän kitkamaan aiheuttama maanpaine voidaan lepopaineen sijasta laskea vain 10% korotettuna aktiivisena maanpaineena siirtymättömillä rakenteilla. (Rantamäki ym. 2008, 246.)

Kitkamaalla tiivistyksen aiheuttama maanpaine mitoitetaan kokemukseräisesti kuvion 6 mukaisesti. Mahdollinen värinän vaikutus tulee myös huomioida. (Rantamäki ym. 2008, 246.)



Kuvio 6 Tiivistyksen maahan aiheuttama paine (RIL 121-2004, 108).

Tärinän vaikutus tulee huomioida silloin, jos maa on alttiina voimakkaalle tärinälle johtuen esimerkiksi liikenteestä, louhinnasta, paalutuksesta tai muusta vastaavasta. Vaikutus huomioidaan korottamalla aktiivipainetta vähintään 25%, jos tarkempia laskentamenetelmiä ei ole käytettävissä. (Rantamäki ym. 2008, 253.)

## 4 Kuormat

SFS-EN 1990:n (2006, 32) mukaan kuormilla ( $F$ ) tarkoitetaan rakenteeseen vaikuttavien voimien yhdistelmää tai lämpötilan tai kosteuden vaihteluista, epätasaisista painumista tai maanjäristyksestä johtuvia rakenteeseen syntyviä pakkomuodonmuutoksia, pakkosiirtymiä tai kiihtyvyytilaa.

Kuormien vaikutuksella ( $E$ ) tarkoitetaan esimerkiksi poikkileikkauksessa vaikuttavien voimien vaikutusta rakenteeseen tai vaikutusta koko rakenteeseen (mts. 32).

Mitoitusarvojen määrittämisessä otetaan huomioon maanpinnalla tai tuetun maanpinnan lähellä olevat lisäkuormitukset, kuten rakennukset, liikkuvat tai pysäköidyt ajoneuvot tai nosturit, varastoitu materiaali, kontit ja tavarat jne (RIL 207-2009, 155).

SFS-EN 1990:n (2006, 58) mukaan kuormat luokitellaan niiden aikariippuvuuden mukaan pysyviin ja muuttuviin kuormiin sekä onnettomuuskuormiin.

#### 4.1 Pysyvät kuormat

Pysyväksi kuormaksi ( $G$ ) luetaan kuormat, joiden vaikutus kestää todennäköisesti koko tarkastelujakson ajan. Niiden suuruuden vaihtelut ovat merkityksettömiä tai muutos tapahtuu aina samaan suuntaan niille annettuihin raja-arvoihin asti. (RIL 201-1-2011, 21.)

Pysyviä kuormia ovat esimerkiksi rakenteiden ja kiinteiden laitteiden oma paino, pohjalaatan päällä olevan maan paino ja tiepäällysteiden paino sekä kutistumisesta ja epätasaisista painumista johtuvat välilliset kuormat. Täyttömaan mahdollinen siirtyminen on otettava huomioon mitoituksessa. (SFS-EN 1990:2006, 58; SFS-EN 1991-1-1:2002, 18).

Taustatäyttömateriaalin tilavuuspainon mitoitusarvo tulee arvioida siitä olevien tietojen perusteella. Geoteknisessä suunnitteluraportissa tulee eritellä tehtävät tarkastukset, joiden avulla varmistetaan, ettei rakentamisen aikana todelliset arvot ole oletettuja epäedullisempia. (RIL 207-2009, 155.)

Tilavuuspainoja on esitetty Eurokoodi 1:n liitteessä A.

## 4.2 Muuttuvat kuormat

Muuttuviksi kuormiksi ( $Q$ ) luetaan kuormat, joiden suuruus vaihtelee tarkasteltavana ajanjaksona. Hyötykuormat pääsääntöisesti oletetaan muuttuviksi liikkuviksi kuormiksi. Liikkuva kuorma on kuorma, jonka jakautumisessa rakenteelle saattaa olla vaihtelua. (RIL 201-1-2011, 21.)

Tällaisia kuormia ovat esimerkiksi liikennekuormat, kasauksesta ja varastoinnista aiheutuvat kuormat ja työkoneista aiheutuvat kuormat.

## 4.3 Onnettomuuskuormat

Onnettomuuskuorma ( $A$ ) on tavallisesti lyhytkestoinen, tulipalosta, räjähdyksestä tai törmäyksestä aiheutuva kuorma, jota ei pidetä todennäköisenä rakenteen suunnitellun käyttöiän aikana (RIL 201-1-2011, 20). Onnettomuustilanteessa kaikkien kuormien ja kuormien vaikutusten osavarmuuslukujen arvot ovat 1,0. Kestävyyksien osavarmuusluvut valitaan erityisolosuhteiden mukaisesti. (SFS-EN 1997-1:2014, 30.)

### **Törmäyskuormat**

Tässä opinnäytetyössä käsitellään ajoneuvon törmäyksestä aiheutuva onnettomuuskuorma. Törmäyksestä aiheutuvia voimia rakenteelle voidaan arvioida seuraavilla tavoilla:

RIL 201-2:n (2011, 159-160) liitteessä 37 on esitetty kansalliset törmäysvoimat tukena toimiviin alusrakenteisiin. Törmäyksen aiheuttamien ohjeellisten ekvivalenttien staattisten kuomien mitoitusarvoja on esitetty taulukossa 1. Taulukon arvot koskevat vain alueita, joihin ajoneuvojen pääsyä ei ole estetty.



SFS-EN 1991-1-7 (2014, 32) suosittelee kuorma-auton törmäyskuorman ( $F$ ) vaikutuskorkeudeksi  $h = 0,5 \dots 1,5$  m. Vaikutusalueeksi suositellaan  $a = 0,5$  m  $\times$  1,5 m tai rakenneosan leveys sen ollessa pienempi. Henkilö- ja pakettiautoille suositellaan arvoja  $h = 0,5$  m ja  $a = 0,25$  m  $\times$  1,5 m.

Taulukko 1 Ajoväylän vieressä olevia rakenteita tukeviin rakenneseisiin törmäyskuormia talorakenteille (RIL 201-2-2011, 160).

| Liikenteen luokka   | Kuorma $F_{dx}$ <sup>a</sup> [kN] | Kuorma $F_{dy}$ <sup>a</sup> [kN] |
|---|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Moottoritiet sekä valta- ja kantatiet                       | 1 000                             | 500                               |
| Maantiet  | 750                               | 375                               |
| Taajamien tiet ja kadut                                     | 500                               | 250                               |
| Pihat ja autotallit, joihin:                                |                                   |                                   |
| – henkilö- ja pakettiautot pääsevät kulkemaan <sup>b</sup>  | 25                                | 25                                |
| – kuorma-autot <sup>c</sup> pääsevät kulkemaan <sup>b</sup> | 75                                | 75                                |

<sup>a</sup>  $x$  = normaali liikenteen suunta,  $y$  = normaalin liikenteen suuntaa vastaan kohtisuoraan.

<sup>b</sup> Jos piha-alueen ajoneuvoliikenteelle tarkoitettun osan reunan ja rakenteen vaakasuora välimatka on vähintään 2,0 m, ei rakennetta tarvitse mitoittaa ajoneuvon törmäyskuormalle.

<sup>c</sup> Termi "kuorma-auto" tarkoittaa ajoneuvoja, joiden suurin bruttopaino on yli 3,5 tonnia.

RIL 201-1:n (2011, 78) liitteessä B on esitetty törmäyskuormien määrittäminen ajoneuvojen pysäköintitilojen suojakaiteille ja seinämille Suomessa. Ajoneuvon törmäyksen kestävä kaide tai seinämä tulee mitoittaan kestävänsä vaakasuuntainen ominaiskuorma ( $F$ ), joka määritetään seuraavasti:

$$F = 0,5mv^2/(\delta_c + \delta_b) \quad (\text{N})$$

missä

$m$  ajoneuvon kokonaismassa (kg)

$v$  kohtisuora ajoneuvon nopeus kaidetta vastaan (m/s)

$\delta_c$  ajoneuvoon syntyvän painuman syvyys (m)

$\delta_b$  kaiteeseen syntyvän taipuman syvyys (m)

Voima lasketaan jakautuneeksi tasaisesti sen mille tahansa 1,5 m pituudelle jokaisessa tarkastelukohdassa. Voiman suuruuden laskemisessa voidaan käyttää taulukon 2 arvoja. Voiman vaikutuskorkeus tulee huomioida.

Jos suojaseinä on jäykkä, voidaan sen taipumalle käyttää arvoa  $\delta_b = 0$  (SFS-EN 1991-1-1:2002, 68).

Taulukko 2 Ajoneuvojen törmäyskuormat pysäköintitilojen suojakaiteisiin ja suojaseinämiin (RIL 201-1-2011, 78).

|  |   |
|--|---|
| 1) Ajoneuvon kokonaismassa $\leq 2\,500$ kg  | 2) Ajoneuvon kokonaismassa $> 2\,500$ kg                        |
| $m = 1\,500$ kg  | $m =$ todellinen ajoneuvon massa                                |
| $v = 4,5$ m/s  | $v = 4,5$ m/s   |
| $\delta_c = 0,1$ m,<br>ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä  | $\delta_c = 0,1$ m,<br>ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä |
| Jäykälle suojaseinämälle käytetään ominaiskuormana arvoa $F = 150$ kN.<br><br>Kuorman vaikutuskorkeutena voidaan käyttää arvoa 375 mm lattiatason yläpuolella (puskurin korkeudella) | Kuorman vaikutuskorkeus puskurin korkeudella lattiatasosta      |

Jos rakenteen ei tarvitse kestää ajoneuvon törmäystä, voidaan käyttää ekvivalenttia staattista kuormaa, luokassa F suuruudeltaan vähintään 5 kN ja luokassa G vähintään 25 kN (RIL 201-1-2011, 78).

Taulukko 3 Liikennöinti- ja paikoitusalueiden luokat (SFS-EN 1991-1-1:2002, 40).

| Liikennöintialueiden luokat  | Erityiskäyttö  | Esimerkki  |
|--|--|--|
| F  | Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalue (kokonaispaino $\leq 30$ kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi) | autotallit;<br>paikoitusalueet, paikoitushallit  |
| G  | Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet ( $> 30$ kN, kokonaispaino $\leq 160$ kN, 2 akselilla)         | esim. sisäänkäyntiväylät;<br>jakeluvyöhykkeet; vyöhykkeet, joihin palokalusto (kokonaispaino $\leq 160$ kN) pääsee |
| HUOM. 1 Luokkaan F suunnitelluille alueille pääsyä rajoitetaan rakenteeseen sijoitettujen esteiden avulla. |  |  |
| HUOM. 2 Luokkiin F ja G suunnitelluille alueille kiinnitetään asianmukaiset varoitusmerkit.                |  |  |

#### 4.4 Ulkoiset kuormat

Pohjarakennusohjeissa on esitetty kimmoteoriaan perustuvalla menetelmällä viivakuormituksen ja keskitetyn kuormituksen aiheuttamien maanpaineiden jakautuminen. Laskentatapa on likimääräinen.

Menetelmässä kuorma  $Q$  aiheuttaa lisämaanpaineen  $\Delta P$ . Se jakautuu kuvioiden 7 ja 8 rakenteen liikkuvuuden tai liikkumattomuuden mukaisesti määräytyvälle pinta-alalle.  $\Delta P$  voidaan lisätä muihin tukirakennetta kuormittaviin maanpaineisiin (Jääskeläinen 2014, 189.)

RIL 263:n (2014, 91) mukaan pistekuormasta aiheutuva maanpaine lasketaan kaavasta

$$\Delta P = Q \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

missä

$Q$  keskitetty pistekuorma

$\varphi$  maan leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)

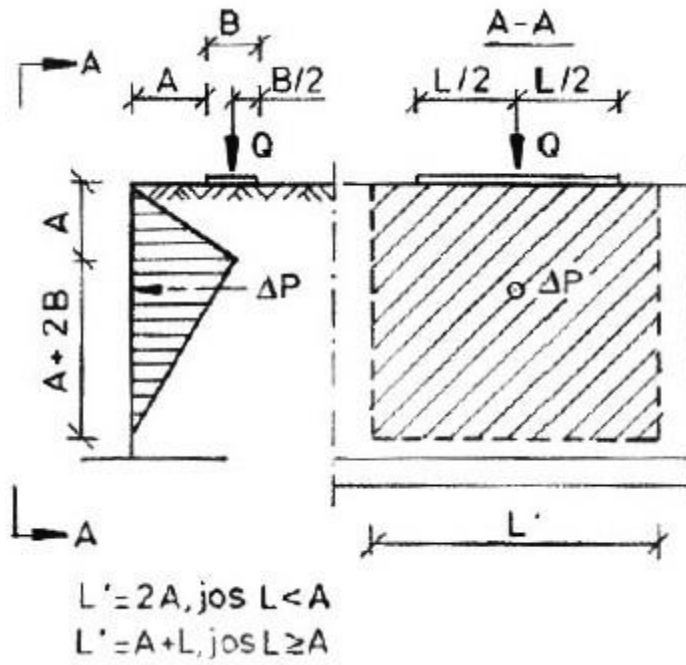
Kuorma-autojen aiheuttamia pistekuormia voidaan arvioida standardissa EN 1991-2 esitettyjen akselikuormien perusteella.

Viivakuormasta aiheutuva maanpaine lasketaan kaavasta

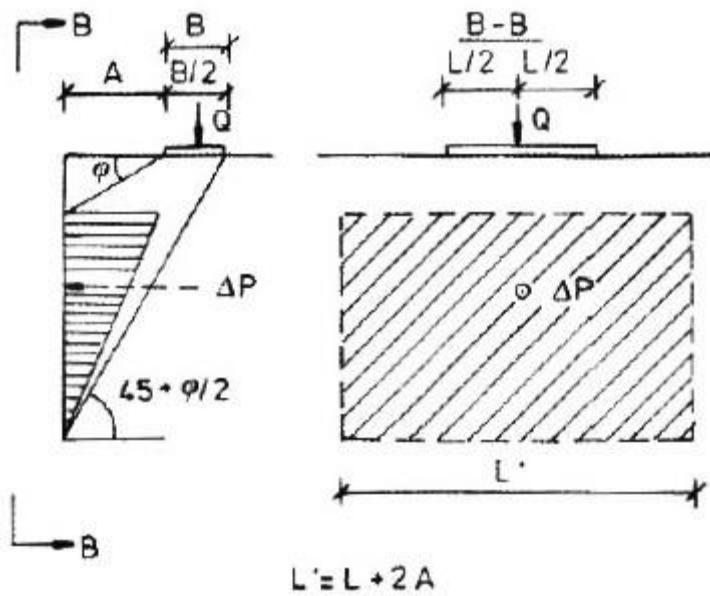
$$\Delta P = q \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

missä

$q$  viivakuorma



Kuvio 7 Maanpaineen jakautuminen siirtymätöntä rakennetta vastaan (RIL 263-2014, 92).



Kuvio 8 Maanpaineen jakautuminen siirtyvää rakennetta vastaan (RIL 263-2014, 92).

Tarkemmin ulkoisten kuormien aiheuttaman maanpaineen jakautuminen voidaan määrittää Boussinesq'n teoriaan pohjautuvilla menetelmillä.

#### 4.5 Kuormien yhdistely

RIL 207:n (2009, 49-50) mukaan tulee tarkastaa, etteivät murtorajatilat ylitä seuraavilla kuormitusyhdistelmillä:

Kokonaisstabiilitarkastelussa (EQU) käytetään mitoitustapaa 3, jonka mukainen lauseke (yht. 6.10) on

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

Muissa tarkasteluissa (STR) mitoitustavassa 2 käytetään epäedullisempaa seuraavista yhdistelmistä (yhtälöt 6.10a tai 6.10b):

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf}$$

tai

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

joissa

$G_{kj,sup}$  epäedullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

$G_{kj,inf}$  edullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

$K_{FI}$  seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin

$\psi_{0,i}$  muiden samanaikaisesti vaikuttavien kuormien ( $Q_{k,i}$ ) yhdistelykerroin

$Q_{k,1}$  määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$Q_{k,i}$  muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien ominaisarvo

Onnettomuustilanteiden kuormitusyhdistelmä on RIL 201-1:n (2011, 39) mukaan

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

missä

$A_d$  onnettomuuskuorman mitoitusarvo

Yhdistelykerroin  $\psi_{1,1}$  valitaan määrävän kuorman ( $Q_{k,1}$ ) ollessa lumi, jää- tai tuulikuorma. Muulloin valitaan kerroin  $\psi_{2,1}$ . (RIL 201-1-2011, 39.)

Taulukko 4 Yhdistelykertoimet (RIL 201-1-2011, 36).

| Kuorma   | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|--|----------|----------|----------|
| Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso EN 1991-1-1)                               |          |          |          |
| Luokka A: asuintilat   | 0,7      | 0,5      | 0,3      |
| Luokka B: toimistotilat  | 0,7      | 0,5      | 0,3      |
| Luokka C: kokoontumistilat   | 0,7      | 0,7      | 0,3      |
| Luokka D: myymälätilat   | 0,7      | 0,7      | 0,6      |
| Luokka E: varastotilat   | 1,0      | 0,9      | 0,8      |
| Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN                         | 0,7      | 0,7      | 0,6      |
| Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN | 0,7      | 0,5      | 0,3      |
| Luokka H: vesikatot  | 0        | 0        | 0        |
| Lumikuorma (katso EN 1991-1-3 <sup>*)</sup> , kun                                    |          |          |          |
| $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$  | 0,7      | 0,4      | 0,2      |
| $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$   | 0,7      | 0,5      | 0,2      |
| Jääkuorma (jään painosta johtuva <sup>**)</sup>                                      | 0,7      | 0,3      | 0        |
| Rakennusten tuulikuormat (katso EN 1991-1-4)   | 0,6      | 0,2      | 0        |
| Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso EN 1991-1-5)                  | 0,6      | 0,5      | 0        |

<sup>\*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla  $\psi_0 = 0$  luokkien A, B, F ja G yhteydessä.

Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään  $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.

<sup>\*\*)</sup> Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.

Taulukko 5 Kuormakertoimet seuraamusluokkien mukaan (RIL 201-1-2011, 37).

| Kuormakerroin $K_{FI}$ | Seuraamusluokka |
|------------------------|-----------------|
| 1,1                    | CC3             |
| 1,0                    | CC2             |
| 0,9                    | CC1             |

Seuraamusluokka CC1 tarkoittaa vähäisiä seuraamuksia ihmishenkien menetysten tai merkityksettömien tai pienten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristölle aiheutuvi-  
en vahinkojen kannalta. Luokassa CC2 seuraamukset ovat keskisuuret ja luokassa CC3  
suuret. (RIL 207-2009, 42.)

## 5 Mitoitus

Murtorajatilat liittyvät joko ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen, mutta ne voivat liittyä myös aineen ja tavaran suojaamiseen.

Tukiseinät tulisi suunnitella niin, että lähestyvä murtorajatila tulee huomatuksi. Mitoituksen tulisi suojata haurasmurtumalta, kuten äkilliseltä sortumiselta varoittamalla sitä edeltävällä muodonmuutoksella (SFS-EN 1997:2014, 96).

SFS-EN 1990:n (2006, 76-78) mukaan murtorajatilassa tulee tarkastaa, etteivät seuraavat rajatilat ylity:

- EQU jäykän rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menetys lujuuksien ollessa merkityksettömiä
- STR rakenteen tai sen osien sisäinen murtuminen tai liiallinen siirtymätila, kun materiaalin lujuus on kestävyyskannalta merkittävä
- GEO rakennuspohjan murtuminen tai liian suuri muodonmuutos maan tai kallion lujuuden ollessa kestävyyskannalta merkittävä

|     |   |
|-----|---|
| UPL | vedenpaineen aiheuttaman nosteen tai muun pystysuuntaisen kuorman aiheuttama rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menetys |
| HYD | hydraulisten gradienttien aikaansaama hydraulinen maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio maassa         |

Käyttörajatilamitoituksessa osoitetaan, etteivät maapohjan muodonmuutokset ylitä rakenteiden ja infrarakenteiden käyttörajatilaa kyseisellä maapohjalla tai sen läheisyydessä (SFS-EN 1997-1:2014, 117).

Käyttörajatilojen laskemisessa käytettävissä olevat numeeriset ja analyttiset menetelmät eivät anna luotettavia ennusteita muodonmuutoksista. Yleensä käyttörajatilien esiintyminen vältetään joko rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta tai seuraamalla liikkeitä ja määrittämällä toimenpiteitä niiden pysäyttämiseksi tai pienentämiseksi. (SFS-EN 1990:2006, 117.)

## 5.1 Mitoitustavat

Eurokoodissa 7:ssä on esitetty mitoitustavat 1...3. Suomessa käytetään mitoitustapaa 2 tukirakenteiden, antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten ja ankkureiden mitoituksessa. Mitoitustapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. Mitoitustapaa 1 ei käytetä Suomessa (RIL 207-2009, 52-53).

Eurokoodi 7:n kansallisen liitteen (2015, 3) mukaan mitoitustapaa 2 voidaan soveltaa kahdella eri tavalla. Mitoitustavassa DA2 kuormat kerrotaan osavarmuusluvuilla ennen laskemista, eli laskenta tehdään mitoitusarvoilla. Mitoitustavassa DA2\* laskelmat tehdään ominaisarvoilla. Kuormien osavarmuuslukuja käytetään vasta lopussa, kun tarkistetaan murtorajatilaehto vertaamalla mitoituskuormaa kestävyuteen.



Kaikki pysyvät kuormat oletetaan epäedullisiksi, kun käytetään mitoitusapua DA2\*. Perustusten vakavuuden varmistamiseen on kiinnitettävä erityistä huomiota. (RIL 207-2009, 52-53).

On suositeltavaa käyttää Suomessa mitoitusapua DA2\* tukirakenteiden ja infrarakenteiden antura- ja laattaperustusten mitoituksessa. Mitoitustavalla DA2 laskut ovat helpompia ja yleensä varmalla puolella. (Mts. 3.) Mitoitusapua DA2 voidaan käyttää, jos sillä ei aiheuteta merkittävää taloudellista haittaa (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 21).

Osavarmuusluvut on ryhmitelty merkinnöillä A (kuormat ja kuormien vaikutukset), M (maaparametrit) ja R (kestävyys) ja ne valitaan mitoitusavun mukaan. Mitoitusavussa 2 osoitetaan, ettei murtorajatilaa, eikä liiallista muodonmuutosta esiinny osavarmuuslukujen yhdistelmällä

$$A1''+''M1''+''R2$$

Kuormien ja niiden vaikutusten osavarmuusluvut valitaan siis sarjasta A1, maaparametrien sarjasta M1 ja kestävyden sarjasta R2.

Mitoitusavussa DA3 osoitetaan, ettei murtorajatilaa, eikä liiallista muodonmuutosta esiinny osavarmuuslukujen yhdistelmällä

$$A2''+''M2''+''R3$$

Stabiilitarkastelussa maahan kohdistuviin kuormiin, kuten liikennekuormiin, käytetään A2 sarjan osavarmuuslukuja, sillä niitä käsitellään geoteknisinä kuormina (RIL 207-2009, 53).

Osavarmuusluvut on esitetty kansallisen liitteen taulukoissa. Ne löytyvät liitteestä 3.

## 5.2 Geotekninen mitoitus

Geotekniseen mitoitukseen sisältyy staattisen tasapainon, kantokestävyyden, liukumiskestävyyden ja kokonaisstabiiliteetin osoittaminen, epäkeskisyyden rajoittaminen ja painuman määrittäminen. Staattisen tasapainon osoittaminen koskee lähinnä kallion varaan perustettuja tukimuureja, joten se on rajattu pois tästä opinnäytetyöstä. Maanvaraisilla kulmatukimuureilla kantokestävyys ylittyy puristetulta reunalta ennen kaatumista. Painuman määrittäminen on myös rajattu pois tästä opinnäytetyöstä.

### 5.2.1 Kantokestävyys

Kantokestävyyden tulee täyttää seuraava ehto kaikissa murtorajatilissa (SFS-EN 1997-1:2014, 61):

$$V_d \leq R_d$$

missä

$V_d$  kohtisuoraan perustusten pohjaan vaikuttavan pystykuorman mitoitusarvo

$R_d$  kantokestävyyden mitoitusarvo

Suomessa suositellaan kantokestävyyden laskemiseen käytettäväksi liitteen D mukaista analyttistä menetelmää.

Avoimissa olosuhteissa käytetään kitkamailla kaavaa

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

missä yksiköttömät kertoimet maapohjan leikkauskestävyyskulman (kitkakulman) ( $\varphi$ ) avulla ovat

kantokestävyydelle (vrt. taulukko 6):

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi', \quad \text{missä } \delta \geq \varphi'/2 \quad (\text{karhea pohja})$$

Taulukko 6 Kertoimet kantokestävyydelle (RIL 207-2009, 106).

| $\phi$ | $N_q$ | $N_c$ | $N_\gamma$ |
|--------|-------|-------|------------|
| 0      | 1     | 5,14  | 0,00       |
| 2,5    | 1,25  | 5,76  | 0,02       |
| 5      | 1,57  | 6,49  | 0,10       |
| 7,5    | 1,97  | 7,34  | 0,25       |
| 10     | 2,47  | 8,34  | 0,52       |
| 12,5   | 3,12  | 9,54  | 0,94       |
| 15     | 3,94  | 11,0  | 1,58       |
| 17,5   | 5,01  | 12,7  | 2,53       |
| 20     | 6,40  | 14,8  | 3,93       |
| 22,5   | 8,23  | 17,5  | 5,99       |
| 25     | 10,7  | 20,7  | 9,01       |
| 27,5   | 13,9  | 24,8  | 13,5       |
| 30     | 18,4  | 30,1  | 20,1       |
| 32,5   | 24,6  | 37,0  | 30,1       |
| 35     | 33,3  | 46,1  | 45,2       |
| 37,5   | 45,8  | 58,4  | 68,8       |
| 40     | 64,2  | 75,3  | 106        |
| 42,5   | 91,9  | 99,2  | 167        |
| 45     | 135   | 134   | 268        |

perustusten pohjan kaltevuudelle:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$$

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

perustusten muodolle:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi' \quad (\text{suorakaiteelle})$$

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

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

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

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad (\text{suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle})$$

vaakakuorman  $H$  aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

joissa

$H$ :n vaikuttaessa  $B'$ :n suunnassa

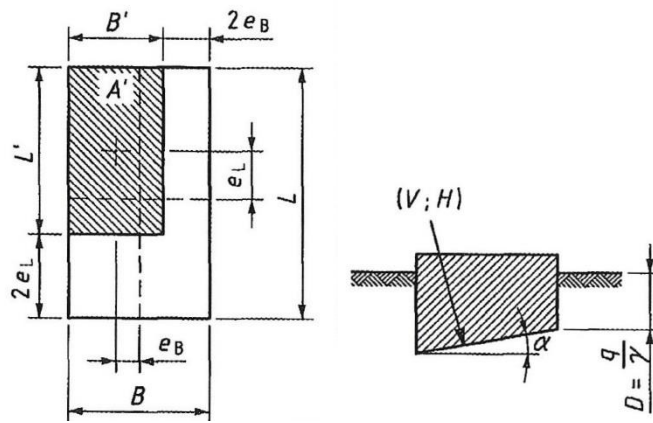
$$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$$

tai  $H$ :n vaikuttaessa  $L'$ :n suunnassa

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$$

kuorman vaakakomponentin vaikuttaessa kulmassa  $\theta$  tehokkaan pituuden  $L'$  kanssa

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$



Kuvio 9 Merkintöjen selitykset (RIL 207-2009, 106).

Mitoittavia kuormitustapauksia ovat yleensä ne, joissa on suurin pystykuorma ja sitä vastaavat vaakakuormat (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 48).

### 5.2.2 Liukumiskestävyys

SFS-EN 1997-1:n (2014, 61-62) mukaan, jos kuormitus ei ole suoraan perustusten pohjaa vastaan, tarkistetaan, etteivät perustukset pääse liukumaan pohjaa pitkin. Jottei liukumurtumaa tapahdu, tulee seuraavan mitoitus ehdon täyttyä:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

missä

$H_d$  vaakakuormien mitoitusarvo

$R_d$  liukumiskestävyuden mitoitusarvo

$R_{p;d}$  perustusten sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvan liukumista vastustavan voiman mitoitusarvo

Täytyy huomioida, että edessä oleva maa voi hävitä ihmisen toiminnan tai eroosion vaikutuksesta, jolloin tukevaa vaikutusta  $R_{p,d}$  ei huomioida.  $H_d$  sisältää kaikki maasta perustuksiin tulevat aktiiviset voimat mitoitusarvoina. (Mts. 61-62.)

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $R_d$  saadaan avoimissa olosuhteissa kohdistamalla osavarmuusluvut maapohjan ominaisuuksiin

$$R_d = V'_d \tan \delta_d$$

tai maapohjan kestävyys

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

Maata vasten valetulla betonilla voidaan mitoituskitkukulma  $\delta_d$  olettaa samansuuruisiksi kuin tehokkaan leikkauskestävyysskulman kriittisen tilan mitoitusarvo  $\varphi'_{cv,d}$  (mts. 62).

Kun määritetään  $V'_d$ , täytyy huomioida, riippuvatko  $H_d$  ja  $V'_d$  toisistaan (mts. 62).

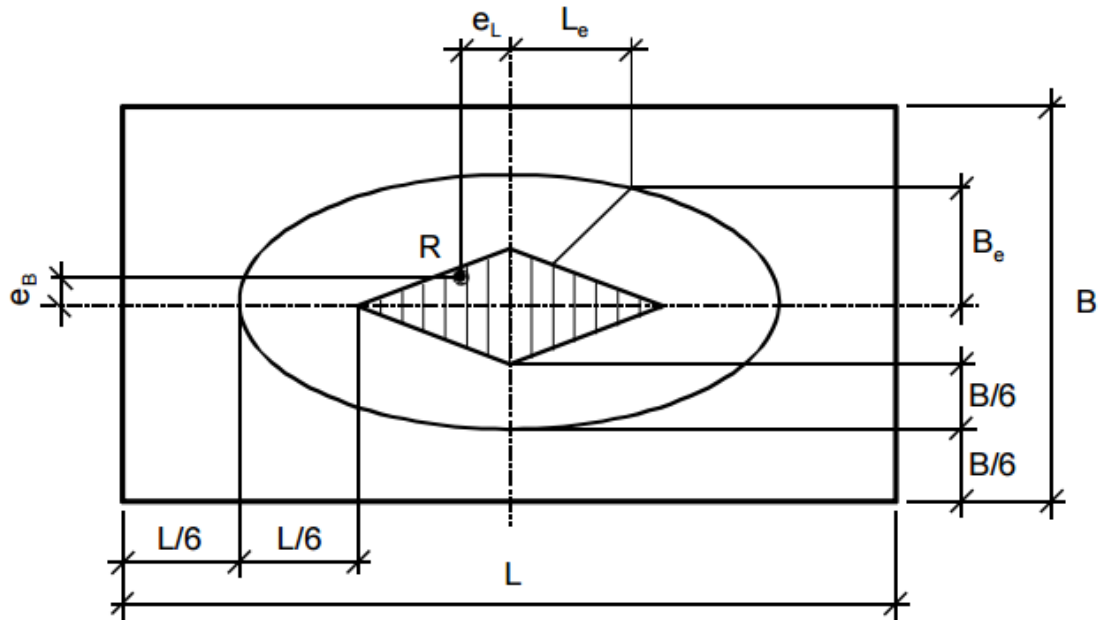
Mitoitettavia kuormitusyhdistelmiä ovat yleensä ne, joissa pystykuormat ovat pieniä ja vaakakuormat suuria (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 49).

### 5.2.3 Kuorman epäkeskisyys

Mitoitustavalla DA2\* epäedullisimmalla ominaiskuormien yhdistelmällä kuorman resultantin epäkeskisyydet eivät saa olla enempää kuin 1/3 perustuksen leveydestä. Resultantin tulee siis sijaita kuvion 10 ellipsin sisällä. Jos resultantti sijaitsee viivoitetulla alueella, puristus jakautuu koko pohjan alueelle. Pysyvien kuormien resultantti pitää olla aina tällä alueella. Ellipsin lauseke on  $(L_e/L)^2 + (B_e/B)^2 = 1/9$ . (RIL 207-2009, 109-110; Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 66.)

Jos epäkeskisyys on suurempi kuin 1/3 perustusten leveydestä, tulee ryhtyä varotoimenpiteisiin. Varotoimenpiteinä arvioidaan kuormat huolellisesti uudelleen, ja pe-

rustusten reunan sijainnin suunnittelussa huomioidaan rakennustoleranssien suuruus. Jos ei voida luottaa siihen, että työn aikana noudatetaan erityistä huolellisuutta, tulee toleransseja kasvattaa jopa 0,10 m:iin. Pienetkin anturan ja peruspilarin sijainnin mittaepätarkkuudet voivat epäkeskisillä kuormilla aiheuttaa suuria eroja kantokestävyydessä. (RIL 207-2009, 109-110; SFS-EN 1997-1:2014, 62.)



Kuvio 10 Suorakaiteen muotoisen anturan tasopiirustus (RIL 207-2009, 110).

#### 5.2.4 Kokonaisstabiliteetti

Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeiden (2013, 68) mukaisesti kokonaisstabiliteetti osoitetaan mitoitustavalla DA3 rajatilassa STR/GEO.

Kokonaisvakavuuden saavuttamiseksi tulee seuraavan mitoitusehdon täyttyä:

$$E_d \leq R_d$$

missä

$E_d$  kuormien vaikutuksen mitoitussarvo

$R_d$  kestävyden mitoitussarvo

Lamellimenetelmällä tapahtuvassa liukupintatarkastelussa ylirajoitusasteen  $ODF$ , joka saadaan vakauttavan momentin  $R_d$  ja kaatavan momentin  $E_d$  suhteesta  $R_d/E_d$ , vaatimuksena on  $ODF \geq 1,0$  (mts. 68).

Mitoitustavassa DA3 kuormien edustavat arvot kerrotaan osavarmuusluvuilla ja mitoitusarvoja käytetään laskuissa. Kestävyyttä laskettaessa lujuusparametrien ominaisarvot jaetaan osavarmuusluvuilla, esimerkiksi  $\tan \varphi' / \gamma_{\varphi'}$ , ja laskenta tehdään mitoitusarvoilla. (Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 2013, 22-23.)

### 5.3 Rakenteellinen mitoitus

Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeen (2013, 31) mukaan kulmatukimuurin rakenteellinen mitoitus tehdään aina lepopaineelle.

Maanpaineseinät, joissa hallitseva kuormitus on vaakasuuntainen, tarkastellaan laatoina (BY 211-2 2014, 156).

Tässä opinnäytetyössä käsitellään taivutusraudoitus ja taivutuskestävyys, leikkausraudoittamattomien rakenteiden leikkauskestävyys, leikkausraudoitettujen ja eri aikaan valettujen rakenteiden leikkauskestävyys.

Taivutusta kulmatukimuureissa syntyy muuriin täytön puolelle, ja pohjalaattaan taakosan yläpintaan ja etuosan alapintaan tehokkaan leveyden alueelle. Leikkausta syntyy muurin alapäähän ja pohjalaattaan poikkileikkauksen tehokkaan korkeuden päähän muurista. Laatat pyritään tekemään leikkausraudoittamattomana. (Savolainen 2015 37-41.)



### 5.3.1 Taivutusmitoitus

Muuriin aiheutuva taivutusmomentti lasketaan maanpaineen ja ulkoisten kuormien aiheuttamista vaakakuormista. Taivutusmitoituksessa pohjalaatan takaosan yläpintaan aiheutuu taivutusrasitusta pohjalaatan päällä vaikuttavista kuormista. Pohjalaatan etuosan taivutus aiheutuu pohjapaineesta, joka vaikuttaa tehokkaan leveyden alueella. (Savolainen 2015, 37-39.)

BY 211-2:n (2014, 48-49) mukaan taivutusmitoitus tehdään seuraavasti:

Suhteellinen taivutusmomentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} d^2}$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \beta$$

Vetoterästen pinta-ala leveysyksikköä kohti

$$A_{s,vaad} = \omega d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

joissa

$M_{Ed}$  ulkoisten kuormien aiheuttaman taivutusmomentin mitoitusarvo

$\eta$  tehollisen lujuuden kerroin,  $\eta = 1,0$  kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa

$f_{cd}$  betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$d$  poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$f_{yd}$  betoniterästen myötölujuuden mitoitusarvo

Taivutusmitoitus tehdään maksimimomenttien perusteella. Vähemmän rasitetuilla alueilla raudoitusta voidaan optimoida momenttijakauman perusteella. (Mts. 48.)

Vähimmäisraudoituksen täytyminen

$$A_{s,vaad} \geq A_{s,min}$$

Vähimmäisraudoitusala määritetään seuraavasti (mts. 80; SFS-EN 1992-1-1:2015, 150):

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{cases}$$

missä

$f_{ctm}$  betonin vetolujuuden keskiarvo

$f_{yk}$  betoniterästen myötölujuuden ominaisarvo

Pääraudoituksen enimmäistankoväli pistekuormien ja maksimimomentin alueella on  $s_{max} = \min\{2h; 250 \text{ mm}\}$  missä  $h$  on laatan paksuus. Muilla alueilla  $s_{max} = \min\{3h; 400 \text{ mm}\}$ . Jakoraudoitukselle vastaavat enimmäistankovälit ovat  $s_{max} = \min\{3h; 400 \text{ mm}\}$  ja  $s_{max} = \min\{4h; 600 \text{ mm}\}$ . (BY 211-2 2014, 81.)

Jakoraudoituksen tulee yhteen suuntaan kantavissa laatoissa olla vähintään 20% pääraudoituksen määrästä (RIL 202-2011/by 61, 76).

Taivutuskestävyys ( $M_{Rd}$ ) voidaan laskea BY 211-2:n (2014, 54) mukaan seuraavasti:

Mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{d \eta f_{cd}}$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta = \omega$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$$

Momenttikestävyys

$$M_{Rd} = \mu d^2 \eta f_{cd}$$

### 5.3.2 Leikkausmitoitus

Pohjalaatan leikkausrasitus aiheutuu pohjapaineesta tai pohjalaatan päällä vaikuttavista kuormista. Leikkausvoima lasketaan pohjalaatan tehollisen korkeuden etäisyydellä muurista. Pohjalaatan tehollinen korkeus pyritään valitsemaan siten, että betonin leikkauskestävyys riittää, eikä leikkausraudoitusta tarvita. Muurin leikkauskestävyys tarkastetaan pohjalaatan liitoksessa. (Savolaisen 2015, 40-41.)

SFS-EN 1992-1-1:n (2015, 84-85) mukaan leikkausraudoittamattomilla rakenteilla betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan seuraavasti:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\ (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right.$$

joissa

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ missä tehollinen korkeus } d \text{ millimetreinä}$$

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

$A_{sl}$  vetorausituksen pinta-ala (mm<sup>2</sup>)

|               |   |
|---------------|---|
| $b_w$         | poikkileikkauksen leveys (mm)                                   |
| $f_{ck}$      | betonin lieriölujuuden ominaisarvo (N/mm <sup>2</sup> )         |
| $k_1$         | 0,15  |
| $\sigma_{cp}$ | $= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )         |
| $A_c$         | betonipoikkileikkauksen pinta-ala (mm <sup>2</sup> )            |
| $N_{Ed}$      | poikkileikkauksen normaalivoima (N), puristuksella positiivinen |
| $v_{min}$     | $= 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ (N/mm <sup>2</sup> )              |

Leikkausraudoitettujen rakenteiden leikkauskestävyys voidaan laskea seuraavasti (mts. 86-88):

$$V_{Rd,s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \\ \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{array} \right.$$

joissa

|               |   |
|---------------|---|
| $A_{sw}$      | leikkausraudoituksen poikkileikkauspinta-ala  |
| $s$           | leikkausraudoituksen tankoväli  |
| $z$           | sisäinen momenttivarsi  |
| $f_{ywd}$     | leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo   |
| $\theta$      | betonin puristussauvan kaltevuuskulma, valitaan väliltä $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$                     |
| $v_1$         | leikkausvoimasta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin,<br>$v_1 = 0,6$ , kun $f_{ck} \leq 60$ MPa |
| $\alpha_{cw}$ | 1,0   |
| $b_w$         | poikkileikkauksen leveys  |

### 5.3.3 Eri aikaan valetut rakenteet

SFS-EN 1992-1-1:n (2015, 91-92) mukaan eri aikaan valettujen betoniosien välisen leikkausjännityksen tulee täyttää seuraava ehto:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

Leikkausjännityksen mitoitusarvo ( $V_{Edi}$ ), joka vaikuttaa rajapinnassa lasketaan kaavasta

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

missä

$\beta$  uuden betonin poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhteeseen joko puristus- tai vetoalueella samassa kohdassa laskettuina

$V_{Ed}$  rakenneosan leikkausvoima

$z$  sisäinen momenttivarsi koko poikkileikkauksessa

$b_i$  rajapinnan leveys

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo ( $V_{Rdi}$ ) rajapinnassa lasketaan kaavasta

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

missä

$c$  ja  $\mu$  rajapinnan karheudesta riippuvat kertoimet

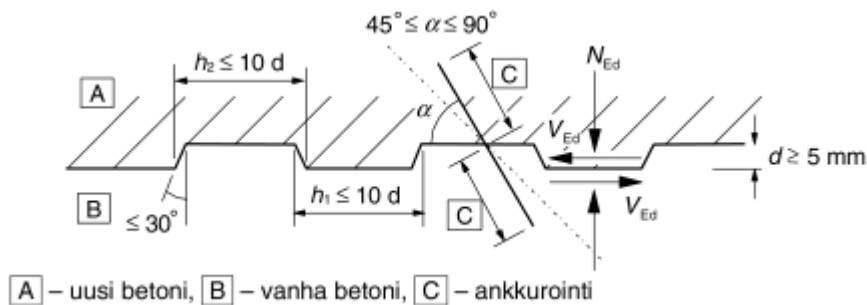
$f_{ctd}$  betonin keskimääräinen vetolujuus

$\sigma_n$  ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaali-jännitys rajapintaa vastaan  $N_{Ed}/A_c \leq 0,6 f_{cd}$

|          |  |
|----------|--|
| $\rho$   | rajapinnan leikkausraudoituksen poikkileikkauspinta-alan suhde rajapinnan pinta-alaan $\rho = A_s/A_I$ |
| $f_{yd}$ | betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  |
| $\alpha$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ kuvion 11 mukaan  |
| $v$      | $= 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$  |
| $f_{cd}$ | betonin lieriölujuuden mitoitusarvo  |

Esimerkkejä pintojen karheudesta SFS-EN 1992-1-1:n (2015, 92) mukaan

|             |  |
|-------------|--|
| Hyvin sileä | $c = 0,025 \dots 0,10, \mu = 0,5$ , esimerkiksi sileää muottia (teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia) vasten valettu betoni |
| Sileä       | $c = 0,20, \mu = 0,6$ , esimerkiksi liukuvalettu pinta tai jälkikäsittelemätön tärytyksen jälkeinen vapaa pinta                        |
| Karhea      | $c = 0,40, \mu = 0,7$ pinta jossa on vähintään 3 mm karhenus 40 mm välein, esimerkiksi uritus, kiviaineksen paljastus                  |
| Vaarnattu   | $c = 0,50, \mu = 0,9$ kuvion 11 mukaisesti vaarnattu pinta   |



Kuvio 11 Vaarnattu työsauma (SFS-EN 1992:2015, 92).

## 6 Laskentapohja

Tässä opinnäytetyössä oli tarkoituksena laatia myös helppokäyttöinen Excel-laskentapohja kulmatukimuurin suunnitteluun. Laskentapohjan avulla saadaan laskettua maanpaineet, myös ulkoisten kuormien aiheuttamat, maapohjan kantokestävyys, liukumiskestävyys ja tehtyä rakenteellinen mitoitus. Lähtötiedoiksi riittävät täyttö- ja pohjamaiden ominaisuudet ja ulkoiset kuormat. Rakenteiden mitat valitaan myös alussa, mutta niitä voidaan muuttaa laskelmien sitä vaatiessa. Teräkset valitaan rakenteellisen mitoituksen yhteydessä. Laskentapohja huomioi rakenteiden kapenemisen ja maanpinnan kaltevuuden. Oletuksena on, että muurin ollessa kapeneva, vino pinta on täyttöön päin. Mitoitustavaksi voidaan valita DA2 tai DA2\*. Käytettäväksi maanpainelajiksi valitaan joko Eurokoodi 7:n mukaisesti laskettu lepopaine tai klassisen menetelmän mukaan laskettu aktiivipaine. Laskennassa käytetään maanpaineiden resultanteja. Laskentapohjalla voidaan tarkastaa kestävyys onnettomuustilanteessa, joka aiheutuu törmäyksestä muurin maanpäälliseen osaan.

Laskentapohjalla tehtiin esimerkkilaskelma toimeksiantajan ilmoittamilla arvoilla. Laskelmat ovat liitteessä 4.

### 6.1 Lähtöarvot

Lähtöarvot esimerkkilaskelmaan valittiin seuraavasti:

Täyttömaan pinta oli 2900 mm anturan alapinnan yläpuolella ja muurin etupuolella korkeudella 1200 mm. Täyttömaan tehokas tilavuuspaino  $\gamma'_1 = 19 \text{ kN/m}^3$  ja leikkauskestävyysskulma  $\varphi'_1 = 38^\circ$ . Perustusten täyttömaan vastaaviksi arvoiksi valittiin  $\gamma'_2 = 19 \text{ kN/m}^3$  ja  $\varphi'_1 = 35^\circ$ . Maan pinnalla vaikutti tasainen liikennekuorma, jonka suuruus oli  $10 \text{ kN/m}^2$ . Muurin yläpää oli 300 mm täyttömaan pinnan yläpuolella ja muurin paksuus maanpinnan yläpuolella oli 200 mm. Maanpinnat olivat tasaisia, samoin perustustaso.

Mitoitustavaksi valittiin DA2 ja laskelmat suoritettiin lepopaineella tiivistyspaineen ollessa 16 kPa. Seuraamusluokaksi valittiin CC2. Esimerkin kulmatukimuuri oli paikalla valettu.

## 6.2 Laskenta

Rakennetta tarkasteltiin koko laskennan ajan metrin pituiselta matkalta.

Maanpaineen laskennassa eroteltiin pintakuormasta ja maan omasta painosta aiheutuvat maanpaineet. Pysyvien ja muuttuvien kuormien ominaisarvot eroteltiin, ja kuormitusyhdistelmittäin laskettiin vaaka- ja pystykuormat, niiden aiheuttamat momentit perustustason ja pohjalaatan takareunan suhteen, epäkeskisyydet, pohjalaatan tehokkaat leveydet ja pohjapaineet.

Kantokestävyys tarkistettiin epäedullisilla kuormitusyhdistelmillä, joista saatiin määräävä tapaus. Liukumiskestävyys tarkistettiin kuormitusyhdistelmittäin, jolloin löydettiin vaarallisin yhdistelmä vaakakuormien ja niitä vastaavien kestävyyksien suhteista.

Rakenneteknistä mitoitusta varten ratkaistiin mitoittavat momentit muuria ja pohjalaatan etu- ja takaosaa varten. Vastaavasti suurin leikkausvoima laskettiin rakenneosakohtaisesti. Rakenteita tarkasteltiin ensin leikkausraudoittamattomina. Teräkset valittiin kunkin rasituksen osalta rakenneosakohtaisesti.

## 6.3 Tulokset

Tuloksiksi saatiin mitoittavat kuormitusyhdistelmät käyttöasteineen sekä geoteknisestä että rakenteellisesta mitoituksesta ja tarvittavat teräkset rakenneosakohtaisesti.

Rakenteen poikkileikkauksen mitat valittiin lähtövaatimusten puitteissa. Muurin yläpää maanpäälliseltä osalta oli 200 mm ja leveni alapäähän 300 mm leveäksi. Muurin



pystysuora sivu oli julkisivun puolella ja vino pinta täyttömaahan päin. Pohjalaatan paksuus muurin liitoskohdassa oli 300 mm, sama kuin muurin alapäähän valittu leveys. Pohjalaattaan suunniteltiin muurin etupuolinen osa, jonka leveydeksi valittiin 400 mm. Pohjalaatan paksuus kapeni reunoja kohti sen ollessa molemmissa päissä 200 mm. Pohjalaatan kokonaisleveys oli 2000 mm ja kulmatukimuurin kokonaiskorkeus oli 3100 mm.

Geoteknisessä mitoituksessa kantokestävyyden mitoittavaksi kuormitusyhdistelmäksi tuli 6.10b epäedullisilla pysyvillä kuormilla. Liukumiskestävyyden mitoitti yhdistelmistä 6.10b edullisilla pysyvillä kuormilla.

Raudoituksiksi valittiin sekä muurin että pohjalaatan pintoihin rasituksen vaatimat teräkset tai ainakin vähimmäisraudoitus. Rakenteellisessa mitoituksessa määräävissä yhdistelmissä pysyvien kuormien vaikutus oli epäedullinen. Muurin taivutusteräksiksi valittiin muurin täytön puoleiseen pintaan yhdistelmän 6.10b vaatimat halkaisijaltaan 16 mm teräkset 250 mm jaolla. Pohjalaatan yläpinnan ja alapinnan taivutusteräkset mitoitti kuormitusyhdistelmä 6.10b. Yläpintaan valittiin 20 mm teräkset 250 mm jaolla ja alapintaan 16 mm teräkset 250 mm jaolla. Muurin puristetulla puolella käytettiin vähimmäisraudoitukseksi valittuja 12 mm teräksiä 250 mm jaolla.

#### 6.4 Mallikuvat

Tulosten perusteella laadittiin piirustukset suunnitellusta kulmatukimuurista. Niissä esitettiin rakenneleikkauksena kulmatukimuurin mitat, valitut teräkset ja korkeus-asetat. Esimerkkilaskelman mukaisen kulmatukimuurin leikkauspiirustus on liitteessä 4.

## 6.5 Johtopäätökset

Laskentapohjan luominen Excel-taulukoon on yleinen tapa alalla. Monelle tuttu ohjelma tarjoaa hyvät mahdollisuudet yksinkertaisten mitoitustaulukoiden luomiseen. Kun taulukkoa viedään syvemmälle Eurokoodien maailmaan ja laskentaa automatisoidaan pidemmälle, voi hankaluuksia aiheutua muun muassa mitoitustapojen yhdistämisestä samaan taulukkoon. Kaavat voivat olla pitkiä ja virhemahdollisuus kasvaa. Samoin virheiden löytäminen ja korjaaminen voivat aiheuttaa ongelmia. Taulukon käyttäjän tulisi tietää mitä on tekemässä, ja siksi on tärkeää, että hän myös itse näkee sen. Ellei laskentapohjan tekijällä ole riittävää osaamista sekä suunnittelusta että ohjelmoinnista, tulisi niiden suhteen olla kriittinen. Vähintäänkin varmalle puolelle johtavia yksinkertaistuksia olisi suotavaa käyttää. Excel-työkalut soveltuvat parhaiten laskemista helpottaviksi apuvälineiksi.

Laskentapohjaa voisi tulevaisuudessa kehittää siten, että sen avulla voitaisiin suunnitella routasuojaus, joka käytännössä kuuluu kulmatukimuurin toteuttamiseen. Esimerkiksi kallionvaraiselle perustamiselle voisi kuitenkin olla oma laskentapohjansa yksinkertaisuuden säilyttämiseksi.

## 7 Yhteenveto ja pohdinta

Kulmatukimuurin mitoituksessa voidaan joutua tilanteeseen, jossa suunnittelijan on arvioitava oman kokemuksen perusteella maan ominaisuuksia, jos pohjatutkimuksia ei tehdä lainkaan tai riittämättömästi. Jos vertailukelpoista kokemusta ei ole käytettävissä, voidaan joutua arvioimaan maaparametrit reilusti varman päälle ja ylimitoitaa.

Tapoja maanpainneiden laskemiseen on kehitetty ajan myötä useita. Tärkein valinta kuitenkin lienee se, käytetäänkö lepo- vai aktiivipainetta. Todellista siirtymää aktiivipaineen kehittymiseksi ei voida tarkasti arvioida, ja aktiivipaine voi siirtymän lakattua kehittyä lepopaineeksi konsolidaation vaikutuksesta. Todennäköisesti aktiivipaineelle mitoitettu muuri myötää jossain vaiheessa. Ainoa keino saada muuri mahdollisimman liikkumattomaksi, on käyttää lepopainetta.

Koska maa ei ole homogeenistä ja isotrooppista, kuten kaavoissa oletetaan, eivät maanpainneiden laskutkaan ole täysin tarkkoja. Siksi myös varmuuskertoimet ovat suuria. Haasteena voi olla tilaajan suostuttelemisen kattaviin pohjatutkimuksiin, joiden avulla voisi saada säästöjä rakentamiskustannuksissa. Toisaalta pohjatutkimusten tulokset edustavat vain tiettyä kohtaa; vieressä voi todellisuudessa olla jotain aivan muuta.

Maanpäällisten rakenteiden suunnittelu eroaa pohjarakenteiden suunnittelusta merkittävästi, ja tavallisen rakennesuunnittelijan voi olla hankalaa ymmärtää, miten maaperä toimii. Ratkaisu voi tulevaisuudessa olla oman suunnittelualan kehittyminen pohjarakenteisiin keskittyen. Ymmärryksen ja kokemuksen merkitys pohjarakenteiden suunnittelussa tiedostetaan myös viimeisimpänä valmistuneessa Eurokoodi 7:ssä:

”Tietämys pohjaolosuhteista riippuu pohjatutkimusten laajuudesta ja laadusta. Geotekninen tietämys ja ammattitaidon hallinta ovat perusvaatimusten täyttymisen kannalta merkittävämpää kuin laskentamallin ja osavarmuuslukujen tarkkuus.” (RIL 207-2009, 34; SFS-EN 1997-1:2014, 24.)

## Lähteet

- BY 211. 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys.
- Jääskeläinen, R. 2014. Geotekniikan perusteet. 4. p. Porvoo: Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.
- Jääskeläinen, R. 2005. Pohjarakennuksen perusteet. 2. p. Tampere: Tammertekniikka.
- Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 2008. Geotekniikka. 21. muuttumaton p. Helsinki: Yliopistokustannus/Otatieto.
- Rantamäki, M. & Tammirinne, M. 2002. Pohjarakennus. 12. muuttumaton p. Helsinki: Yliopistokustannus/Otatieto.
- RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 156. 1995. Maarakennus. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 157-1. 1985. Geomekaniikka 1. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 157-2. 1990. Geomekaniikka 2. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 166. 1986. Pohjarakenteet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL.
- RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Vammala: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 201-1-2011. 2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 201-2-2011. 2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 202-2011/by 61. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL/Suomen Betoniyhdistys.
- RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RIL 263-2014. 2014. Kaivanto-ohje. 2. p. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.
- RT-kortti RT 89-11175. 2015. Muurit ja tukimuurit. Rakennustieto Oy.
- Ruotsala, M. 2011. Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodeilla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä. Liikenneviraston nettisivut. Viitattu 29.1.2017. [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts\\_2011-26\\_ratojen\\_tukiseinien\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2011-26_ratojen_tukiseinien_web.pdf).

Savolainen, J. 2015. Kulmatukimuurin geo- ja rakennetekninen suunnittelu. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Viitattu 30.3.2017. <http://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/22896/Savolainen.pdf?sequence=1>.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 26.6.2006. Viitattu 13.3.2017. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 21.10.2002. Viitattu 2.2.2017. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC. 2014. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. 2. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 11.8.2014. Viitattu 24.2.2017. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. 2. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 19.1.2015. Viitattu 15.3.2017. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

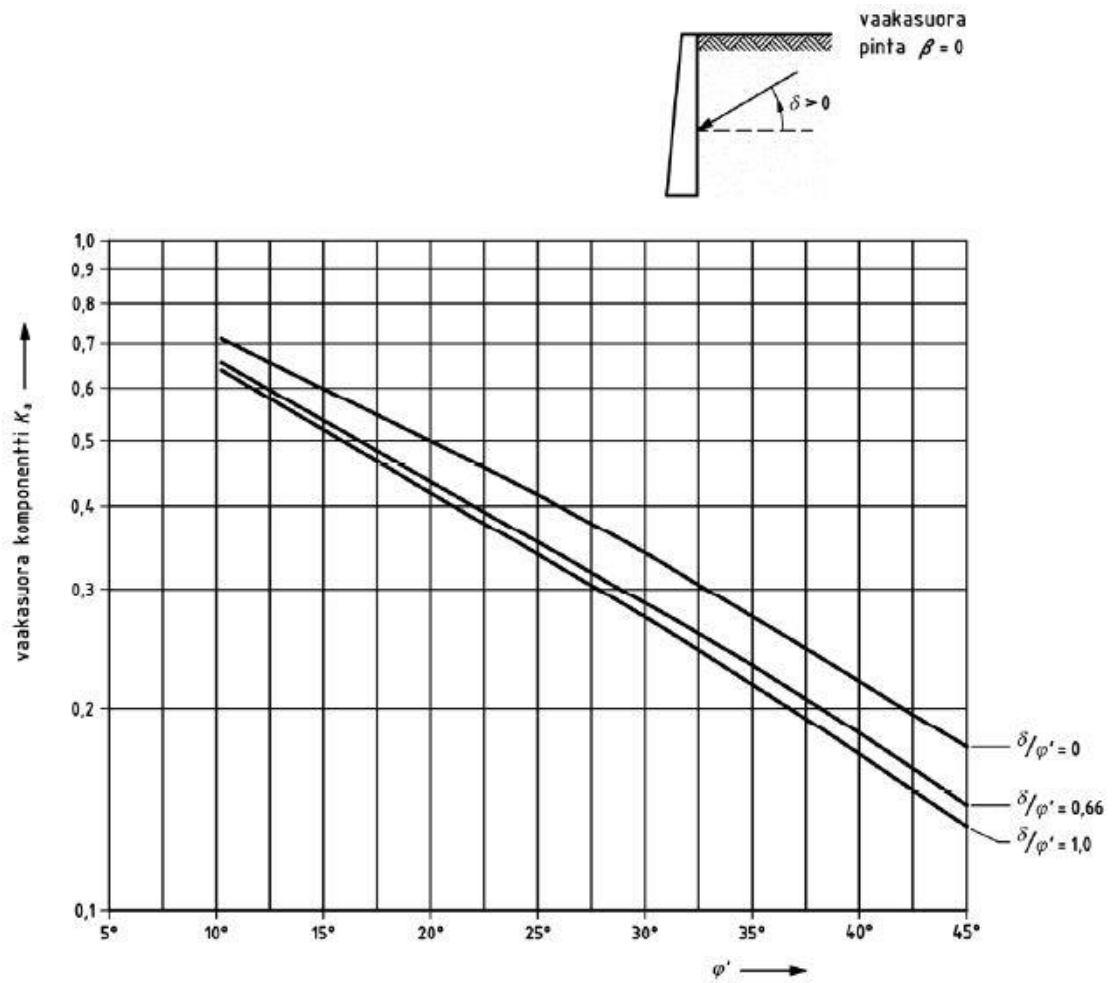
SFS-EN 1997-1 + A1 + AC:2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. 3. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 27.1.2014. Viitattu 20.4.2017. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. 2013. Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI7. Liikenneviraston ohjeita. Liikenneviraston nettisivut. Viitattu 21.3.2017. [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2013-35\\_ncci7\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-35_ncci7_web.pdf).

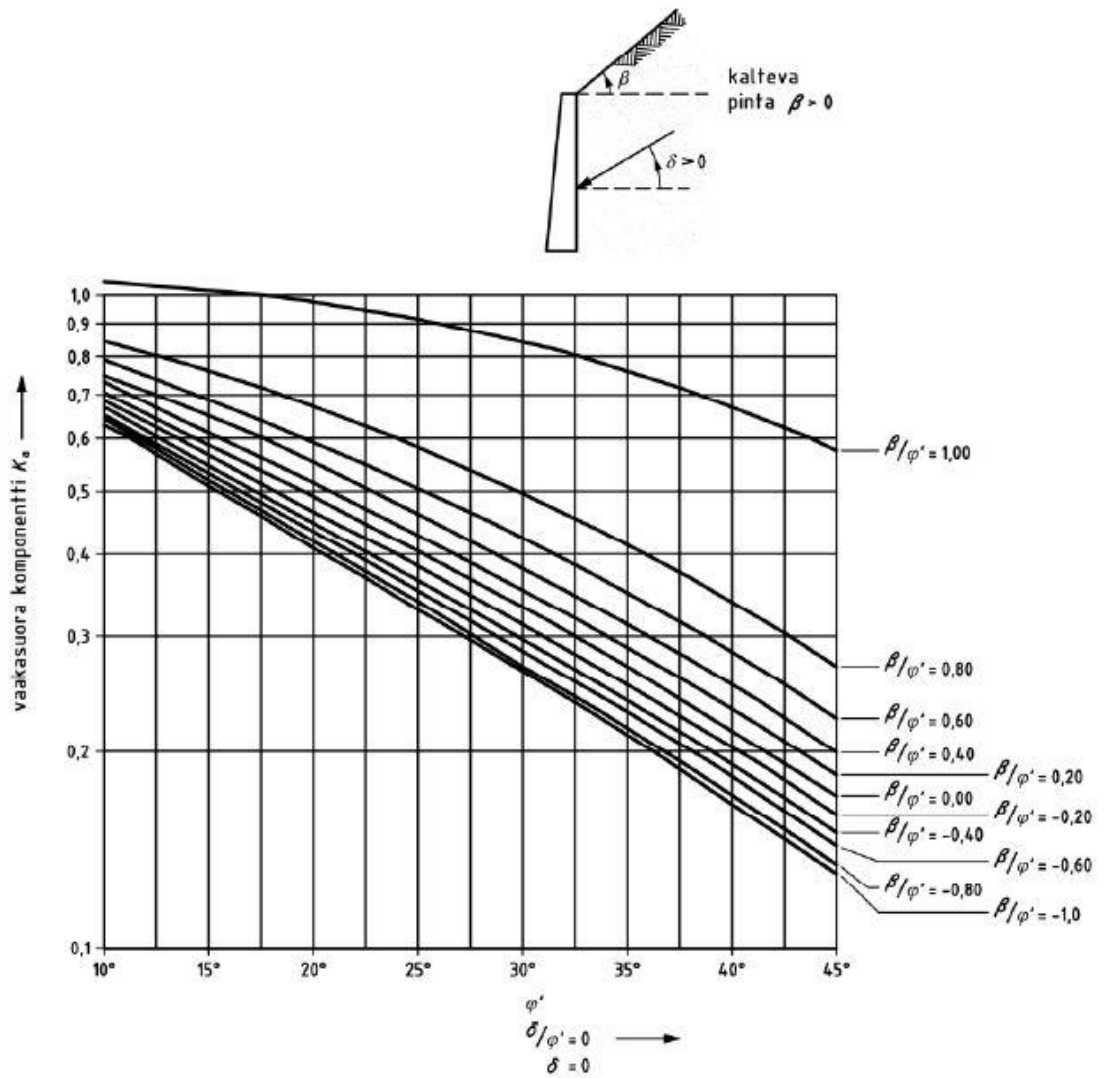
Ympäristöministeriö. 2016. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Vahvistettu 20.12.2016. Eurokoodi Help Deskin nettisivut. Viitattu 12.3.2017. <http://eurocodes.fi/1997/Contents1997.htm>.

## Liitteet

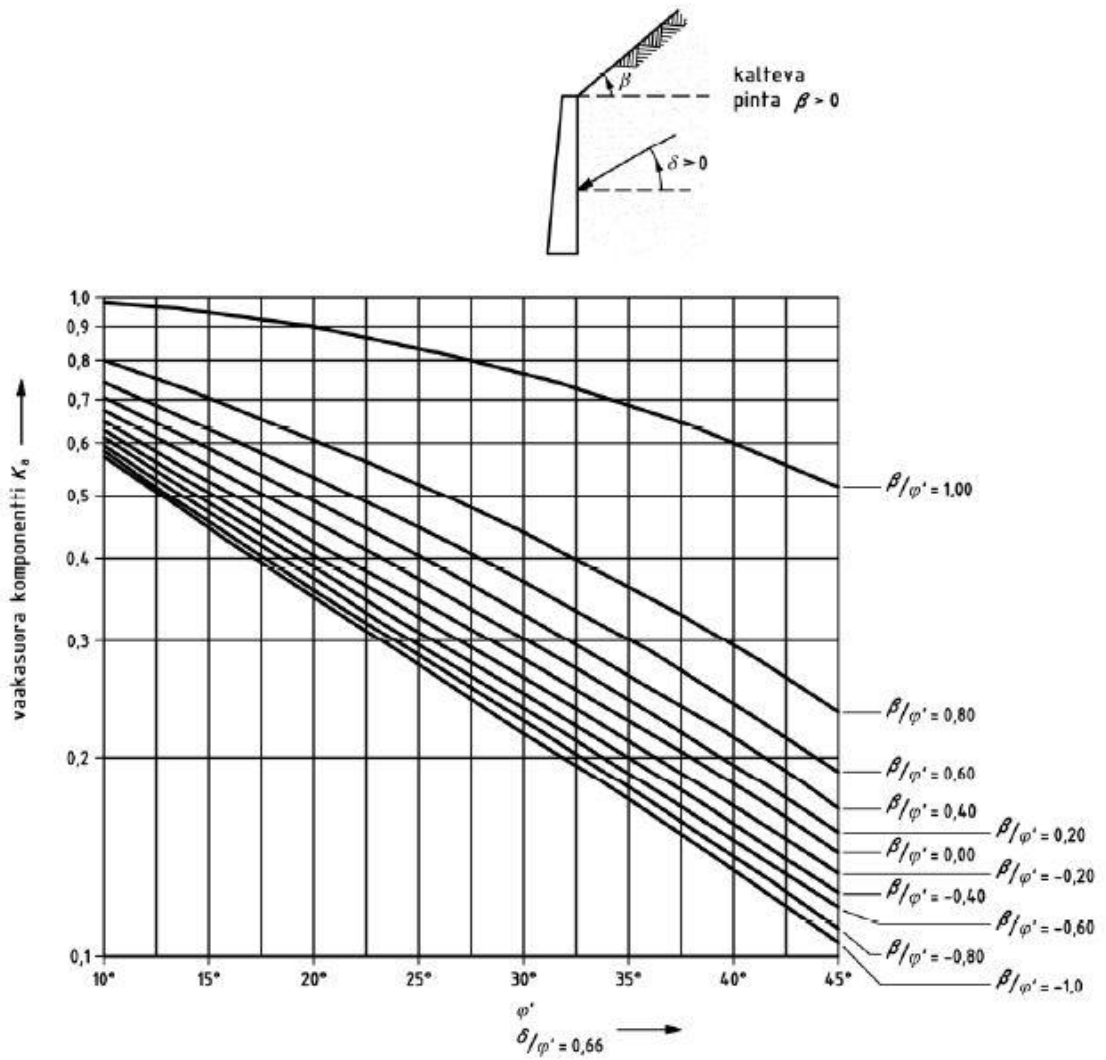
Liite 1. Nomogrammit tehokkaan aktiivisen maanpainekertoimen määrittämiseen



Kuva 1 Nomogrammi  $K_a$ :n määrittämiseen (SFS-EN 1997-1:2014 Liite C, 137).

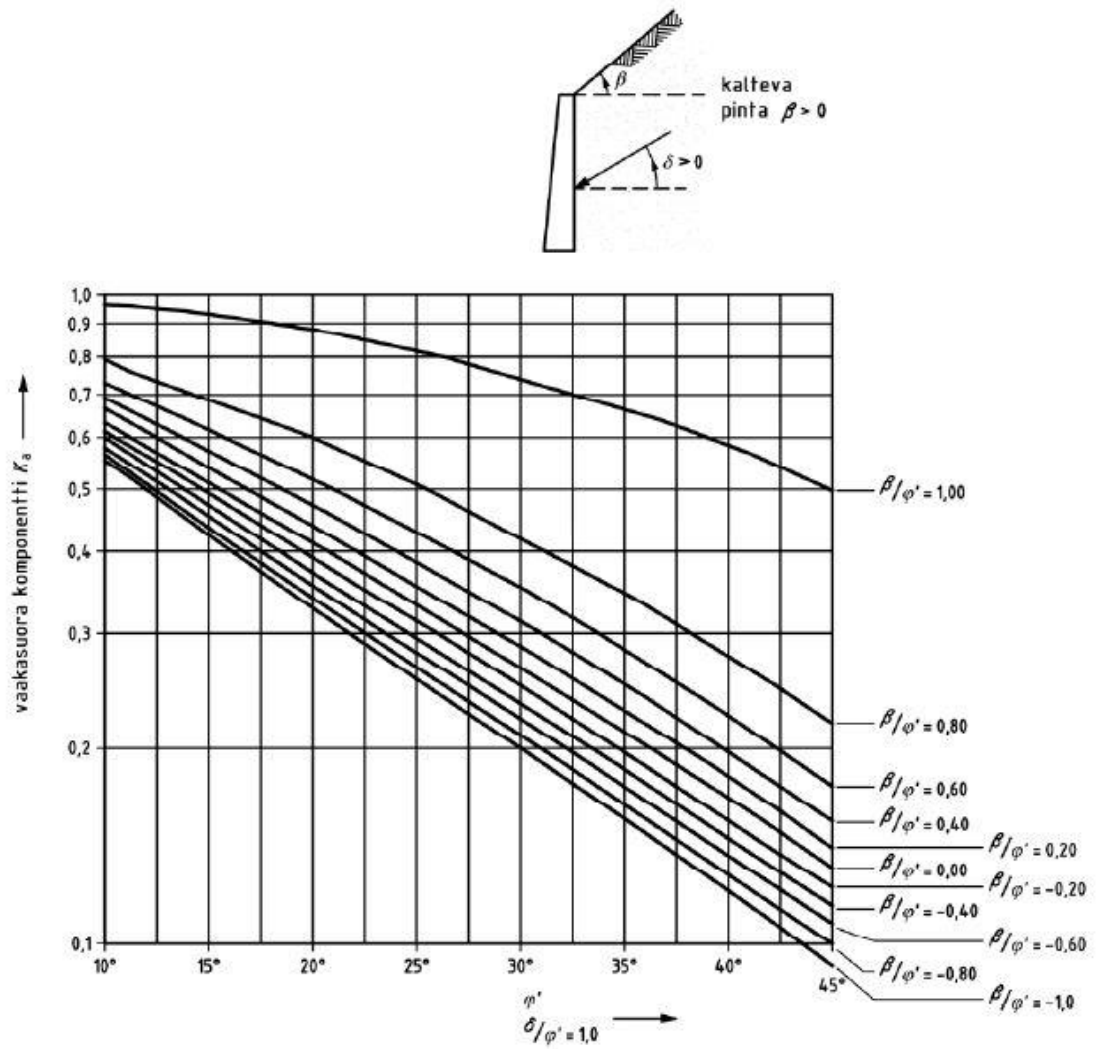


Kuva 2 Nomogrammi  $K_a$ :n määrittämiseen (SFS-EN 1997-1:2014 Liite C, 138).



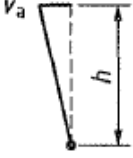
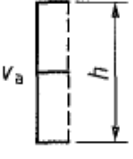

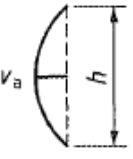
Kuva 3 Nomogrammi  $K_a$ :n määrittämiseen (SFS-EN 1997-1:2014 Liite C, 139).





Kuva 4 Nomogrammi  $K_a$ :n määrittämiseen (SFS-EN 1997-1:2014 Liite C, 140).

Liite 2. Aktiivipaineen muodostumiseen tarvittavat tukirakenteen siirtymät  
kitkamaille (SFS-EN 1997-1 Liite C:2014, 148).

| Seinän siirtymän tyyppi  |   | $v_a/h$<br>löyhä maa<br>% | $v_a/h$<br>tiivis maa<br>% |
|--|---|---------------------------|----------------------------|
| a)   |    | 0,4...0,5                 | 0,1...0,2                  |
| b)   |    | 0,2                       | 0,05...0,1                 |
| c)   |   | 0,8...1,0                 | 0,2...0,5                  |
| d)   |  | 0,4...0,5                 | 0,1...0,2                  |
| <p>missä:<br/> <math>v_a</math> on aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä<br/> <math>h</math> on seinän korkeus.</p> |   |                           |                            |

## Liite 3. Osavarmuusluvut

Taulukko 7 Kuormien ( $\gamma_F$ ) tai niiden vaikutusten ( $\gamma_E$ ) osavarmuusluvut (STR/GEO) (YM:n kansallinen liite 2016, 37).

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

Taulukko 8 Maaparametrien osavarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) (STR/GEO) (YM:n kansallinen liite 2016, 38).

| Maaparametri   | Merkintä        | Sarja |      |
|--|-----------------|-------|------|
|  |                 | M1    | M2   |
| Leikkauskestävyysskulma <sup>a</sup><br>("Kitkakulma") | $\gamma_\psi$   | 1,0   | 1,25 |
| Tehokas koheesio                                       | $\gamma_c$      | 1,0   | 1,25 |
| Suljettu leikkauslujuus                                | $\gamma_{cu}$   | 1,0   | 1,5  |
| Yksiakiaalinen puristusko                              | $\gamma_{qu}$   | 1,0   | 1,5  |
| Tilavuuspaino  | $\gamma_\gamma$ | 1,0   | 1,0  |
| <sup>a</sup> Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$ |                 |       |      |


Taulukko 9 Tukirakenteiden kestävyden osavarmuusluvut ( $\gamma_R$ ) (YM:n kansallinen liite 2016, 40).

| Kestävyys         | Merkintä       | Sarja R2 |
|-------------------|----------------|----------|
| kantokestävyys    | $\gamma_{R,v}$ | 1,55     |
| Liukumiskestävyys | $\gamma_{R,h}$ | 1,1      |
| Maan kestävyys    | $\gamma_{R,e}$ | 1,5      |

Taulukko 10 Kestävyyden osavarmuusluvut ( $\gamma_R$ ) kokonaisvakavuudelle (YM:n kansallinen liite 2016, 40).

| Kestävyys      | Merkintä       | Sarja R3 |
|----------------|----------------|----------|
| Maan kestävyys | $\gamma_{R,e}$ | 1,0      |

## Liite 4. Esimerkkilaskelma

|   |           |                 |
|---|-----------|-----------------|
|  | Työnro:   | Rakennelaskelma |
|   | Pvm:      |                 |
| Kohde:  | Sijainti: | Suunnittelija:  |
|   |           |                 |

## KULMATUKIMUURI

## Lähtötiedot:

|           |                        |
|-----------|------------------------|
| Lepopaine | Mitoituspain           |
| DA2       | Mitoitustapa           |
| CC2       | Luotettavuusluokka     |
| $p_t$     | 16 Tiivistyspain (kPa) |

## Materiaaliominaisuudet

|            |        |   |
|------------|--------|---|
| $\gamma_c$ | 25,0   | Muurin tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) |
|            | C30/37 | Betoni                                    |
|            | B500B  | Teräset                                   |
|            | 50     | Suojapeite muurissa (mm)                  |
|            | 50     | Suojapeite pohjalaatassa (mm)             |

## Täyttömaan ominaisuudet

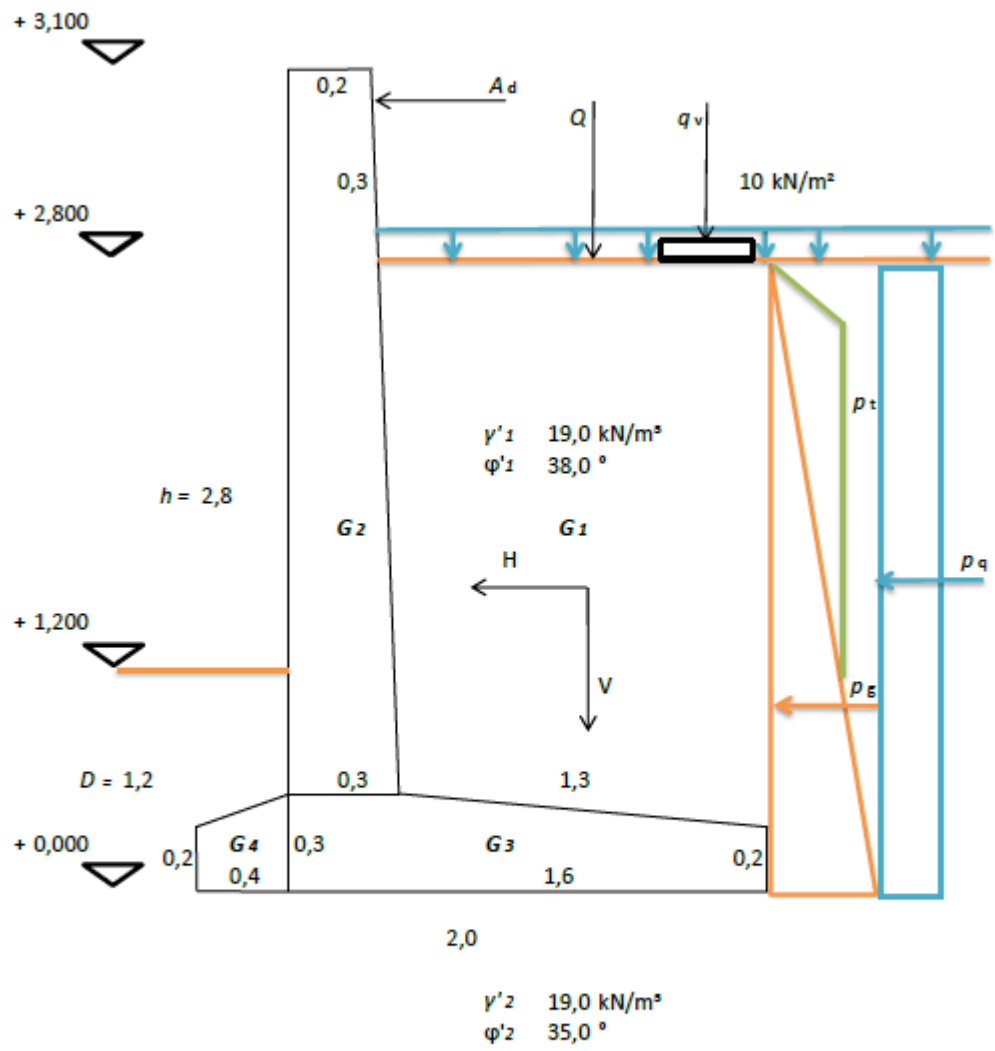
|                  |      |   |
|------------------|------|---|
|                  | Sora | Maalaji                                       |
| $\gamma'_{1.1}$  | 19,0 | Täyttömaan tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) |
| $\varphi'_{1.1}$ | 38,0 | Täyttömaan leikkauskestävyysskulma (°)        |
| $\beta$          | 0    | Maanpinnan kaltevuus (+/-°)                   |
| $\delta$         | 0    | Seinän leikkauskestävyysskulma (°)            |

## Pohjamaan ominaisuudet

|                  |        |  |
|------------------|--------|--|
|                  | Murske | Maalaji                                      |
| $\gamma'_{2.1}$  | 19,0   | Pohjamaan tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) |
| $\varphi'_{2.1}$ | 35,0   | Pohjamaan leikkauskestävyysskulma (°)        |

## Rakenteiden mitat:

|       |     |   |
|-------|-----|---|
| $h$   | 2,8 | Muurin korkeus (m)                        |
| $h_2$ | 0,3 | Muurin maanpäällisen osan korkeus (m)     |
| $D$   | 1,2 | Perustussyvyys (m)                        |
| $t_1$ | 0,3 | Muurin paksuus alapäässä (m)              |
| $t_2$ | 0,2 | Muurin paksuus yläpäässä (m)              |
| $L$   | 2,0 | Pohjalaatan leveys (m)                    |
| $L_2$ | 0,4 | Pohjalaatan etuosan leveys (m)            |
| $t_3$ | 0,3 | Pohjalaatan paksuus muurin kohdalla (m)   |
| $t_4$ | 0,2 | Pohjalaatan paksuus takaosan reunalla (m) |
| $t_5$ | 0,2 | Pohjalaatan paksuus etuosan reunalla (m)  |
| $+$   |     | Perustustaso (XXX,XXX)                    |



## Kuormat:

|           |      |   |
|-----------|------|---|
| $q$       | 10,0 | Tasainen pintakuorma (kN/m <sup>2</sup> )       |
| $Q$       |      | Pistekuorma (kN)                                |
| $X_q$     |      | Pistekuorman etäisyys muurista (m)              |
| $q_v$     |      | Viivakuorma (kN/m)                              |
| $L_{q_v}$ |      | Viivakuorman leveys (m)                         |
| $X_{q_v}$ |      | Viivakuorman etäisyys muurista (m)              |
| $A_d$     |      | Törmäyskuorma (kN)                              |
| $h_{A_d}$ |      | Törmäyskuorman vaikutuskorkeus maanpinnasta (m) |
| $B_{A_d}$ |      | Törmäyskuorman vaikutusleveys (m)               |

## TARKASTEELLAAN KULMATUKIMUURIA METRIN MATKALLA

## Pystykuormat (ominaisarvot)

## Pysyvät pystykuormat

|           |       |      |
|-----------|-------|------|
| $G_1$     | 65,36 | kN/m |
| $G_2$     | 17,50 | kN/m |
| $G_3$     | 10,38 | kN/m |
| $G_4$     | 2,50  | kN/m |
| $p_a$     |       | kN/m |
| $V_{G_k}$ | 95,74 | kN/m |

Resultanttien etäisyydet  
pohjalaatan takareunasta

|          |      |   |
|----------|------|---|
| $X_1$    | 0,65 | m |
| $X_2$    | 1,47 | m |
| $X_3$    | 0,86 | m |
| $X_4$    | 1,79 | m |
|          |      | m |
| $X_{vG}$ | 0,85 | m |

## Muuttuvat pystykuormat

|           |       |                   |
|-----------|-------|-------------------|
| $q$       | 10,00 | kN/m <sup>2</sup> |
| $=$       | 14,00 | kN/m              |
| $Q$       | 0,00  | kN                |
| $q_v$     | 0,00  | kN/m              |
| $V_{q_k}$ | 14,00 | kN/m              |

|          |      |   |
|----------|------|---|
|          | 0,7  | m |
|          | 0,7  | m |
|          | 0    | m |
|          | 0    | m |
| $X_{vq}$ | 0,70 | m |

## Pystykuormat yhteensä

|       |        |      |
|-------|--------|------|
| $V_k$ | 109,74 | kN/m |
|-------|--------|------|

|          |      |   |
|----------|------|---|
| $X_{vk}$ | 0,83 | m |
|----------|------|---|

## Lepopaine

Lähtöarvot:

|                |      |   |
|----------------|------|---|
| $\gamma'_{1}$  | 19,0 | Täyttömaan tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) |
| $\varphi'_{1}$ | 38,0 | Täyttömaan leikkauskestävyyssukulma (°)       |
| OCR            | 1    | Ylikonsolidoitumissuhde                       |
| z              | 2,80 | Syvyys pohjalaatan takareunassa (m)           |
| q              | 10,0 | Tasainen pintakuorma (kN/m <sup>2</sup> )     |
| $\beta$        | 0    | Maanpinnan kaltevuus (°)                      |
| Q              | 0    | Pistekuorma (kN)                              |
| q <sub>v</sub> | 0    | Viivakuorma (kN/m)                            |

Lepainekerroin

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times (1 + \sin \beta) \times \sqrt{OCR}$$

$$K_0 = 0,38$$

Lepopaine

$$\sigma_h = K_0 \left( \int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u$$

$$\sigma_h = 20,45 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ilman hyötykuormaa}$$

Lepopaineresultantti

Vaikutuskorkeus perustustasosta

$$E_{0,q} = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2$$

$$E_{0,q} = 28,63 \text{ kN/m} \quad 0,93 \text{ m}$$

$$E_{0,q} = K_0 q h$$

$$E_{0,q} = 10,76 \text{ kN/m} \quad 1,40 \text{ m}$$

Tiiviyksen aiheuttama maanpaine

$$p_t = 16 \text{ kN/m}^2 \quad 1,28 \text{ m}$$

Ulkoisten kuormien aiheuttama maanpaine

Pistekuorma

$$\Delta P = Q \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Delta P_Q = 0,00 \text{ kN} \quad \text{m}$$

Resultantin vaikutuskorkeus perustustasosta

Viivakuorma

$$\Delta P = q \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Delta P_{q_v} = 0,00 \text{ kN/m} \quad \text{m}$$



### Vaakakuormat (ominaisarvot)

#### Pysyvät vaakakuormat

#### Resultantin vaikutuskorkeus perustustasosta

##### Maanpaine

$$\begin{array}{l} p_g \\ p_t \end{array} \begin{array}{l} \boxed{20,45} \text{ kN/m}^2 \\ \boxed{16} \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \boxed{0,93} \text{ m} \\ \boxed{1,28} \text{ m} \end{array}$$

Maanpaine ylittää tiivistyspaineen korkeudella  $z_t$  perustustasosta

$$p_g = p_t$$

$$z_t \boxed{0,61} \text{ m}$$

##### Tiivistyspaineen ylittävä maanpaine

$$\boxed{4,45} \text{ kN/m}^2$$

ja sen resultantti

$$\boxed{1,35} \text{ kN/m}$$

$$\boxed{0,20} \text{ m}$$

$$H_{Gk} \boxed{17,35} \text{ kN/m}$$

$$\boxed{1,20} \text{ m}$$

#### Muuttuvat vaakakuormat

$$\begin{array}{l} p_{qk} \\ \Delta p_{Qk} \\ \Delta p_{Qv} \end{array} \begin{array}{l} \boxed{10,76} \text{ kN/m} \\ \boxed{0,00} \text{ kN/m} \\ \boxed{0,00} \text{ kN} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \boxed{1,40} \text{ m} \\ \boxed{\phantom{0,00}} \text{ m} \\ \boxed{\phantom{0,00}} \text{ m} \end{array}$$

$$H_{Qk} \boxed{10,76} \text{ kN/m}$$

$$\boxed{1,40} \text{ m}$$

#### Onnettomuuskuorma

$$A_d \boxed{\phantom{0,00}} \text{ kN/m}$$

$$\boxed{\phantom{0,00}} \text{ m}$$

#### Vaakakuormat yhteensä

$$H_k \boxed{28,12} \text{ kN/m}$$

$$\boxed{1,27} \text{ m}$$

#### Vaakakuormien aiheuttama momentti

$$M_{Hk} \boxed{35,81} \text{ kNm}$$

## Epäkeskisyyden ominaisarvoilla

Vaakakuormien aiheuttama epäkeskisyyden

$$e_{nk} = M_k / N_k = 0,33 \text{ m}$$

Kuormien epäkeskisyyden pohjalaatan keskeltä

$$e_L = (X_v + e_{nk}) - L/2 = 0,16 \text{ m}$$

$$e_B \leq B/3$$

$$L/3 = 0,67 \text{ m}$$

$$0,67 \geq e_L \geq -0,67$$

Pohjalaatan tehollinen leveys

$$L' = L - 2e = 1,68 \text{ m}$$

Pohjalaatan tehollinen pinta-ala

$$A' = L' \cdot 1,0 \text{ m} = 1,68 \text{ m}^2$$

## Kuormitusyhdistelmät

$$K_{FI} = 1,0 \text{ Kuormakerroin}$$

Yhdistelykertoimet

| Luokka | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|--------|----------|----------|----------|
| F      | 0,7      | 0,7      | 0,6      |

$$\text{KY1: } 1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b \text{ epäedullinen})$$

$$\text{KY2: } 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b \text{ edullinen})$$

$$\text{KY3: } 1,35 K_{FI} G_{kj,sup} \quad (6.10a \text{ epäedullinen})$$

$$\text{KY4: } 0,9 G_{kj,inf} \quad (6.10a \text{ edullinen})$$

$$\text{KY5: } 1,0 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10 \text{ epäedullinen})$$

$$\text{KY6: } 1,0 G_{kj,inf} + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10 \text{ edullinen})$$

$$\text{Törmäys: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{onnettomuus})$$

## Kuormien laskenta-arvot

|         | $V_d$  | $H_d$ | $M_{vd}$ | $M_{hd}$ | $e_d$ | $L'$ | $P_{ed}$          |         |
|---------|--------|-------|----------|----------|-------|------|-------------------|---------|
| KY1     | 131,10 | 36,10 | 108,57   | 46,45    | 0,18  | 1,63 | 80,18             | KY1     |
| KY2     | 107,16 | 31,76 | 88,17    | 41,27    | 0,21  | 1,58 | 67,64             | KY2     |
| KY3     | 129,24 | 23,43 | 110,20   | 28,00    | 0,07  | 1,86 | 69,43             | KY3     |
| KY4     | 86,16  | 15,62 | 73,47    | 18,67    | 0,07  | 1,86 | 46,29             | KY4     |
| KY5     | 113,94 | 31,34 | 94,37    | 40,33    | 0,18  | 1,64 | 69,66             | KY5     |
| KY6     | 113,94 | 31,34 | 94,37    | 40,33    | 0,18  | 1,64 | 69,66             | KY6     |
| Törmäys |        |       |          |          |       |      |                   | Törmäys |
|         | kN/m   | kN/m  | kNm/m    | kNm/m    | m     | m    | kN/m <sup>2</sup> |         |

$V_d$  = Pystykuormien laskenta-arvo

$H_d$  = Vaakakuormien laskenta-arvo

$M_{vd}$  = Pystykuormien momentin laskenta-arvo pohjalaatan takareunan suhteen

$M_{hd}$  = Vaakakuormien momentin laskenta-arvo pohjalaatan alapinnan suhteen

$e_d$  = Epäkeskisyyys (ei sisällä vaakakuormasta aiheutuvaa)

$L'$  = Tehokas leveys

$P_{ed}$  = Pohjapaine

**Kantokestävyys**  
Mitoitustapa DA2

**Mitoitusehto**

$$V_d \leq R_d$$

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

KY1

$$V_d = 131,10 \text{ kN} \leq R_d = 1341,65 \text{ kN}$$

Käyttöaste

9,8 %

Ok

Kestävyyskaava kitkamaille (RIL 207-2009, 105-106)

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

|                |       |   |
|----------------|-------|---|
| $\alpha$       | 0     | Pohjalaatan alapinnan kaltevuus (°)     |
| $\gamma_{R,v}$ | 1,55  | Kantokestävyysosavarmuusluku            |
| $c'$           | 0     | Tehokas koheesio                        |
| $q'$           | 22,80 | kN/m <sup>2</sup> ( $\gamma' \cdot D$ ) |
| $D$            | 1,20  | Perustussyvyys (m)                      |
| $\gamma' z$    | 19,00 | kN/m <sup>3</sup>                       |
| $\varphi' z$   | 35°   |   |
| $e$            | 2,72  | Neperin luku                            |

|         | V      | H     | L'   | B'   | A'             | Vd     | Rd      | KA    |         |
|---------|--------|-------|------|------|----------------|--------|---------|-------|---------|
| KY1     | 131,10 | 36,10 | 1,63 | 1,00 | 1,63           | 131,10 | 1341,65 | 9,8 % | KY1     |
| KY3     | 129,24 | 23,43 | 1,86 | 1,00 | 1,86           | 129,24 | 1830,59 | 7,1 % | KY3     |
| Törmäys |        |       |      |      |                |        |         |       | Törmäys |
|         | kN/m   | kN/m  | m    | m    | m <sup>2</sup> | kN     | kN      |       |         |

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

$$N_q = 33,30$$

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

$$N_c = 46,12$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \text{ missä } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (karhea pohja)}$$

$$N_\gamma = 45,23$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_q = \boxed{1,00}$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$$

|         |                                   |         |
|---------|-----------------------------------|---------|
| $s_q =$ | <input type="text" value="1,35"/> | KY1     |
| $s_q =$ | <input type="text" value="1,31"/> | KY3     |
| $s_q =$ | <input type="text"/>              | Törmäys |

$$s_y = 1 - 0,3(B'/L')$$

|         |                                   |         |
|---------|-----------------------------------|---------|
| $s_y =$ | <input type="text" value="0,82"/> | KY1     |
| $s_y =$ | <input type="text" value="0,84"/> | KY3     |
| $s_y =$ | <input type="text"/>              | Törmäys |

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$s_c = \boxed{1,36}$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$i_c = \boxed{0,63}$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m$$

|         |                                   |         |
|---------|-----------------------------------|---------|
| $i_q =$ | <input type="text" value="0,64"/> | KY1     |
| $i_q =$ | <input type="text" value="0,76"/> | KY3     |
| $i_q =$ | <input type="text"/>              | Törmäys |

$$i_y = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

|         |                                   |         |
|---------|-----------------------------------|---------|
| $i_y =$ | <input type="text" value="0,46"/> | KY1     |
| $i_y =$ | <input type="text" value="0,63"/> | KY3     |
| $i_y =$ | <input type="text"/>              | Törmäys |

$$m = m_u = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')]$$

|       |                                   |         |
|-------|-----------------------------------|---------|
| $m =$ | <input type="text" value="1,38"/> | KY1     |
| $m =$ | <input type="text" value="1,35"/> | KY3     |
| $m =$ | <input type="text"/>              | Törmäys |

|       |                                      |    |         |
|-------|--------------------------------------|----|---------|
| $R =$ | <input type="text" value="1341,65"/> | kN | KY1     |
| $R =$ | <input type="text" value="1830,59"/> | kN | KY3     |
| $R =$ | <input type="text"/>                 | kN | Törmäys |

|         |                                      |    |         |
|---------|--------------------------------------|----|---------|
| $R_d =$ | <input type="text" value="1341,65"/> | kN | KY1     |
| $R_d =$ | <input type="text" value="1830,59"/> | kN | KY3     |
| $R_d =$ | <input type="text"/>                 | kN | Törmäys |

**Liukumiskestävyys**  
Mitoitustapa DA2

**Mitoitusehto**

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

KY2

$$H_d = 31,76 \text{ kN} \leq R_d = 54,85 \text{ kN}$$

Käyttöaste

57,9 %

Ok

Kestävyden kaava kitkamaille (RIL 207-2009, 108)

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

|                     |     |  |
|---------------------|-----|--|
| $\delta_k$          | 35  | Leikkauskestävyysskulma ( $^\circ$ ), maata vasten valettaessa = $\varphi'_{cv;d}$ |
| $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | Leikkauskestävyysskulman osavarmuusluku sarjassa M1                                |
| $\gamma_{R,h}$      | 1,1 | Liukumiskestävyden osavarmuusluku  |
| $R_{p;d}$           |     | Ei huomioida   |

|         | $V'_d$ | $H_d$ | $R_d$ | KA     |         |
|---------|--------|-------|-------|--------|---------|
| KY1     | 110,10 | 36,10 | 70,08 | 51,5 % | KY1     |
| KY2     | 86,16  | 31,76 | 54,85 | 57,9 % | KY2     |
| KY3     | 129,24 | 23,43 | 82,27 | 28,5 % | KY3     |
| KY4     | 86,16  | 15,62 | 54,85 | 28,5 % | KY4     |
| Törmäys |        |       |       |        | Törmäys |
|         | kN/m   | kN/m  | kN    |        |         |

$V'_d$  Pystysuuntaista hyötykuormaa ei huomioida

### Taivutusmitoitus

|            |      |                                       |
|------------|------|---------------------------------------|
| $f_{ck}$   | 30   | N/mm <sup>2</sup>                     |
| $\gamma_c$ | 1,5  | Betonin osavarmuusluku                |
| $f_{cd}$   | 17   | N/mm <sup>2</sup>                     |
| $\gamma_c$ | 1,15 | Betoniteräksen osavarmuusluku         |
| $f_{yk}$   | 500  | N/mm <sup>2</sup>                     |
| $f_{yd}$   | 435  | N/mm <sup>2</sup>                     |
| $f_{ctm}$  | 2,90 | N/mm <sup>2</sup>                     |
| $\eta$     | 1,0  |                                       |
| $d$        | 250  | Tehollinen korkeus muurissa (mm)      |
| $d$        | 250  | Tehollinen korkeus pohjalaatassa (mm) |

### Taivutusmomentti

#### Muurin taivutus

$$M_{Ed} = 46,45 \text{ kNm} \quad \text{KY1}$$

#### Pohjalaatan yläpinta

Pohjalaatan taivutus yläpuolisista kuormista (täyttömaa ja pintakuormat)

$$M_{Ed} = G I_d \cdot c_1^2 / 2 + V Q d \cdot c_2$$

$c_1$  = pohjalaatan leveys muurin takana  
 $c_2$  = resultanttien etäisyys muurista

$$M_{Ed} = 76,11 \text{ kNm} \quad \text{KY1}$$

#### Pohjalaatan alapinta

Pohjalaatan taivutus pohjapaineesta

$$M_{Ed} = P_{Ed} \cdot c^2 / 2$$

$c = \max(c_1; c_2)$   
 $c_1$  = pohjalaatan taivutetun etuosan leveys  
 0,40 m  
 $c_2$  = pohjalaatan takaosan taivutetun osan leveys  
 0,93 m

$$P_{Ed} = 80,18 \text{ kN/m}^2 \quad \text{KY1}$$

$$M_{Ed} = 35,04 \text{ kNm}$$

## Vaadittava teräsmäärä

(BY 211-2 2014, 48-49)

## Muurin teräsmäärä

$$\mu = \frac{M_{\text{kd}}}{\eta f_{\text{cd}} d^2}$$

$$\mu \boxed{0,044} \leq 0,372 \text{ Ok}$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\beta \boxed{0,045} \leq 0,492 \text{ Ok}$$

$$\omega = \beta$$

$$\omega \boxed{0,045}$$

$$A_{\text{s,vaad}} = \omega d \frac{\eta f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}}$$

$$A_{\text{s,vaad}} \boxed{437} \text{ mm}^2/\text{m}$$

## Pohjalaatan yläosan teräsmäärä

$$\mu \boxed{0,072} \leq 0,372 \text{ Ok}$$

$$\beta \boxed{0,074} \leq 0,492 \text{ Ok}$$

$$A_{\text{s,vaad}} \boxed{727} \text{ mm}^2/\text{m}$$

## Pohjalaatan alaosan teräsmäärä

$$\mu \boxed{0,033} \leq 0,372 \text{ Ok}$$

$$\beta \boxed{0,034} \leq 0,492 \text{ Ok}$$

$$A_{\text{s,vaad}} \boxed{328} \text{ mm}^2/\text{m}$$



## Valitaan taivutusraudoitus

## Muuriin

|   |    |   |     |                     |           |                    |
|---|----|---|-----|---------------------|-----------|--------------------|
| T | 16 | k | 250 | A <sub>s</sub>      | 804       | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     | A <sub>s,vaad</sub> | 437       | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     |                     | 54,4 % Ok |                    |

## Pohjalaatan yläpintaan

|   |    |   |     |                     |           |                    |
|---|----|---|-----|---------------------|-----------|--------------------|
| T | 20 | k | 250 | A <sub>s</sub>      | 1257      | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     | A <sub>s,vaad</sub> | 727       | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     |                     | 57,9 % Ok |                    |

## Pohjalaatan alapintaan

|   |    |   |     |                     |           |                    |
|---|----|---|-----|---------------------|-----------|--------------------|
| T | 16 | k | 250 | A <sub>s</sub>      | 804       | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     | A <sub>s,vaad</sub> | 328       | mm <sup>2</sup> /m |
|   |    |   |     |                     | 40,8 % Ok |                    |

## Leikkausmitoitus

|               |        |  |
|---------------|--------|--|
| $N_{Ed}$      | 0      | Poikkileikkauksen normaalivoima (N)                  |
| $A_c$         | 300000 | Betonipoikkileikkauksen pinta-ala (mm <sup>2</sup> ) |
| $C_{Rd,c}$    | 0,12   |  |
| $\gamma_c$    | 1,5    | Betonin osavarmuusluku                               |
| $k$           | 1,89   | $\leq 2$ Ok  |
| $\rho_1$      | 0,003  | $\leq 0,02$ Ok                                       |
| $A_{sl}$      | 804    | mm <sup>2</sup> /m                                   |
| $f_{ck}$      | 30     | N/mm <sup>2</sup>                                    |
| $f_{cd}$      | 17     | N/mm <sup>2</sup>                                    |
| $k_1$         | 0,15   |  |
| $\sigma_{cp}$ | 0,00   | $< 0,2f_{cd} = 3,40$ Ok                              |
| $b_w$         | 1000   | mm   |
| $d$           | 250    | Tehollinen korkeus muurissa (mm)                     |
| $d$           | 250    | Tehollinen korkeus pohjalaatassa (mm)                |
| $v_{min}$     | 0,50   |  |

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kestävyys  
(SFS-EN 1992-1-1:2015, 84-85)

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \right.$$

Muurissa

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 121001 \text{ N} \\ 124964 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$= 124,96 \text{ kN}$$

Pohjalaatassa

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 121001 \text{ N} \\ 124964 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$= 124,96 \text{ kN}$$

## Leikkausrasitus

Muurissa

leikkausraudoitusta ei tarvita

Suurimmasta vaakakuormasta

$$V_{Ed} = 36,10 \text{ kN} \quad \text{KY1}$$

Pohjalaatan takaosassa

leikkausraudoitusta ei tarvita

Pohjalaatan yläpuolisista kuormista G1d+Qd

$$V_{Ed} = 106,83 \text{ kN} \quad \text{KY1}$$

Pohjalaatan etuosassa

leikkausraudoitusta ei tarvita

Pohjapaineesta

$$V_{Ed} = 32,07 \text{ kN} \quad \text{KY1}$$

## Vähimmäisraudoitus

(SFS-EN 1992-1-1:2015, 150)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{array} \right.$$

Muriin

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 377 \text{ mm}^2/\text{m} \\ 325 \text{ mm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

$$T = 12$$

$$k = 250$$

$$A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 377 \text{ mm}^2/\text{m}$$

83,2 % Ok

Pohjalaataan

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 377 \text{ mm}^2/\text{m} \\ 325 \text{ mm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

$$T = 12$$

$$k = 250$$

$$A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 377 \text{ mm}^2/\text{m}$$

83,2 % Ok

## Tulokset

### Kantokestävyys

|                     |       |                      |
|---------------------|-------|----------------------|
| Kuormitusyhdistelmä | KY1   | (6.10b epäedullinen) |
| Käyttöaste          | 9,8 % |                      |

### Liukumiskestävyys

|                     |        |                   |
|---------------------|--------|-------------------|
| Kuormitusyhdistelmä | KY2    | (6.10b edullinen) |
| Käyttöaste          | 57,9 % |                   |

### Betoni

|        |
|--------|
| C30/37 |
|--------|

### Teräket

|       |
|-------|
| B500B |
|-------|

|                                  |    |    |
|----------------------------------|----|----|
| Terästen suojapeite muurissa     | 50 | mm |
| Terästen suojapeite phjalaatassa | 50 | mm |

### Muurin taivutus

|                     |        |                      |
|---------------------|--------|----------------------|
| Mitoittava momentti | KY1    | (6.10b epäedullinen) |
|                     | 46,45  | kNm                  |
| Terästen käyttöaste | 54,4 % | T 16 k 250           |

### Pohjalaatan yläpinnan taivutus

|                     |        |                      |
|---------------------|--------|----------------------|
| Mitoittava momentti | KY1    | (6.10b epäedullinen) |
|                     | 76,11  | kNm                  |
| Terästen käyttöaste | 57,9 % | T 20 k 250           |

### Pohjalaatan alapinnan taivutus

|                     |        |                      |
|---------------------|--------|----------------------|
| Mitoittava momentti | KY1    | (6.10b epäedullinen) |
|                     | 35,04  | kNm                  |
| Terästen käyttöaste | 40,8 % | T 16 k 250           |

### Vähimmäisteräket

|              |        |            |
|--------------|--------|------------|
| Muuriin      | 83,2 % | T 12 k 250 |
| Pohjalaataan | 83,2 % | T 12 k 250 |

