

JUHA JAAKKONEN

## Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettelyn vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon





Juha Jaakkonen

Osavarmuus- ja kokonaisvarmuus-  
menettelyn vaikutus vanhojen  
kriittisten ratapenkereiden  
laskennalliseen varmuustasoon

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2013

Liikennevirasto

Helsinki 2013

*Kannen kuva: Liikenneviraston kuva-arkisto*

Verkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-368-3

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Juha Jaakkonen: Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettelyn vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon.** Liikennevirasto, suunnitteluosasto. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2013. 96 sivua ja 2 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-368-3.

**Avainsanat:** elementtimenetelmä, FEM, lamellimenetelmä, LEM, stabiliteetti, ratapenger, osavarmuusmenetelmä, todennäköisyystarkastelu, RBD, Spencer

## Tiivistelmä

Uusi eurokoodin mukainen stabiliteettitarkastelu poikkeaa aikaisemmin Suomessa käytetyistä. Eurokoodin mukainen laskenta tehdään osavarmuusmenettelyllä kokonaisvarmuusmenettelyn sijaan. Tässä työssä on tutkittu vanhojen ratapenkereiden stabiliteetin laskentaa osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmällä. Laskenta tehtiin Liikenneviraston kansallisen liitteen suunnitteluohjeen mukaisesti. Liikenneviraston ohjeistus ohjaa ratapenkereiden suunnittelua Suomessa.

Diplomityössä tehtiin laskelmia kolmesta eri ratapengerkohteesta. Suurin osa laskelmista tehtiin lamellimenetelmää (LEM) käyttäen, mutta yhdessä kohteessa tehtiin vertailulaskelmia myös elementtimenetelmällä (FEM). Laskelmissa käytettiin erilaisia junakuormia, pengerkorkeutta ja koheesiomaiden leikkauslujuutta. Laskelmat tehtiin käyttäen  $\phi=0$  analyysia ja saven lujuutena käytettiin suljettua leikkauslujuutta.

Työn alkupuolella käytiin läpi yleistä LEM- ja FEM-menetelmiin liittyvää teoriaa ja käytettyjä laskentaohjelmia. Työn loppupuolella käydään läpi pengerkohdeet, laskelmat, sekä laskennan tuloksia. Työssä tehtiin myös yksinkertainen todennäköisyystarkastelu (RBD), varioiden saven suljettua leikkauslujuutta tilastollisin menetelmin.

Laskentojen perusteella osavarmuusmenetelmällä määritetty varmuus on yleisesti hieman pienempi kuin mitä aikaisemmin on totuttu. Kuitenkin mitoittavimmissa tapauksissa, missä ulkoiset kuormat ovat merkittäviä, osavarmuusmenetelmän varmuustaso on lähes sama verrattuna kokonaisvarmuusmenetelmään. Todennäköisyyspohjaisen tarkastelun todettiin soveltuvan stabiliteetin kannalta merkittävämpien parametrien tunnistamiseen ja näiden tutkintaan.

**Juha Jaakkonen: Partialsäkerhets- och totalsäkerhetsmetodens inverkan på den kalkylmässiga säkerhetsnivån hos gamla kritiska banvallar.** Trafikverket, planering. Helsingfors 2013. Trafikverkets undersökningar och utredningar 51/2013. 96 sidor och 2 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-368-3.

## Sammandrag

Den nya metoden för stabilitetsgranskning i enlighet med eurokoden avviker från de metoder som tidigare tillämpats i Finland. Enligt eurokoden utförs beräkningen med partialsäkerhetsmetoden i stället för totalsäkerhetsmetoden. I detta arbete undersöktes beräkning av stabiliteten av gamla banvallar med partial- och totalsäkerhetsmetoden. Beräkningen gjordes i enlighet med planeringsanvisningen i Trafikverkets nationella bilaga. Trafikverkets anvisningar styr planeringen av banvallar i Finland.

I diplomarbetet gjordes beräkningar om tre olika banvallsobjekt. Största delen av beräkningarna gjordes med lamellmetoden (LEM), men i ett objekt gjordes också jämförande beräkningar med elementmetoden (FEM). I beräkningarna användes olika tåglaster, vallhöjder och skjuvhållfastheter i kohesionsjordar. Beräkningarna utfördes med analysen  $\phi=0$ , och som hållfasthet för lera användes odränerad skjuvhållfasthet.

I arbetets inledande skede gjordes en genomgång av allmän teori om LEM- och FEM-metoderna och av de beräkningsprogram som användes. I arbetets senare skede genomgås vallobjekten, beräkningarna och beräkningarnas resultat. I arbetet gjordes också en enkel sannolikhetsgranskning (RBD), i anslutning till vilken den odränerade skjuvhållfastheten hos lera varierades med statistiska metoder.

Utifrån beräkningarna var den säkerhet som fastställdes med partialsäkerhetsmetoden något lägre än man tidigare blivit van vid. I de mest dimensionerande fallen, där de yttre lasterna är betydande, hade partialsäkerhetsmetoden emellertid nästan samma säkerhetsnivå som totalsäkerhetsmetoden. Den sannolikhetsbaserade granskningen konstaterades lämpa sig för identifiering och undersökning av de viktigaste parametrarna för stabilitet.

**Juha Jaakkonen: Stability analysis of existing old railway embankments using partial and total safety factor methods.** Finnish Transport Agency, Planning. Helsinki 2013. Research reports of the Finnish Transport Agency 51/2013. 96 pages and 2 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-368-3.

## Summary

A slope stability analysis according to Eurocode differs from the former Finnish geotechnical design. Now the calculation is based on partial safety factors as the former it was based on the using of total safety factor. The purpose of this thesis was to study how partial safety factor method differs from the total safety factor method when calculating the stability of a railway embankment.

The calculations were made accordingly to the eurocode and Finnish Transport Agency's geotechnical design guides (national annex), which define how railway embankments' stability analysis should be accomplished in Finland.

The calculations were performed for three different test sites. Most analyses were based on the traditional limit equilibrium method (LEM) but in one site finite element method (FEM) analysis was made. For each test site railway loads levels, the embankments heights and shear strengths of clay were varied. Calculations were done using  $\phi=0$  analysis and undrained shear strength.

In the first part of this study includes basic theory of LEM and FEM and descriptions of the calculation programs used. The later part of this study includes descriptions of the test sites, made calculations and calculation results. Simple reliability based design (RBD) analyses were done by varying the undrained shear strength of clays.

Based on the calculations the partial safety factor method seemed to give overall slightly smaller safety margin than the total safety factor method. However in the most critical conditions, where railway loads were significant, the safety margin of the method was almost the same. RBD method was found to be suitable for detecting significant parameters in terms of stability.

## Esipuhe

Tämä työ on Juha Jaakkosen diplomityö Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulun Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitoksella. Diplomityön rahoittajana oli Liikennevirasto.

Työn valvojana on ollut prof. Leena Korkiala-Tanttu ja ohjaajina dipl.ins. Jaakko Heikkilä ja dipl.ins. Kari-Matti Malmivaara. Liikenneviraston yhteyshenkilönä on toiminut Tiina Perttula.

Helsingissä joulukuussa 2013

Liikennevirasto  
Suunnitteluosasto



# Sisällysluettelo

MERKINNÄT .....	9
1 JOHDANTO .....	11
1.1 Työn taustaa .....	11
1.2 Työn tavoitteet .....	13
1.3 Työn sisältö.....	13
2 LASKENNAN TEORIAA .....	14
2.2 Maan leikkauslujuus.....	15
2.3 $c\phi$ -menetelmä .....	16
2.4 $c$ -menetelmä ( $\phi=0$ ) .....	17
2.5 $\phi$ -menetelmä .....	18
2.6 Laskentamenetelmien soveltuvuudet .....	18
2.7 Siipikairauksella saatavan leikkauslujuuden redusointi .....	19
2.8.1 Yleistä tasapainomenetelmästä.....	21
2.8.2 Spencerin menetelmä .....	23
2.8.3 GeoStudio SLOPE W .....	27
2.9 Elementtimenetelmät (FEM).....	28
2.9.1 Yleistä elementtimenetelmistä .....	28
2.9.2 Plaxis 2D.....	32
2.9.3 Mohr-Coulomb (M-C) materiaalimalli .....	33
3 MITOITUSMENETELMÄT .....	37
3.2.1 Osavarmuusmenetelmä.....	38
3.2.2 Eurokoodin taustaa .....	39
3.2.3 Eurokoodi EN 1997.....	39
3.2.4 Kansallinen liite (LVM) .....	42
3.2.5 Ratahallintokeskuksen B15 ohje .....	43
3.3.1 Yleistä todennäköisyystarkastelusta .....	46
3.3.2 Slope-ohjelman käyttömahdollisuus .....	47
3.3.3 Monte Carlo – menetelmä .....	48
3.3.4 Normaalijakauma .....	48
3.3.5 Log-normaalijakauma.....	49
3.3.6 Aineiston käsittely.....	50
4 KOHDEPENKEREET .....	53
4.1 Yleistä kohdepenkereistä .....	53
5 LASKENTA, SEN TULOKSET JA TULOSTEN TARKASTELU.....	61
5.1 Yleistä laskennasta.....	61
5.3 Elementtimenetelmän laskenta.....	65
5.5 Laskennan tulosten tarkastelu .....	67
5.5.1 Yleisiä havaintoja .....	67
5.5.2 Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän erot .....	73
5.5.3 Lamellimenetelmän ja elementtimenetelmän erot .....	77
5.5.4 Penkereen korkeuden vaikutus varmuuteen.....	80
5.5.5 Leikkauslujuuden vaikutus varmuuteen.....	82
5.5.6 Todennäköisyystarkastelu (RBD).....	84

6 YHTEENVETO ..... 89

LÄHDELUETTELO.....93

LIITTEET

Liite 1 Laskennan parametrit ja tulokset

Liite 2 Siipikairausvastukset

# Merkinnät

## Yleiset merkinnät:

E	[MPa]	kimmomoduuli
F, Fos		kokonaisvarmuus sortumaa vastaan
F	[%]	hienousluku
G, W	[kN]	paino (resultantti)
R	[m]	liukuympyrän säde
S <sub>u</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	suljettu leikkauslujuus
W	[%]	vesipitoisuus
W <sub>L</sub>	[%]	hienousluku
c	[kN/m <sup>2</sup> ]	maan koheesio
c'	[kN/m <sup>2</sup> ]	maan tehokas koheesio
c <sub>u</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	maan suljettu leikkauslujuus
p	[kN/m <sup>2</sup> ]	paine
q	[kN/m <sup>2</sup> ]	ulkoinen kuorma,
u	[kN/m <sup>2</sup> ]	huokospaine
u <sub>w</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	huokosvedenpaine
z	[m]	korkeusasema, syvyys
β	[°]	maanpinnan kaltevuus
γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	maan tilavuuspaino
ε	[% , 10 <sup>-6</sup> ]	muodonmuutos, venymä
μ		suljetun leikkauslujuuden redusointikerroin
σ	[kN/m <sup>2</sup> ]	kokonaisjännitys
σ'	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas jännitys
σ <sub>c</sub> '	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas konsolidaatiojännitys
σ <sub>n</sub> '	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas normaalijännitys
σ <sub>v</sub> '	[kN/m <sup>2</sup> ]	tehokas pystyjännitys
τ	[kN/m <sup>2</sup> ]	leikkauslujuus
φ	[°]	maan sisäinen kitkakulma
φ'	[°]	maan tehokas sisäinen kitkakulma

## Todennäköisyystarkastelun merkinnät:

x	satunnaismuuttuja
β	luotettavuusindeksi
θ	odotusarvon offset arvo (location parameter)
μ, m	odotusarvo
σ	keskihajonta
σ <sup>2</sup>	varianssi

**Lamellimenetelmän merkinnät:**

$E_i, E_{i+1}$	[kN]	Lamelleitten välisiä vaakavoimia
F		Varmuuskerroin
$F_H$	[kN]	Vaakasuntaisten voimien summa
$F_V$	[kN]	Pystysuuntaisten voimien summa
M	[kNm]	Lamellin alapohjassa vaikuttava momentti
P	[kN]	Lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima
Q	[kN]	Lamelliin vaikuttavien tuntemattomien voimien resultantti
$S_m$	[kN]	Lamellin pohjalle muodostuva todellinen leikkausvoima
U	[kN/m <sup>2</sup> ]	Huokospaine
W	[kN/m <sup>3</sup> ]	Lamellin paino
$X_i, X_{i+1}$	[kN]	Lamelleitten välisiä kitkavoimia
$Z_i, Z_{i+1}$	[kN]	Lamelleitten välisten vaakavoimien momenttivarsia suhteessa lamellin alapohjaan nähden
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Maan tehokas koheesio
b	[m]	Lamellin leveys
h	[m]	Lamellin keskikorkeus
l	[m]	Lamellin pohjan pituus
$\alpha$	[°]	Lamellin pohjan kulma
$\theta$	[°]	Voimaresultanttien kulma
$\varphi'$	[°]	Tehokas leikkauskestävyyskulma

**Lyhenteet:**

CC	seuraamusluokka
FEM	elementtimenetelmät (Finite Element Methods)
FOS	varmuusluku (Factor of safety)
LEM	lamellimenetelmät (Limit Equilibrium Methods)
LVM	Liikenne- ja viestintäministeriö
M-C	Mohr-Coulombin materiaalmalli
PDF	Tiheysfunktio (Probability Density Function)
PRO 2004	Pohjarakennusohjeet 2004
RATO	Ratatekniset ohjeet
RBD	Todennäköisyystarkastelu (Reliability-Based Design)
RC	luotettavuusluokka
RHK	Ratahallintokeskus
RIL	Rakennusinsinööriliitto
YM	Ympäristöministeriö

# 1 Johdanto

## 1.1 Työn taustaa

Geotekniikka on tieteenalana suhteellisen nuori. Mahdollisesti ensimmäisen kerran termi ”geotekniikka” (tai geoteknik) käytettiin vuonna 1922, kun ruotsalainen komissio julkaisi tutkimusraportin Ruotsissa tapahtuneista lukuisista ratapenkereiden sortumista. Raportti oli nimeltään ”Statens järnvägars geotekniska kommission slutbetänkande” eli vapaasti käännettynä ”Valtion rautateiden geoteknisen komission loppuraportti”. Raporttia varten komissio oli tutkinut yli 300 penkereen sortumista-pausta. Osa oli tuhoisia ratapenkereiden sortumia, esimerkkinä kuvassa 1 esitetty Vita Sikuddenissä sattunut katastrofi. Raportissa komissio totesi, että kaikkia syitä sortumiin ei voida vielä tarkasti määritellä. Komissio korosti, että ratkaisut geotekniikkiin kysymyksiin löytyvät nykyistä syvällisemmällä ja laajemmalla tutkimuksella. (Fellenius 1922.)

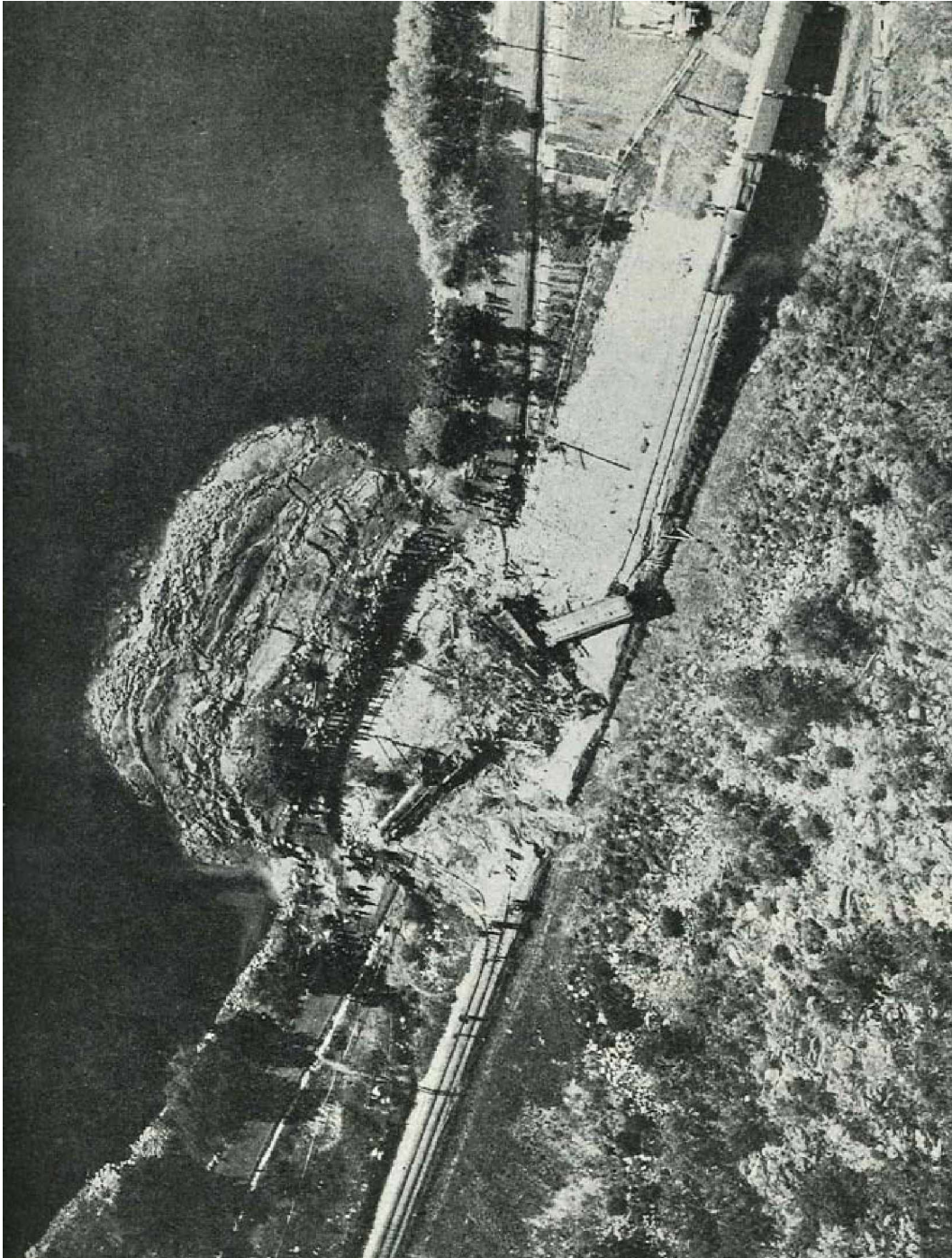
Viime vuosisadan alusta geotekniikka on kehittynyt tieteenalana huomattavasti. Luiskan ja penkereen stabiliteetin määrittäminen on silti yhä geotekniikassa yksi yleinen ongelma. Yksi perinteisimmistä luiskan stabiliteetin määrittämistavoista on niin sanottu liukupinta-analyysi. Liukupinta-analyysissä murtuman oletetaan tapahtuvan tiettyä liukupintaa pitkin, kun materiaalin leikkauslujuus ylittyy kuormituksen seurauksena. Liukupinta-analyysi on vuosien saatossa kehittynyt ja nykyisin yleinen tapa liukupinnan stabiliteetin määrittämiseen on käyttää tasapainomenetelmää (Limit Equilibrium Method, LEM), joka tunnetaan myös lamellimenetelmänä. Lamellimenetelmässä luiska jaetaan pystysuoriin osiin, joiden voimia, tasapainoa, sekä vuorovaikutusta tutkitaan erikseen.

Toinen keino stabiliteetin määrittämiseksi on esimerkiksi rakennetekniikassakin paljon käytetty numeerinen ratkaisu eli elementtimenetelmä (finite element method, FEM). Elementtimenetelmässä koko mallinnettava asia jaetaan pieniin elementteihin, joiden väliset siirtymät, voimat ja muodonmuutokset ovat ratkaistavissa pienemmissä osissa. Geotekniikassa elementtimallintamisesta on erityisesti hyötyä, kun määritellään maaperän muodonmuutoksia.

Stabiliteettia on perinteisesti mallinnettu kokonaisvarmuusmenettelyn avulla, jossa rakenteen lujuutta verrataan sitä murtavien voimien vaikutukseen. Kokonaisvarmuusmenetelmän ominaispiirre on se, että laskenta tehdään käyttäen kuormien ja rakenteen lujuusominaisuuksien ominaisarvoja.

Suomessa on astunut voimaan uusi yhteinen suunnittelusäännöstö eurokoodi EN 1997 (RIL 207 2004). Eurokoodin pohjalta on myös laadittu kansalliset liitteet Ympäristöministeriön (YM) ja Liikenne- ja viestintäministeriön (LVM) toimesta. Ehkäpä merkittävin muutos eurokoodien osalta verrattuna vanhaan käytäntöön, on vanhan kokonaisvarmuusmenettelyn muuttuminen ensisijaisesti osavarmuusmenettelyksi. Osavarmuusmenettelyssä laskentaa ei tehdä ominaisarvoja käyttäen, vaan parametreja ja voimia muutetaan erillisin osavarmuusluvuin.

Myös ratateknistä suunnittelua ohjaavat Ratahallintokeskuksen (RHK) Ratatekniset ohjeet (RATO 2008), sekä B15 ohje ”Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet” (RHK 2006) ohjeistavat osavarmuusmenetelmän käyttöön. Osavarmuusmenetelmän käyttö tuo muutoksia suunnitteluun ja vaikuttaa ratapenkereiden varmuustason laskentaan ja määrittelyyn.



*Kuva 1. Vita Sikuddenin 1. lokakuuta 1918 tapahtunut laajamittainen ratapenkeren sortuma (Fellenius 1922).*

## 1.2 Työn tavoitteet

Työn tavoitteena oli verrata vanhojen kriittisten ratapenkereiden stabiililaskentaa osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmillä. Vertailu tehtiin laskemalla lukuisia vertailulaskelmia kolmea eri ratakohdetta käyttäen. Laskelmat tehtiin pääosin lamellimenetelmällä, mutta yhdestä kohteesta tehtiin referenssilaskelmia myös elementtipohjaisella laskennalla.

Työssä pyrittiin ensisijaisesti selvittämään seuraavia asioita:

- Kuinka hyvin osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn antamat varmuusluvut ja vaarallisimman liukupinnan muoto vastaavat toisiaan?
- Miten lamellimenetelmällä ja elementtimenetelmällä lasketut varmuudet poikkeavat toisistaan?
- Kuinka suuri vaikutus on erilaisilla junakuormilla, pengerkorkeudella tai koheesiomaan leikkauslujuuden muutoksella penkereen stabiliteettiin?

Lisäksi työssä tutkittiin yksinkertaistetun todennäköisyystarkastelun (Reliability-Based Design, RBD) käyttöä stabiliteetilaskennassa. Todennäköisyystarkastelun yksi etu on mahdollisuus tutkia yksittäisen parametrin vaihtelun vaikutusta laskentaan. Koska kohdepenkereitten ehkäpä kriittisin tekijä on niiden heikosti kantava savipohja, on todennäköisyystarkastelun muuttujaksi valittu saven suljettu leikkauslujuus.

Laskelmat tehtiin RHK B15 ohjeen ”Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet” mukaisesti. Mallinnusohjelmoina käytettiin lamellimenetelmän osalta Geo-Studio Slope W (v.7.20) -ohjelmaa. FEM-mallinnus tehtiin käyttäen Plaxis 2D (v.8.5) -ohjelmaa, jossa materiaalimallina käytettiin Mohr–Coulombin mallia.

## 1.3 Työn sisältö

Työn alkupuolella esitellään tasapainomenetelmää ja elementtimenetelmän perusteoria, sekä käydään läpi keskeisiä stabiliteettiin mallintamiseen liittyviä asioita kuten ohjeistusta ja suunnittelusäännöstöä. Työn loppupuolella käydään läpi laskennoissa käytetyt kohderatapenkereet, tehdyt laskennat, sekä laskentojen tuloksia.

## 2 Laskennan teoriaa

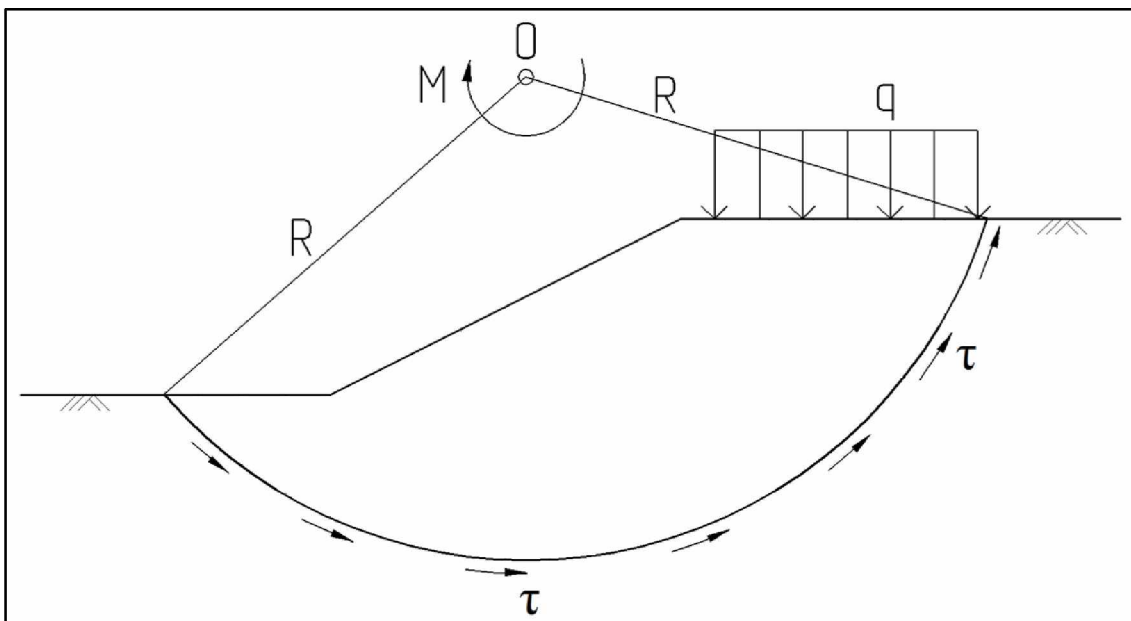
### 2.1 Yleistä teoriasta

Maaluisia ja penkereitä suunniteltaessa tärkeimmät mitoitustarkastelut ovat rakenteista tehtävät stabiliteettilaskelmat. Stabiliteettilaskelmissa on kyse maapohjan vakavuustarkastelusta, jossa huomioidaan mahdollisuus maamassojen murtumisesta ja muodonmuutoksesta liukupintavyöhykkeitä pitkin maa-aineksen leikkauslujuuden ylittyessä.

Tapauksessa, jossa penkereeseen tai luiskaan kohdistuva leikkausvoima tai momentti ylittää maa-aineksen leikkauslujuuden, on seurauksena maan sortuma pitkin syntynyttä liukupintaa. Stabiliteettitarkastelua, jossa tarkastellaan maassa ajateltuun liukupintaan kohdistuvia voimia tai niiden momenteja, kutsutaan liukupinta-analyysiksi. Liukupinta-analyysissä kohteen vakavuutta tarkastellaan siis maaperässä vallitsevan leikkausjännityksen ja maan leikkauslujuuden suhdetta, jota kutsutaan varmuuskertoimeksi ( $F$ ) (Factor of safety (FOS tai Fos)) tai varmuusluvuksi.

$$F = \frac{\text{Leikkauslujuus}}{\text{Leikkausjännitys}} \quad (1)$$

Jos varmuuskertoimen ( $F$ ) luku on suurempi kuin yksi, voi luiskan tai maapenkereen olettaa olevan vakaa kyseisessä liukupintatarkastelussa. Jos varmuuskerroin on pienempi kuin yksi, sortuman todennäköisyys on suuri. (Lojander yms. 1990.) Kuvassa 2 on esitetty tyypillinen liukupintaleikkaus ja siinä vaikuttavia voimia.



Kuva 2. Liukupinta ja siinä vaikuttavia kuormituksia. Maan painosta ja ulkoisesta kuormituksesta ( $q$ ) syntyvä momentti ( $M$ ) pyrkii sorruttamaan maaluisen liukupintaa pitkin.



Laskentamenetelmät ovat yleensä vain yksinkertaistuksia todellisuudesta, ja käytännössä laskennassa on aina useista eri tekijöistä johtuvaa epävarmuutta. Osa epävarmuudesta johtuu laskentaparametrien (usein varovaisesta) määrittelystä ja laskentamallien konservatiivisista oletuksista ja yksinkertaistutuksista. Myös mahdollisesti puutteelliset lähtötiedot luonnollisesti lisäävät epävarmuutta. Laskenta tulisi pyrkiä tekemään aina varmemmalle puolelle. Epävarmuudesta johtuen laskennassa käytettävä varmuusmarginaali on yleensä vähintään luokkaa 30...50 %. (Lojander yms. 1990.)

Kokonaisvarmuusmenettelyssä varmuusmarginaali otetaan käytännössä huomioon määräämällä laskennan lopulliselle varmuuskertoimelle tavoitearvo, joka on selvästi suurempi kuin yksi. Sen sijaan osavarmuusmenettelyssä maan eri lujuusparametreja pienennetään ennen laskentaa osavarmuuskertoimilla ja tällöin riittää, että lopullisen laskennan varmuuskerroin täytyy olla vähintään yksi. Eurokoodeilla laskettaessa laskenta tapahtuu osavarmuusmenettelyllä, mutta tämän lisäksi myös ominaiskuormia suurennetaan osavarmuuskertoimilla. (Lojander yms. 1990.)

Alla on esitetty RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeiden (RIL 2004) ja eurokoodin (RIL 2009) mukaiset kokonaisvarmuus- ja osavarmuusmenettelyt:

**PRO-2004:** Kokonaisvarmuusmenettely (kaikki tekijät ominaisarvoja)

$$F = \frac{\text{Ylläpitävät voimat eli kapasiteetti}}{\text{Kaatavat ja murtavat voimat}}$$

**PRO-2004:** Osavarmuuskerroinmenettely (varmuus lujuusparametreissa merkitty d:llä)

$$1 \leq \frac{(\text{Ylläpitävät voimat eli kapasiteetti})d}{\text{Kaatavat ja murtavat voimat}}$$

**Eurokoodi:** Osavarmuuslukumenettely (varmuus lujuusparametreissa ja kuormissa on merkitty d:llä)

$$1 \leq \frac{(\text{Ylläpitävät voimat eli kapasiteetti})d}{(\text{Kaatavat ja murtavat voimat})d}$$

## 2.2 Maan leikkauslujuus

Stabiliteettitarkastelussa käytettävä määräävä maan leikkauslujuus vaihtelee materiaaliakohtaisesti. Leikkauslujuus määräytyy maan koheesion (c) ja kitkakulman ( $\varphi$ ) mukaan. Eurokoodi käyttää kitkakulmasta nimeä leikkauskestävyyskulma. Yleisesti käytetty leikkauslujuuden määrittävä kaava on esitetty kaavassa 2 ja se tunnetaan myös Coulombin murtokriteerinä tai Coulombin kaavana. (Hunt 1986, Lojander yms. 1990.)

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad (2)$$

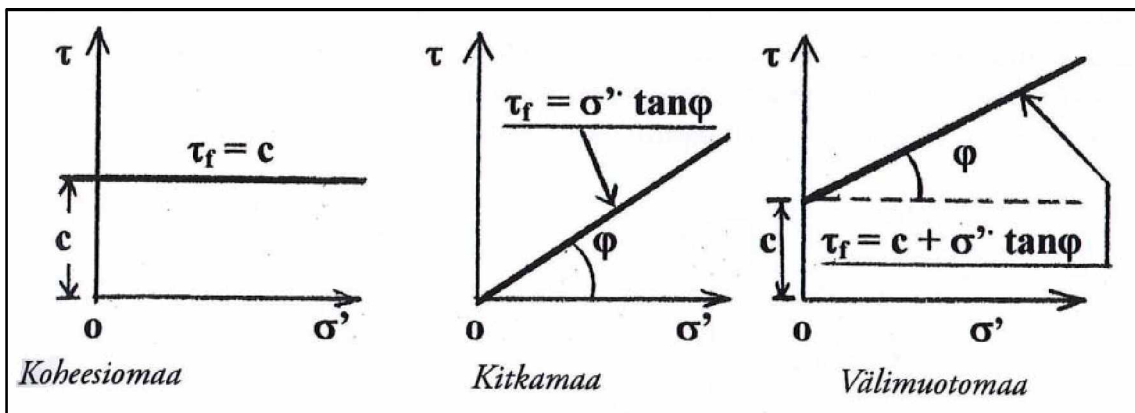
jossa	$\tau$	= leikkauslujuus [kN/m <sup>2</sup> ]
	$c$	= koheesio [kN/m <sup>2</sup> ]
	$\sigma_n$	= normaalijännitys [kN/m <sup>2</sup> ]
	$\varphi$	= kitkakulma [°]

Laskettaessa tehokkailla parametreilla leikkauslujuus on esitetty kaavassa 3.

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot \tan(\varphi') \quad (3)$$

jossa	$\tau$	= leikkauslujuus [kN/m <sup>2</sup> ]
	$c'$	= tehokas koheesio [kN/m <sup>2</sup> ]
	$\sigma_n'$	= tehokas normaalijännitys [kN/m <sup>2</sup> ]
	$\varphi'$	= tehokas kitkakulma [°]

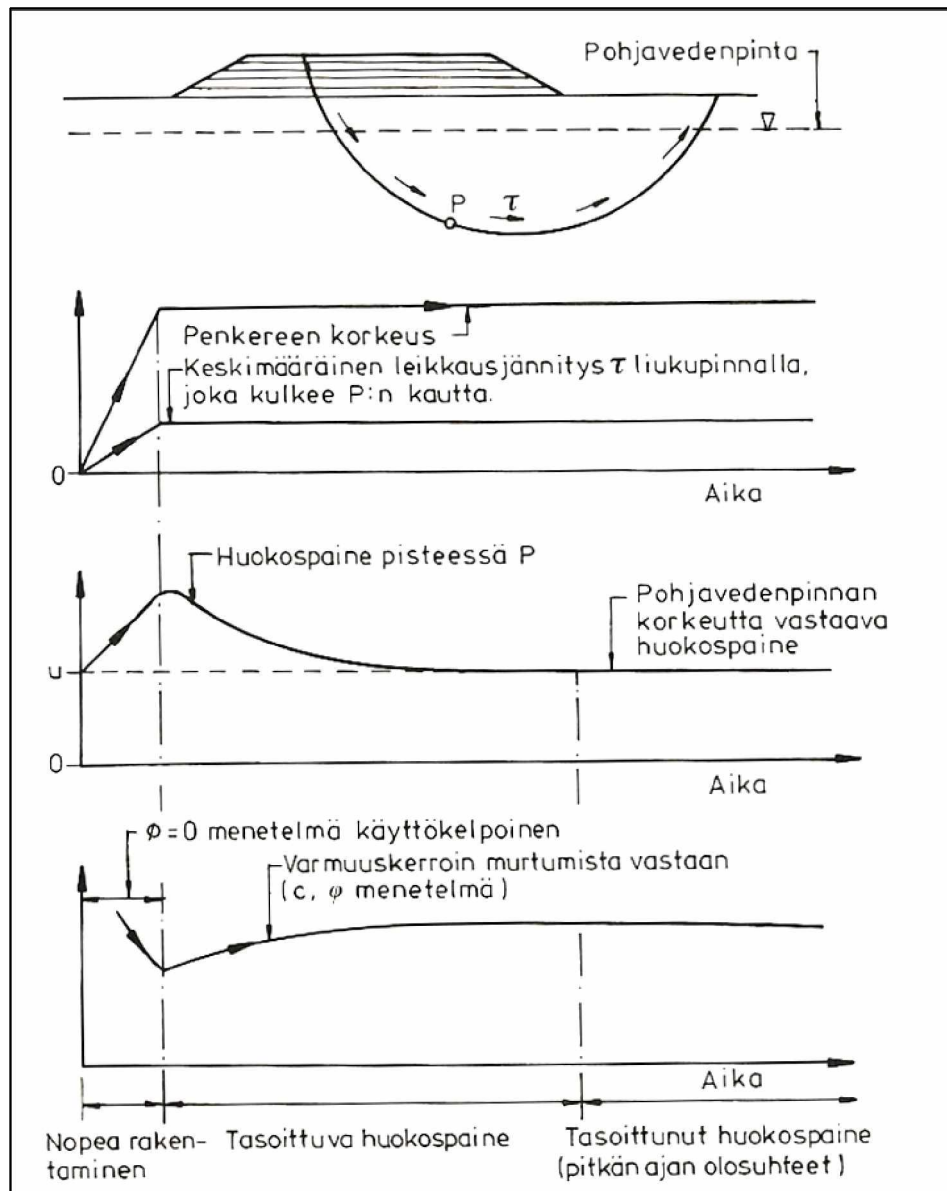
Maata jossa leikkauslujuus muodostuu pelkästään koheesiosta, kutsutaan yleensä koheesiomaaksi. Vastaavasti maata, jonka leikkauslujuus muodostuu pelkästä kitkakulmasta, kutsutaan kitkamaaksi. Kun leikkauslujuus muodostuu kummastakin, on kyseessä niin sanottu "välimuotomaa". Kuvassa 3 on esitetty näiden eri maalajityyppien murtosuorat. (Jääskeläinen 2011.)



Kuva 3. Eri maalajityyppien murtosuorat (Jääskeläinen 2011).

## 2.3 $c\varphi$ -menetelmä

Pitkän ajan vakavuustarkasteluissa ja ylipäätään kitkamaissa tai välimuotomaissa käytetään vakavuustarkasteluissa tehokaiden jännitysten analyysia, jossa maan leikkauslujuus on muodostunut koheesion ja kitkakulman vaikutuksesta. Tehokaiden jännitysten analyysiin ja laskentaan liittyy heikkouksia. Nämä liittyvät pääasiassa maassa vallitsevaan huokospaineen huomioon ottamiseen laskelmissa, sekä sen määrittämisestä varsinkin vettä heikosti läpäisevissä maalajeissa. Korkea huokospaine ( $u$ ) pienentää maassa vaikuttavaa tehokasta normaalijännitystä ( $\sigma_n'$ ) ja näin ollen heikentää maan leikkauslujuutta. Tehokaiden jännitysten analyysia käyttäessä täytyisi huokosvedenpaineen käyttäytyminen tuntea hyvin eri maakerroksissa eri rakennusvaiheiden aikana. Kuvassa 4 on esitetty huokospaineen vaikutus varmuuskertoimeen saven päälle rakennetussa penkereessä. (Arhippanen ja Fagerström 1977.)



Kuva 4. Huokospaineen ja varmuuskertoimien käyttäytyminen saven päälle perustetun penkereen alla (Chowdhury 1978).

## 2.4 c-menetelmä ( $\varphi=0$ )

Maapohjan leikkauslujuutta kuvataan usein myös pelkästään suljetun leikkauslujuuden ( $S_u$ ) avulla, jolloin puhutaan kokonaisjännitysten menetelmästä tai analyysistä. Käytännössä kokonaisjännitysten menetelmää käytetään yleensä luiskan lyhyen ajan vakavuustarkasteluissa, kun pohjamaana on savea, eli kun kyseessä on koheesioma. Tällöin leikkauslujuus oletetaan vakioksi ja sen muodostuvan kokonaan koheesiosta ja kitkakulman oletetaan tällöin olevan nolla ( $\varphi=0$ ). Tätä menetelmää kutsutaan välillä myös c-menetelmäksi, c-analyysiksi tai  $S_u$ -analyysiksi. Kaavassa 4 on esitetty leikkauslujuuden määrittäminen kokonaisjännitysten menetelmässä. (Arhippanen ja Fagerström 1977.)

$$\tau = c \quad (4)$$

jossa  $\tau$  = leikkauslujuus [kN/m<sup>2</sup>]  
 $c$  = koheesio [kN/m<sup>2</sup>]

Kokonaisjännitysten analyysi on siinä mielessä yksinkertainen, että siinä maan leikkauslujuus määräytyy ainoastaan suljetun leikkauslujuuden perustella, eikä huokosvedenpainetta tarvitse ottaa huomioon. Tämän työn laskelmat koheesiomaiden osalta on tehty käyttäen kokonaisjännitysten analyysiä. Pehmeissä koheesiomaissa suljettu leikkauslujuus voidaan määrittellä siipikairausten, CPTU-kairausten, ödometri- tai kolmiakselikokeen perusteella (Kärki 2010).

## 2.5 $\varphi$ -menetelmä

Puhtaan kittamaan leikkauslujuus lasketaan usein pelkästään tehokkaan jännityksen funktiona, jolloin menettelyä kutsutaan  $\varphi$ -menetelmäksi tai  $\varphi$ -analyysiksi. Tällöin maaperän leikkauslujuus muodostuu ainoastaan normaalijännityksestä ja leikkauskestävyyskulmasta, eikä maaperällä oleteta olevan yhtään koheesiota. Tällaisia maalajeja ovat kittamaat, kuten esimerkiksi hiekka, sora sekä rakennekerrosmateriaalit. Kaavassa 5 on esitetty leikkauslujuuden määrittäminen  $\varphi$ -menetelmässä. (Arhippanen ja Fagerström 1977.)

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad (5)$$

jossa  $\tau$  = leikkauslujuus [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma_n$  = normaalijännitys [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\varphi$  = leikkauskestävyyskulma [°]

## 2.6 Laskentamenetelmien soveltuvuudet

Laskentamenetelmän valinta riippuu siitä, onko kyseessä lyhyen vai pitkän ajan tarkastelu ja mikä maalaji on kyseessä. Lisäksi saven kohdalla tarkasteluun vaikuttaa myös kuinka paljon savi on ylikonsolidoitunut. Lyhyen ajan stabiliteettitarkasteluita kutsutaan suljetun tilan analyysiksi ja pitkän ajan tarkastelua avoimen tilan analyysiksi. Taulukossa 1 on esitetty luiskien eri vakavuuden laskentamenetelmien soveltuvuuksia. (Helenlund 1974.)

Taulukko 1. Laskentamenetelmien käyttöalueet (Helenlund 1974).

Maalaji	Lyhyen ajan vakavuus (rakennusaikainen)	Pitkän ajan vakavuus
Sora, hiekka	$\varphi$ -analyysi	$\varphi$ -analyysi
Siltti, välimuotomaat	$c\varphi$ -analyysi	$c\varphi$ -analyysi
Normaali tai lievästi ylikonsolidoitunut savi	$S_u$ -analyysi	$c\varphi$ -analyysi
Ylikonsolidoitunut savi (halkeamia)	$S_u$ -analyysi ( $c\varphi$ -analyysi, kun kuormitus pienenee)	$\varphi$ -analyysi

## 2.7 Siipikairauksella saatavan leikkauslujuuden redusointi

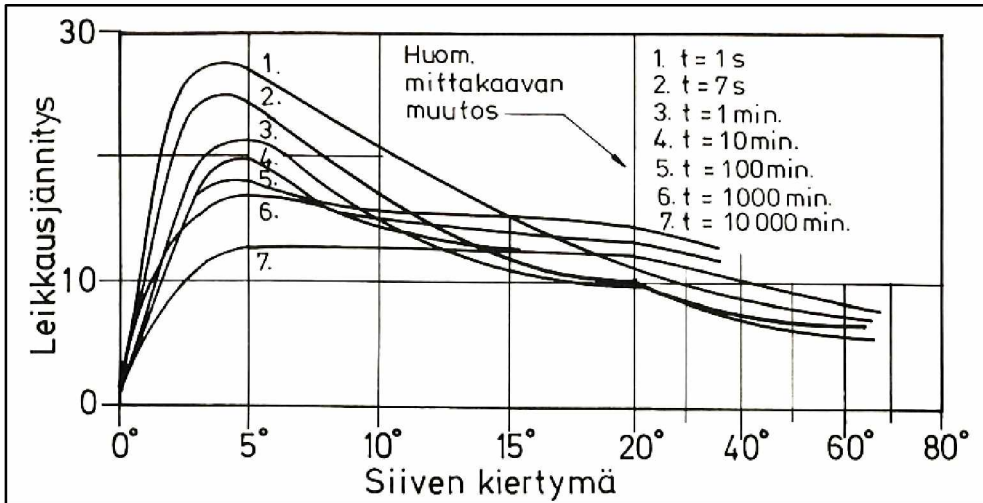
Yleisin saven leikkauslujuuden in-situ määrittämistapa on rakennuspaikalla tehtävä siipikairaus. Siipikairauksella saatava suljettu leikkauslujuus ei kuitenkaan sovellu suoraan käytettäväksi, vaan suuren hienousluvun omaavissa savissa saatua tulosta redusoidaan. Siltissä ja silttisessä savessa siipikairauksella ei yleensä saada luotettavaa mittaustulosta. Suomalainen suljetun leikkauslujuuden merkintää  $S_u$  vastaa kansainvälistä merkintä  $C_u$ .

Eri tutkijat ovat havainneet useita syitä siipikairauksen redusointitarpeeseen. Tässä listassa on esitetty näitä syitä ja vastaavia tutkijoita:

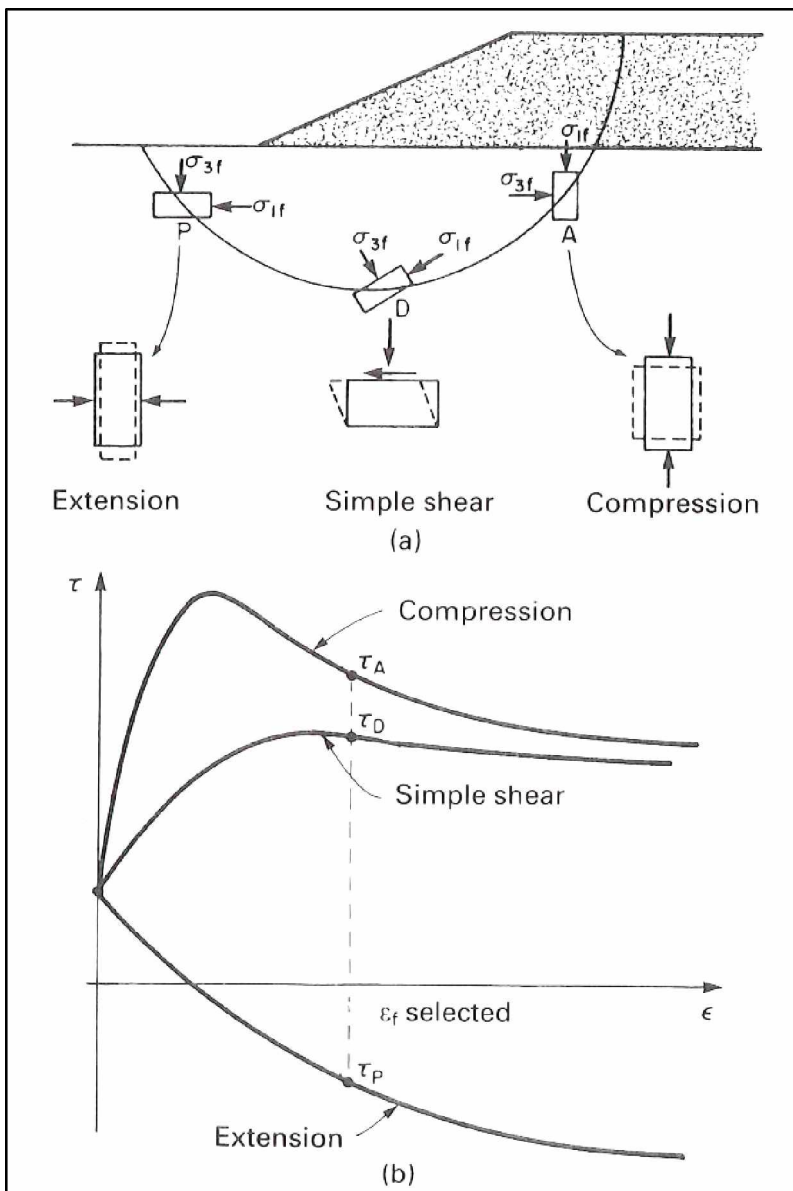
- Koenopeus ja antisotrooppisuus (Bjerrum 1972).
- Progressiivinen murtuma (Griffiths ja Lane 1990).
- Maaperän vaihtelevat rasitusolosuhteet (Griffiths ja Lane 1990).
- Murtuman muoto (Gylland ym. 2012).

Kuvassa 5 on esitetty siipikairauksen kiertonopeuden vaikutus leikkausjännitykseen ja kuvassa 6 maaperän vaihtelevien rasitusolosuhteiden vaikutuksia. Siipikairauksella saatava leikkauslujuus on syytä aina redusoida. Erilaisia redusointimenetelmiä on useita. Redusoinnin voi tehdä juoksurajan ja plastisuusluvun, jännitys- ja konsolidaatiotilan, tai suurten muodonmuutosten tilan avulla. (Kärki 2010.)

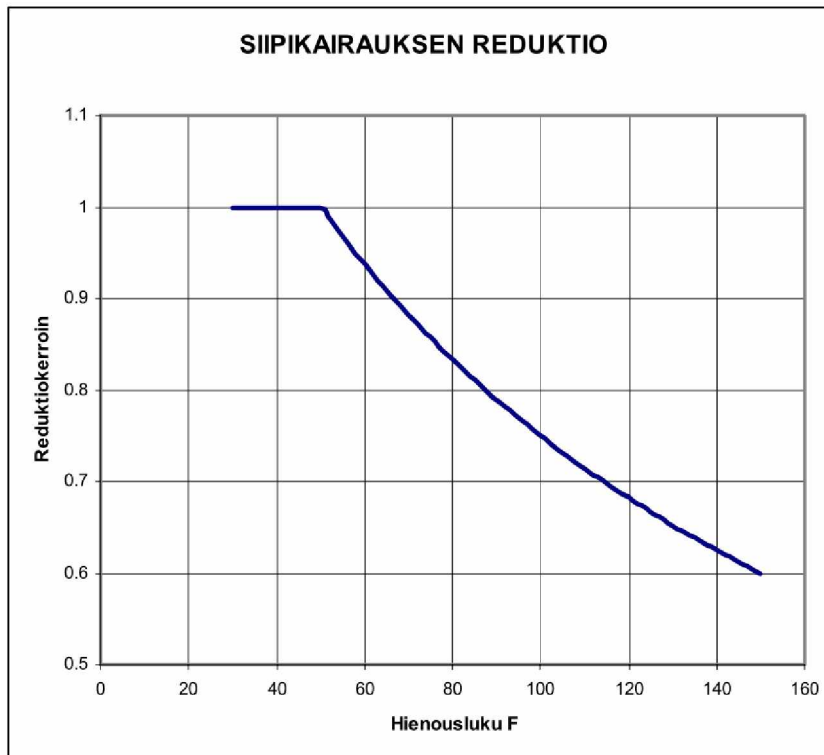
Kuvassa 7 on esitetty hienousluvun perusteella saatava redusointikerroin, jolla siipikairaustulos redusoidaan. Redusointikerroimen arvo ei voi olla yli 1,0. Esitetty redusointitapa on sama, kuin Liikenneviraston julkaisuissa on esitetty.



Kuva 5. Siipikairauksen kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutuskäyriin (Torstensson 1977).



Kuva 6. Pääjännitykset ja muodonmuutokset penkereen alla (Ladd 1969).



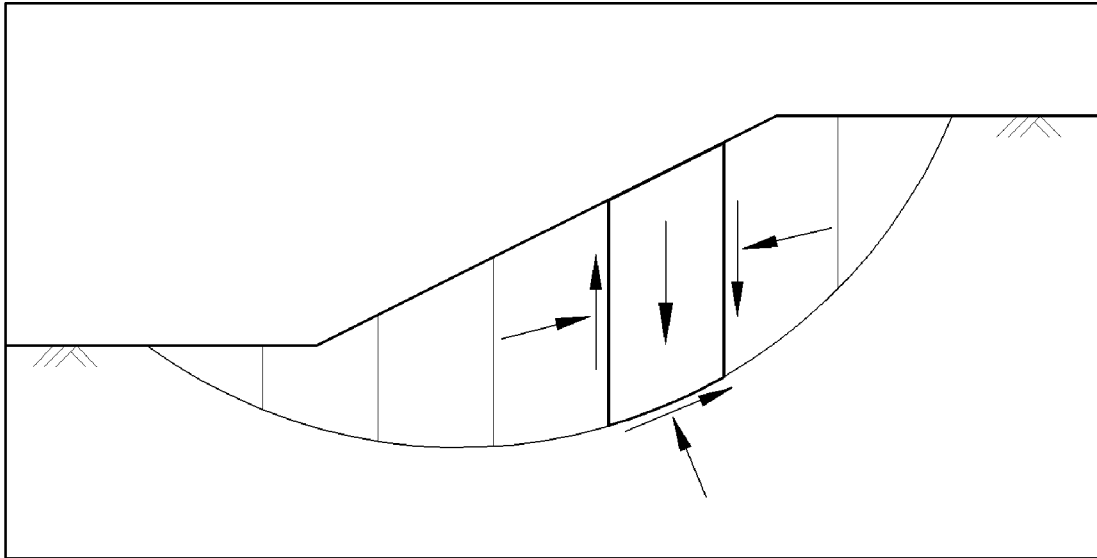
Kuva 7. Siipikairauksen redusointikertoimen määrittäminen hienousluvun perusteella (RHK 2006).

## 2.8 Liukupinta-analyysi tasapainomenetelmällä

### 2.8.1 Yleistä tasapainomenetelmästä

Liukupinta-analyysi tasapainomenetelmällä (Limit Equilibrium Method, LEM) on hyvin tavanomainen tapa tarkastella luiskan stabiliteettia. Yleisemmin käytetty tasapainomenetelmä on ns. lamellimenetelmä, jossa luiskan sortuman oletetaan tapahtuvan perinteisesti ympyrän kaaren muotoista liukupintaa pitkin. Liukupinta jaetaan pystysuoriin lamellimaisiin osiin, joiden tasapainoa ja vuorovaikutusta tutkitaan erikseen. Kuvassa 8 on esitetty lamellimenetelmän liukupinta. Määrävän liukupinnan paikka ja muoto, eli missä liukuminen todellisuudessa pyrkisi tapahtumaan, ei yleensä ole tiedossa ennalta. Ratkaisu oikean liukupinnan paikan löytämiseksi on laskea erikseen lukusia eri vaihtoehtoja erilaisilla liukupinnan variaatioilla kunnes löytyy liukupintavaihtoehto, joka antaa pienimmän varmuuskertoimen. Useimmiten laskelmat tehdään oletuksella, että liukupinta noudattaa ympyrän kaarta, mutta liukupinta voi olla myös muodoltaan vapaa. (Rantamäki ym. 2001.)

Lamellimenetelmät voidaan jakaa karkeasti yksinkertaisiin ja tarkkoihin menetelmiin. Jako riippuu menetelmässä toteutuneiden lamellien välisten tasapainoehtojen määrästä. Tarkat menetelmät toteuttavat sekä lamellikohtaisen pysty- ja vaakavoimatasaapainoehdot, että momenttitasapainoehdon. Yksinkertaisemmat lamellimenetelmät toteuttavat vain osan voima- tai momenttitasapainoehdoista. Puhtaalla savella ja ympyrämuotoisilla liukupinnoilla yksinkertaiset lamellimenetelmät ovat toimivia, mutta kitkamaissa ja ei-ympyrämuotoisilla liukupinnoilla käytettäessä on tarvetta käyttää tarkkoja lamellimenetelmiä. (Rantamäki ym. 2001.) Taulukossa 2 on esitetty eri lamellimenetelmien täyttämät lamellikohtaiset tasapainoehdot.



Kuva 8. Lamellimenetelmässä luiska jaetaan pystysuoriin lamelleihin, joitten voimasuureita tarkastellaan erikseen.

Taulukko 2. Eri lamellimenetelmien täyttämät lamellikohtaiset tasapainoehdot (Fredlund ja Krahn 1977).

Menetelmä	Momentti	Voima
Fellus (alkuperäinen)	Kyllä	Ei
Bishop-yksinkertaistet.	Kyllä	Ei
Janbu (alkuperäinen)	Ei	Kyllä
Morgester-Price	Kyllä	Kyllä
Spencer	Kyllä	Kyllä

Yksi lamellimenetelmien peruspiirre on se, että lamelleihin vaikuttavia voimia (joista iso osa tuntemattomia) on enemmän kuin tasapainoehtoja, eli lamellit ovat staattisesti määräämättömiä. Tämä laskennallinen ongelma voidaan kuitenkin ratkaista tekemällä oletuksia tuntemattomiin muuttujiin. Vaikka minkään lamellilaskentamenetelmän ei voida sanoa olevan selvästi paras kaikkiin tilanteisiin, pidetään tarkkoja laskentamenetelmiä silti yleisesti tarkempina kuin menetelmiä, jotka täyttävät vain osan tasapainoehdoista (Cheng 2006).

Lamellimenetelmissä on useita yhteisiä tekijöitä:

- Luiskan lopullinen vakavuus määritellään liukupinnan leikkauslujuuden ja leikkausjännityksen suhteen, eli varmuuskertoimen mukaan.
- Luiskan sortuma tapahtuu oletettua liukupintaa pitkin.
- Luiska jaetaan pienempiin pystysuuntaisiin osiin eli lamelleihin, joiden avulla laskenta suoritetaan.
- Menetelmän on toteutettava joko lamellikohtainen momentti- tai voimatasapainoehto tai molemmat.
- Osa lamelleihin kohdistuneista voimista on tuntemattomia.



Erlaisia lamellimenetelmiä liukupinnan laskemiseksi on monia ja niistä muutamia yleisempiä ovat Bishop, Janbu ja Morgenstern-Price. Ratahallintokeskus suosittelee käytettäväksi tarkkoja menetelmiä kuten Spencer ja Morgenstern-Price. Tämän diplomityön lamellilaskelmat on tehty käyttäen Spencerin menetelmää, joka on esitetty tarkemmin kappaleessa 2.8.2.

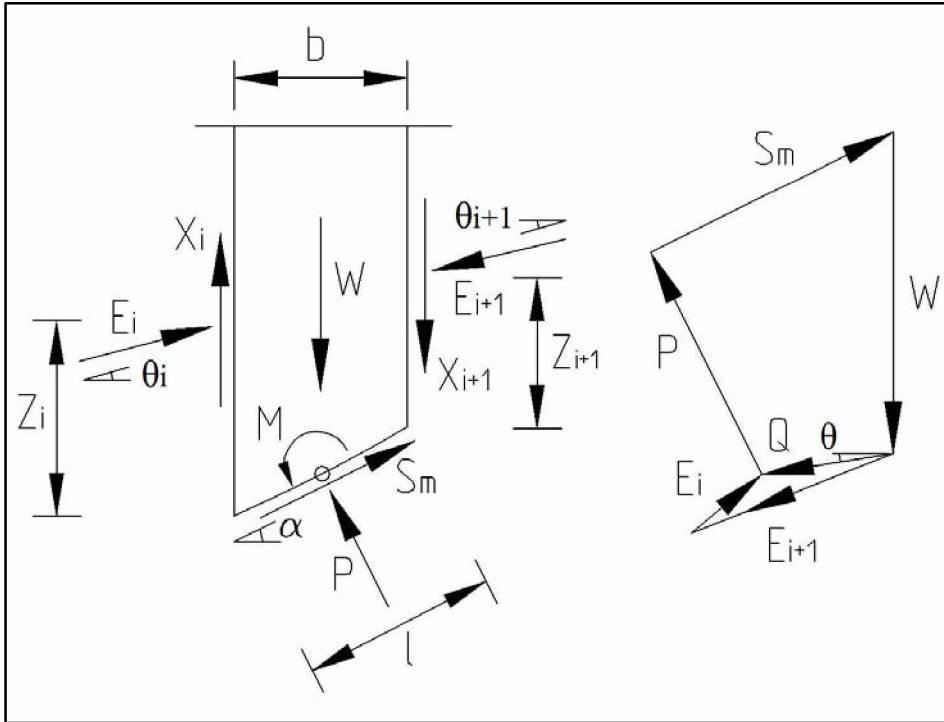
Liukupinta-analyysi vastaa varsin hyvin todellisuutta, mutta on työläs ilman tietokoneavusteista laskentaa. Nykyään laskennat suoritetaan lähes poikkeuksetta tietokoneella eri laskentaohjelmia käyttäen. Nykyaikaisilla tietokoneohjelmilla eri liukupintavaihtoehtoja voidaan helposti laskea lukemattomia määriä.

### 2.8.2 Spencerin menetelmä

E. Spencer esitti oman lamellilaskentamenetelmänsä 1967. Spencerin menetelmä on niin sanottu tarkka lamellilaskentamenetelmä ja se täyttää lamellikohtaiset vaakaja pystyvoimien tasapainoehdot, sekä momenttitasapainoehdon. Kuvassa 9 on esitetty yksittäiseen lamelliin vaikuttavat voimat ja voimien resultantti  $Q$ .

Seuraavat oletukset ovat voimassa Spencerin menetelmällä laskettaessa yksittäisen lamellin voima ja momenttitasapainoehtoja (Das 2010):

- Lamellien väliset rajat ovat aina pystysuoria.
- Lamellin painosta syntyvä voima  $W_i$  kulkee lamellin alapinnan keskellä, leikaten momenttitasapainopisteen  $M$ .
- Tukivoima  $P$  vaikuttaa lamellin alapinnan keskellä leikaten momenttipisteen  $M$ .
- Vaakavoimien  $E_i$  ja  $E_{i+1}$  ovat tuntemattomissa kaltevuuskulmissa  $\theta_i$  ja  $\theta_{i+1}$ .
- Laskenta tapahtuu laskemalla iteroiden kahta tuntematonta tekijää, jotka ovat varmuus ( $F$ ) ja vaakavoimien kaltevuuskulma ( $\theta$ ) kunnes tasapainoehdot täyttyvät.



Kuva 9. Yksittäiseen lamelliin vaikuttavia voimia ja voimien resultantti Q (Spencer 1967).

Spencerin menetelmä olettaa lamellikohtaisten vaakavoimien ja sivuttaisvoimien olevan vuorovaikutuksessa toisiinsa nähden seuraavalla tavalla (Fredlund ja Krahn 1977):

$$\tan(\theta) = \left(\frac{X_i}{E_i}\right) = \left(\frac{X_{i+1}}{E_{i+1}}\right) \quad (6)$$

jossa  $\theta$  = Voimaresultanttien kulma  
 $E_i, E_{i+1}$  = Lamellien välisiä sivuttaisvoimia  
 $X_i, X_{i+1}$  = Lamellien välisiä pystysuuntaisia leikkausvoimia

Kun lamellien väliset voimat ( $E_i$  ja  $E_{i+1}$ ) sievennetään pois, saadaan lamellin pohjan suuntaisesti vaikuttavien voimien avulla määriteltyä varmuusluku muotoon (Spencer 1967):

$$F = \frac{\Sigma[c' \cdot l + \tan(\varphi') \cdot (W \cdot \cos(\alpha) - U \cdot l)]}{\Sigma[W \cdot \sin(\alpha)]} \quad (7)$$

jossa  $\alpha$  = Lamellin pohjan kulma  
 $\varphi'$  = Tehokas kitkakulma  
 $c'$  = Maan tehokas koheesio  
 $F$  = Varmuuskerroin  
 $l$  = Lamellin pohjan pituus  
 $U$  = Huokospaine  
 $W$  = Lamellin paino

Lamellin pohjalle muodostuva mobilisoituva leikkausvoima ( $S_m$ ) on muotoa (Spencer 1967):

$$S_m = \frac{S}{F} = \left( \frac{c' \cdot l}{F} \right) + \left( \frac{P' \cdot \tan(\varphi')}{F} \right) \quad (8)$$

jossa	$\varphi'$	= Tehokas kitkakulma
	$c'$	= Maan tehokas koheesio
	$F$	= Varmuuskerroin
	$l$	= Lamellin pohjan pituus
	$P'$	= Lamellin pohjassa vaikuttava tehokas normaalivoima
	$S$	= Lamellin pohjalle muodostuva leikkausvoima
	$S_m$	= Lamellin pohjalle muodostuva todellinen mobilisoituva leikkausvoima

Alkuperäisessä julkaisussa Spencer esittää miten menetelmässä voima ja momenttitasapainoehdot voidaan ilmaista voimien resultantin  $Q$  ja voimien resultantin kulman  $\theta$  avulla. Tällöin lamellikohtainen voimaresultantti on muotoa (Spencer 1967):

$$Q = \frac{\left( \frac{c' \cdot l}{F} \right) + \left( \frac{\tan(\varphi')}{F} \right) \cdot [W \cdot \cos(\alpha) - U \cdot l] - [W \cdot \sin(\alpha)]}{\cos(\alpha - \theta) \cdot \left[ 1 + \frac{\tan \varphi'}{F} \cdot \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (9)$$

jossa	$\theta$	= Voimaresultanttien kulma
	$Q$	= Lamelliin vaikuttavien tuntemattomien voimien resultantti

Jotta penkereeseen vaikuttavat voimat olisivat tasapainossa, täytyy sekä vaaka että pystysuuntaisten voimien vektoreitten summien olla nolla. Vaaka ja pystysuuntaisten voimien summat voidaan esittää joko voimien resultantin  $Q$  ja kulman  $\theta$  mukaan tai sitten yksittäisten voimien avulla.

Pystysuuntaisten voimien summa on muotoa (Spencer 1967):

$$\Sigma F_V = \Sigma [Q \cdot \cos(\theta)] = 0 \quad (10)$$

tai vastaavasti (Fredlund ja Krahn 1977):

$$\Sigma F_V = W - (X_i - X_{i+1}) - P \cdot \cos(\alpha) - S_m \cdot \sin(\alpha) = 0$$

jossa	$F_V$	= Pystysuuntaisten voimien summa
	$P$	= Lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima
	$X_i, X_{i+1}$	= Lamellien välisiä kitkavoimia

Vaakasuuntaisten voimien summa on muotoa (Spencer 1967):

$$\Sigma F_H = \Sigma [Q \cdot \sin(\theta)] = 0 \quad (11)$$

tai vastaavasti (Fredlund ja Krahn 1977):

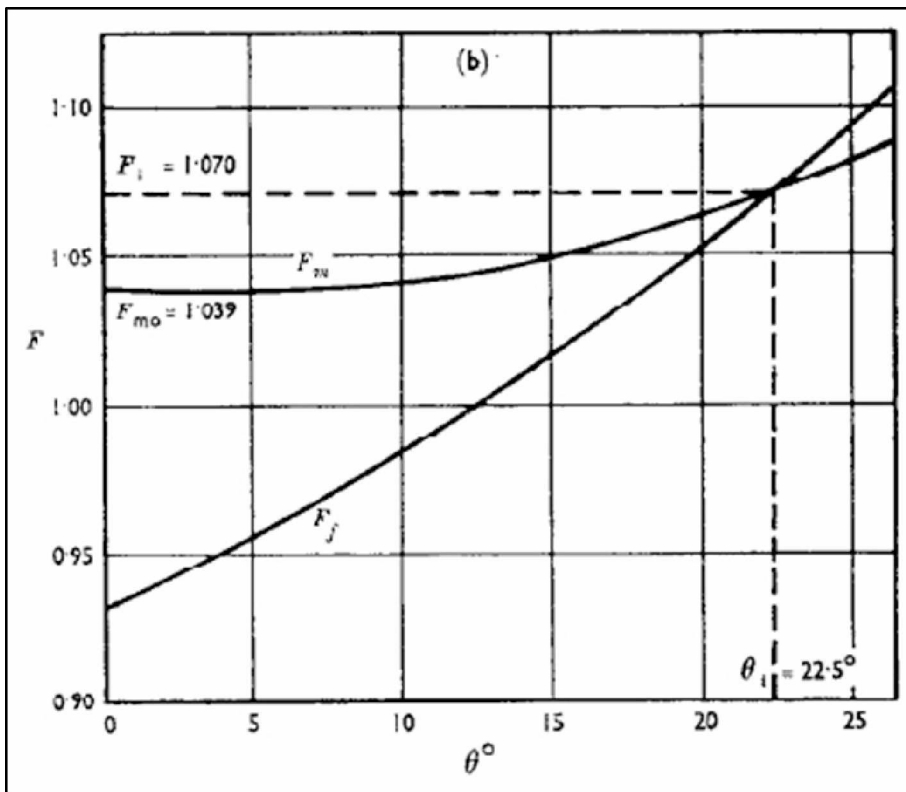
$$\Sigma F_H = -[\sin(\theta_i) \cdot E_i - \sin(\theta_{i+1}) \cdot E_{i+1}] - \sin(\alpha) \cdot P + \cos(\alpha) \cdot S_m = 0$$

jossa  $F_H$  = Vaakasuuntaisten voimien summa

Myös ulkoisista voimista aiheutuvan momentin summan oletetaan olevan nolla. Jos liukupinnan säteen (R) oletetaan olevan kaikille lamelleille muuttumaton (eli liukupinta on tällöin ympyrän kaaren muotoinen) momentin summan kaava sieventyy tällöin muotoon (Spencer 1967):

$$\Sigma[Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (12)$$

Toteuttaakseen vaaditut tasapainoehdot vaaka- ja pystyvoimien, sekä momentin suhteen, täytyy varmuuskertoimen  $F$  ja voimaresultantin kulma  $\theta$  ratkaista. Kaavoja iteroidaan eri varmuuskertoimen ja voimaresultantin kulman arvoilla, kunnes löytyvät arvot, jotka täyttävät lamellikohtaiset voima- ja momenttitasapainoehdot. Kuvassa 10 on kuvaaja, jossa on esitetty esimerkki iteroinnin ratkaisusta.



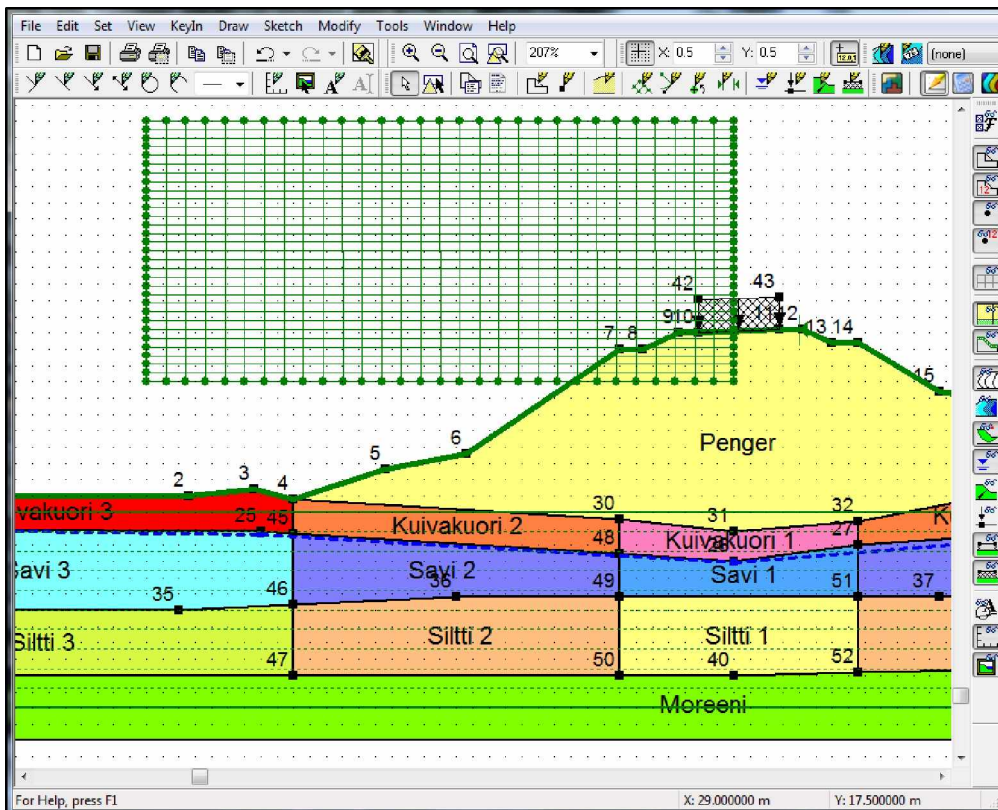
Kuva 10. Varmuuskertoimen  $F$  ja voimaresultantin kulman  $\theta$  ratkaisua iteroimalla. (Spencer 1967).

### 2.8.3 GeoStudio SLOPE W

Tässä diplomityössä laskentoja tehtiin sekä lamellimenetelmällä (LEM) että elementtimenetelmällä (FEM). Lamellilaskelmat tehtiin käyttäen GeoStudio 2007 Slope W -laskentaohjelmaa, joka on maaluisien suunnitteluun tarkoitettu ohjelma. Slope on tarkoitettu lamellimenetelmäpohjaisten liukupinta-analyyysien laskentaan ja mitoituksiin, käyttäen yleisimpiä lamellimenetelmiä. Ohjelman käyttöliittymä voidaan (kuten monet vastaavat ohjelmat) jakaa kolmeen osaan: laskennan määrittelyyn, laskentaan ja tulosten tarkasteluun. Kuvassa 11 on havainnekuva ohjelman käyttöliittymästä.

Slopen ohjelman pääpiirteet lyhyesti (Slope 2007):

- Liukupinta-analyysi voidaan tehdä useilla perinteisillä lamellimenetelmillä.
- Liukupinta voi olla ympyrän kaaren muotoinen, optimoitu tai käyttäjän vapaasti määrittämä.
- Liukupinnan paikka on käyttäjän rajattavissa.
- Ohjelma etsii kriittisimmän liukupinnan paikan laskemalla suuren joukon liukupintoja annettujen rajausten mukaisesti.
- Ympyrän kaaren muotoisen liukupinnan paikan laskennassa voidaan määrittellä käyttäen erilaisia määrittelytyökaluja, joilla voidaan esim. määrittää liukupinnan momenttipisteen paikka, ympyrän säde tai liukupinnan alku- ja päättymispaikat.
- Liukupinnan muoto on mahdollista myös määrittää täysin manuaalisesti. Vaihtoehtoisesti ohjelman voi antaa hakea vaarallisimman vapaamuotoisen liukupinnan paikka itsenäisesti.
- Ohjelman voi antaa myös optimoida kriittisen liukupinnan, joka tapahtuu lasketun kriittisimmän ympyrämuotoisen liukupinnan pohjalta.
- Liukupinnan lamellien lukumäärä on erikseen määriteltävissä.
- Laskentamalli rakenne maalajeineen on määriteltävissä yksinkertaisilla työkaluilla x-, y-koordinaatistoon. Tässä koordinaatistossa jokaisella yksittäisellä maalajilla on oma alueensa.
- Eri maalajeille on määriteltävissä omat yksilölliset ominaisuutensa kuten esim. koheesio, leikkauskestävyyskulma, ominaispaino.
- Eri materiaaliparametreille on mahdollista antaa ominaisarvon lisäksi erilaisia variaatioita.
- Materiaalien ominaisuudet on mahdollista määrittää erityyppisten todennäköisyysjakaumien muodossa hyödyntäen Monte-Carlo-menetelmää. Tällöin myös varmuuskertoimelle on mahdollista saada todennäköisyysjakauma.
- Myös pohjavesi- ja huokosvedenpaineolosuhteet on mahdollista asettaa maalajikohtaisesti.
- Ulkoisia kuormia on mahdollista lisätä malliin piste- tai nauhakuormina.
- Laskennan tuloksissa on nähtävissä vaarallisimmat liukupinnat, niiden varmuudet (F), yksittäisen lamellin vaikuttavat voimat ja saatu todennäköisyysjakauma perustuen maaparametrien variaatioihin.



Kuva 11. Kuvakaappaus GeoStudio Slope ohjelman laskennan mallin ja laskennan lähtötilanteen käyttöliittymäikkunasta.

## 2.9 Elementtimenetelmät (FEM)

### 2.9.1 Yleistä elementtimenetelmistä

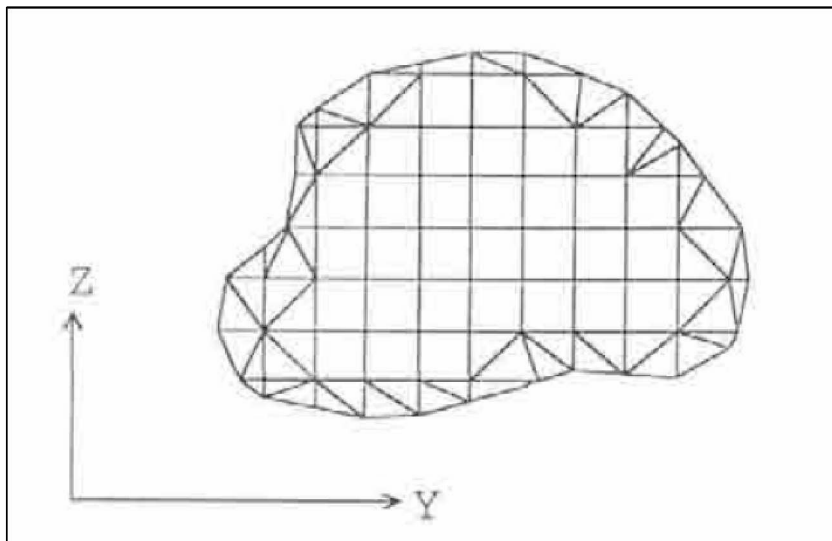
Elementtimenetelmän (finite element method, FEM) kehitti ensimmäisenä R. Courant vuonna 1943. Vielä aikaisin 70-luvulla FEM oli rajoitettu ainoastaan silloisten kalliiden supertietokoneiden käyttöön ja oli näin lähinnä ilmailu-, auto-, puolustus- ja ydinvoimateollisuuden käytössä. Viime vuosina elementtimenetelmän käyttö on yleistynyt yhä enemmän tietokoneiden ja ohjelmistojen kehittyessä ja laskentatehon kasvessa. Menetelmää käytettiin alun perin lujuuslaskennassa, jossa sitä käytetään edelleen paljon, mutta se on tullut käyttöön myös muillekin laskennan alueille. Nykyään eri FEM laskentaohjelmia ja niiden sovellutuksia on lukemattomia ja niiden käytötarkoitus voi vaihdella suuresti mallinnetun ongelman luonteesta riippuen. Erityisesti elementtimallintamisessa on hyötyä silloin, kuin mallin geometria on monimutkainen. (Roylance 2001.)

Elementtimenetelmä on numeerinen menetelmä, joka perustuu osittaisten differentiaaliyhtälöitten ratkaisuun. Yksinkertaisemmin sanottuna elementtimenetelmällä geometrisesti monimutkainen ongelma tai kappale on mahdollista jakaa pienempiin yksinkertaisempiin osiin, eli elementteihin, joiden väliset vuorovaikutukset on ratkaistavissa. Saatu ratkaisu on mallin likimääräinen ratkaisu. (Chandrupatla ja Belegundu 2002, Roylance 2001.)

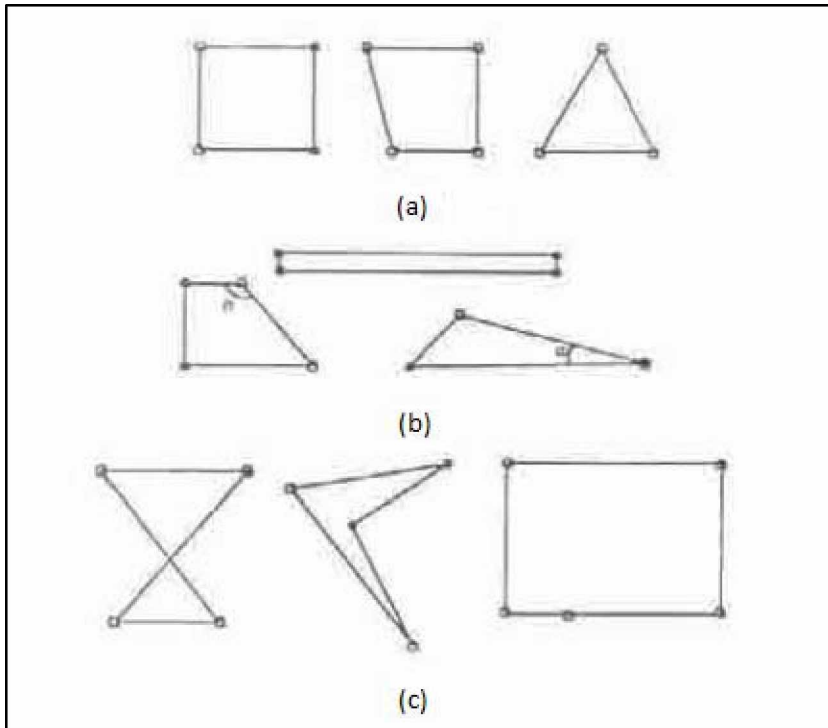
Käytännössä FEM – analyysi koostuu yleensä kolmesta pääasiallisesta vaiheesta (Roylance 2001):

- 1) Esikäsitely: Vaihe jossa malli rakennetaan. Käyttäjä määrittää mallin muodon, elementtiverkon tyyppin ja tiheyden, sekä malliin vaikuttavat eri materiaaliominaisuudet, mallin raja-arvot, kuormat sekä laskentavaiheet.
- 2) Laskenta: Tässä vaiheessa voidaan yleensä vaikuttaa laskentaan vaikuttaviin asetuksiin ja parametreihin kuten laskenta- ja kuormitusvaiheisiin, käytettäviiin materiaalmalleihin tai kuormitusaikaan. Kun laskenta-asetukset on määriteltty, suoritetaan laskenta.
- 3) Tulosten analysointi: Laskennan pohjalta saatujen tulosten kuten rasitusten, jännitysten ja siirtymien analysointi. Nykyisillä ohjelmilla voidaan saada laskennasta saatujen tuloksista graafisesti hyvin havainnollisia esityksiä.

FEM-mallinnuksessa malli jaetaan pienempiin elementteihin tai niin sanottuun elementtiverkkoon. Kaksiulotteisessa mallissa elementit ovat yleensä kolme- tai nelisivuisia eli kolmioita tai neliöitä. Kolmiulotteisessa elementtimallissa elementteinä käytetään neli-, viisi-, kuusitahokkaita eli monikulmioita. Viivarakenteissa elementit ovat sauvoja ja palkkeja. Geotekniikassa tehtävät mallinnukset ovat yleensä 2-ulotteisia. Mallin elementtijaossa voidaan käyttää tarvittaessa samanaikaisesti erityyppisiä elementtejä, jotka voivat poiketa myös laskennallisilta ominaisuuksiltaan. Kuvassa 12 on esitetty 2D elementtimalli, joka muodostuu kolmioista ja neliöistä. Elementtiverkko kuvaa kappaletta likimääräisesti, mikä aiheuttaa laskennan tuloksiin epätarkkuutta. Laskentaverkon tarkkuutta voidaan kasvattaa lisäämällä elementtiverkon tiheyttä. Kuvassa 13 on esitetty erimuotoisia FEM-elementtimalleja. (Chandrupatla ja Belegundu 2002, Spyrakos 1996.)

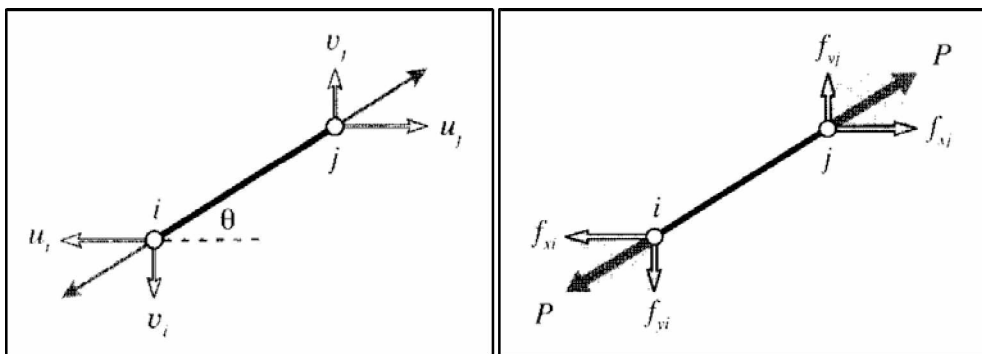


Kuva 12. Kolme- ja nelisivuisista elementeistä muodostuva elementtiverkko (Spyrakos 1996).



Kuva 13. Erimuotoisia FEM elementtimalleja, yllmpänä olevat (a) soveltuvat hyvin, keskellä olevat (b) huonosti ja alhaalla olevat (c) ovat soveltumattomia (Spyrakos 1996).

Elementit muodostuvat monista pisteistä, joita kutsutaan solmuiksi. Näissä solmupisteissä elementit yhdistyvät ja niitä pitkin vaikuttavat voima- ja siirtymäsuureet. Solmukohtien voima- ja siirtymäsuureet on mahdollista esittää matriisilaskennan avulla.



Kuva 13. Yksittäinen sauvaelementti, jonka päissä olevissa solmupisteissä vaikuttavat vaaka ja pystyvoimat. Oikealla on solmupisteissä vaikuttavien voimat jaettu komponentteihin. (Roylance 2001.)

Elementtilaskennan matriisilaskentaa voi havainnollistaa yksinkertaisen sauvaelementin avulla. Kuvassa 13 on esitetty yksinkertaisen sauvaelementtiin vaikuttavia voimia. Kuvan sauvan muodonmuutosvektori  $\delta$  voidaan esittää kaavan 13 tapaan vaaka- ja pystysuuntaisten voimien avulla matriisimuotoon. (Roylance 2001.)



$$\delta = \begin{bmatrix} -c & -s & c & s \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{pmatrix} \quad (13)$$

jossa

c	=	cos θ
s	=	sin θ

Sauvan muodonmuutosvektori  $\delta$  on riippuvainen sauvan suuntaisesta voimasta P. Ottamalla huomioon Hooken lineaarielastisen lain tulee P muotoon:

$$P = \left(\frac{AE}{L}\right) \cdot \delta \quad (14)$$

jossa

A	=	sauvan ala
E	=	kimmokerroin
L	=	sauvan pituus

Tällöin kuvassa 13 näkyvät sauvaan vaikuttavat voimat voidaan kirjoittaa matriisi-muotoon:

$$\begin{pmatrix} f_{xi} \\ f_{yi} \\ f_{xj} \\ f_{yj} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -c \\ -s \\ c \\ s \end{pmatrix} \cdot P = \begin{pmatrix} -c \\ -s \\ c \\ s \end{pmatrix} \cdot \frac{AE}{L} \cdot \delta \quad (15)$$

josta johtamalla saadaan lopullinen matriisiesitys muotoon:

$$\begin{pmatrix} f_{xi} \\ f_{yi} \\ f_{xj} \\ f_{yj} \end{pmatrix} = \frac{AE}{L} \cdot \begin{bmatrix} c^2 & cs & -c^2 & -cs \\ cs & s^2 & -cs & -s^2 \\ -c^2 & -cs & c^2 & cs \\ -cs & -s^2 & cs & s^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{pmatrix} \quad (16)$$

Kaavassa 16 esitetty vasemmanpuoleisin matriisi on muodostunut sauvaan vaikuttavista voimista, keskimäinen on niin sanottu elementin jäykkymatriisi, ja oikeanpuoleisin matriisi muodostuu elementin muodonmuutoksista. Yksinkertaistettuna voidaan sama lauseke muuttaa myös muotoon (Weck ja Kim 2004):

$$\{F\} = [K] \cdot \{U\} \quad (17)$$

jossa

{F}	=	tunnetut kuormat, joka tunnetaan
[K]	=	materiaaliominaisuudet, jotka tunnetaan
{U}	=	muodonmuutokset, jotka ovat tuntemattomia

Kaavan 17 lauseke voidaan ilmaista myös käänteismatriisin avulla (Weck ja Kim 2004):

$$\{U\} = [K]^{-1} \cdot \{F\} \quad (18)$$

Edellä esitelty yksittäisen sauvan matriisiesityksen periaate on sovellettavissa myös monimutkaisempiin elementtimalleihin. Tuntemalla elementtiin vaikuttavat voimat sekä materiaalin lujuusominaisuudet ovat elementin muodonmuutokset sekä elementtiin kohdistuva rasitus ratkaistavissa.

FEM-menetelmällä on heikkouksia, jotka voivat johtaa mallinnuksessa virheellisiin tuloksiin. FEM-analysilla tuotettujen mallien paikkansapitävyyttä rajoittavat tietokoneiden laskentateho, ohjelmistojen toimivuus, laskentateorioiden ja mallin lähtötietojen paikkansapitävyys, sekä käyttäjän ymmärrys. Ottamalla huomioon oikein menetelmän heikkoudet on FEM-mallinnus tehokas työkalu hyvin monimutkaisten ongelmien ratkaisuun.

### 2.9.2 Plaxis 2D

Osa laskennasta tehtiin vertailun vuoksi myös käyttäen Plaxis 2D -ohjelmistoa. Plaxis on 2-ulotteinen elementtilaskentaohjelma, joka on tarkoitettu maamekaniikan ongelmien mallinnukseen. Ohjelmalla on mahdollista käyttää yleisempiä maamekaniikassa käytettyjä materiaalimalleja, kuten esimerkiksi Mohr-Coulomb (M-C), The Hardening Soil (HS) ja The Soft Soil (SS). Kuten monet FEM-ohjelmat on Plaxiksen käyttöliittymä jaettavissa kolmeen osaan: esikäsittelyyn, laskentaan ja tulosten tarkasteluun.

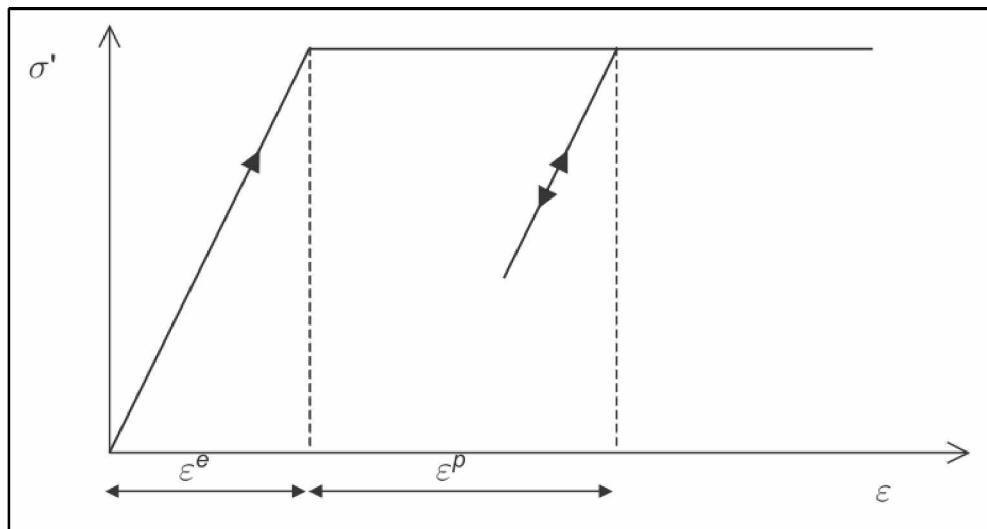
Plaxis käyttää mallinnukseen kolmioelementtejä, joita voivat olla joko 6- tai 15-solmuisia. 6-solmuiset kolmioelementit pitävät sisällään 3 jännityspistettä ja vastaavasti 15-solmuiset pitävät sisällään 12 jännityspistettä. Laskelmissa käytettiin 15-solmuisia elementtejä, jotka ovat laskennan kannalta tarkempia. Ohjelmassa on mahdollista vaikuttaa elementtien kokoon ja sitä myöten myös laskennan tarkkuuteen. (Plaxis 2011.)

Muitten elementtimenetelmien tapaan Plaxis löytää materiaalin murtumiskohdan vertaamalla laskettua leikkausjännitystä maan leikkauslujuuteen. Kun leikkauslujuus ylittyy, on laskentapiste murrossa, jolloin murrossa olevat pisteet muodostavat murron edetessä yhtenäisen liukupinnan. Elementillä laskettu liukupinta on muodoltaan vapaa. Elementtimenetelmällä ei kuitenkaan saada yksittäistä kokonaisvarmuutta suoraan, sillä leikkausjännityksen ja leikkauslujuuden vaihtelee materiaalimallin ja murtopinnan (liukupinnan) eri osissa paikallisesti. Murtuma on täten progressiivinen.

Plaxiksella on mahdollista laskea penkereen varmuus käyttäen niin sanottua lujuuden pienentämismenetelmää (Shear Strength Reduction (SSM) tai Strength Reduction Method (SRM)). Plaxis käyttää menetelmästä nimeä Phi-c Reduction. SSM mahdollistaa elementtimallintamisessa samanlaisen varmuuskertoimen saamisen, kuin mitä perinteisimmissä lamellimenetelmissä saadaan. SSM perustuu lujuusparametrien asteittaiseen heikentämiseen ja uudelleen laskentaan heikennetyillä parametreilla. Laskentaa jatketaan, kunnes murtorajatila saavutetaan. Saatu varmuuskerroin F on alkuperäisten syötettyjen ja vähennettyjen parametrien suhde. SSM on käytettävissä vain yksinkertaisilla materiaalimalleilla, kuten Mohr-Coulomb (M-C) materiaalimallilla laskettaessa, mikä osaltaan vaikutti kyseisen mallin valintaan laskennoissa. (Plaxis 2011, RocNews 2004, Nakamura yms. 2008.)

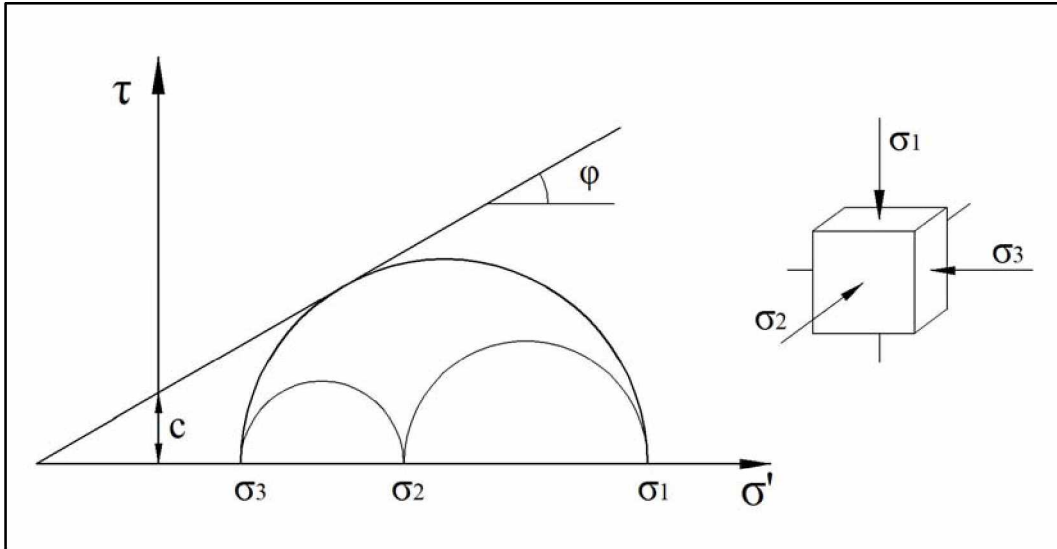
### 2.9.3 Mohr-Coulomb (M-C) materiaalmalli

FEM-laskennoissa käytettiin maan materiaalimallina Mohr-Coulombia. Mohr-Coulomb on perinteinen ideaalisesti kimmoplastinen materiaalmalli, joka sisältää hydrostaattisen jännityksen huomioivan Coulombin murtokriteerin ja Mohrin jännitysypyräteorian. Malli olettaa materiaalin olevan isotrooppista ja käyttäytyvän murttoon asti lineaarisen kimmoisesti. Murron jälkeen materiaali myötää, jolloin materiaalin muodonmuutokset kasvavat eikä jännitys muutu. Kuvassa 14 on esitetty ideaalisesti kimmoplastisen aineen jännitysvenymäkäyrä, jossa venymän osuus  $\varepsilon^e$  kuvaa mallin käyttäytymistä kimmoisella alueella ja  $\varepsilon^p$  osuus kuvaa mallin käyttäytymistä plastisella alueella. (Bengtsson yms. 1977.)

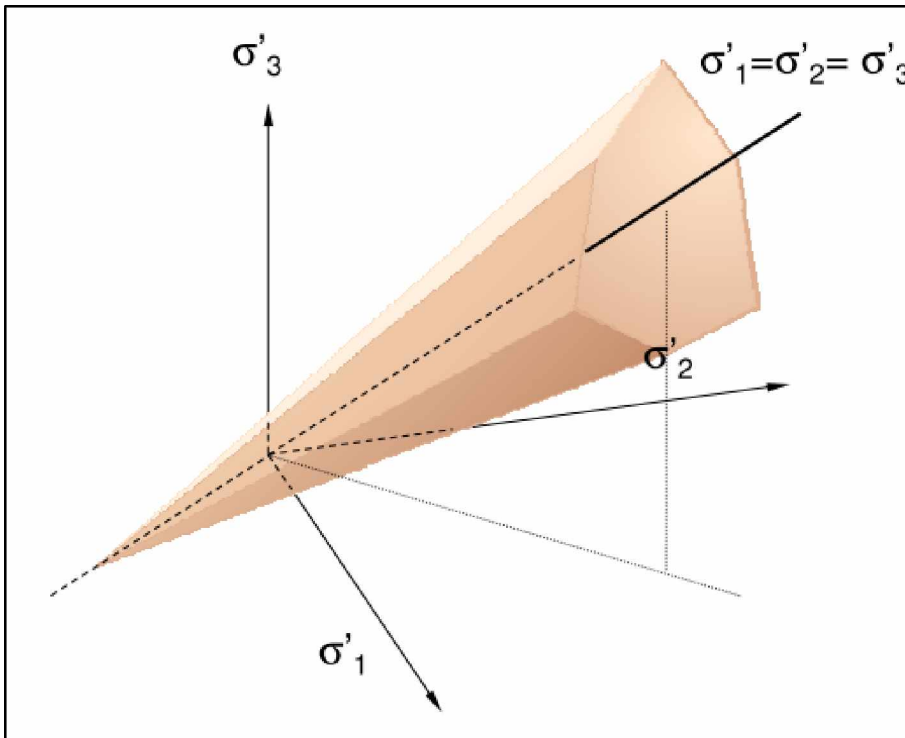


Kuva 14. Jännitysvenymäkäyrä ideaalisesti kimmoplastisessa materiaalmallissa. Materiaali venyy murttoon asti kimmoisesti, jonka jälkeen materiaali myötää. (Plaxis 2011.)

Mohr-Coulombin myötöehto olettaa, että materiaalin murtuminen on riippuvainen vallitsevasta suurimmasta pääjännityksestä ja suurimmasta leikkausjännityksestä. Mohrin jännitysypyräteorian avulla voidaan esittää graafisesti suurin ja pienin normaalijännitys, leikkausjännitys, leikkauskestävyyskulma sekä koheesio. Kuvassa 15 on esitetty leikkauslujuuden määrittäminen Mohrin ympyröiden ja jännitospolkukuvaajan avulla. Kuvassa 16 on esitetty Mohr-Coulombin myötöehto esitettynä kolmiulotteisessa jännitystilassa, jossa myötöpinnan kulmat saattavat joskus aiheuttaa laskennallisia ongelmia. (Bengtsson yms. 1977, Karstunen 2012.)

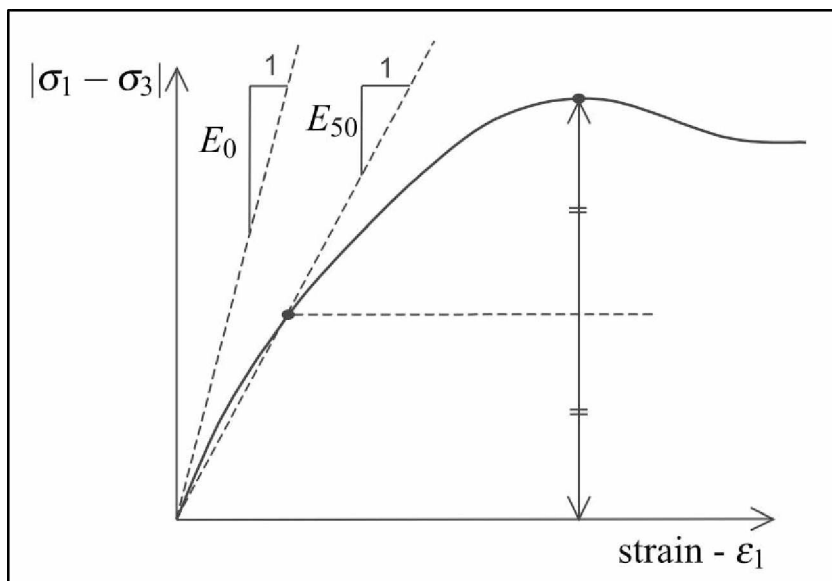


Kuva 15. Leikkauslujuuden määrittäminen Mohrin ympyröiden avulla (Plaxis 2011).



Kuva 16. Mohr-Coulombin myötöehto kolmiulotteisessa jännitystilassa on epä-säännöllisen kuusikulmion muotoinen (Karstunen 2012).

Plaxis-ohjelman Mohr-Coulombin materiaalimallissa on käytössä viisi parametria, jotka on lueteltu taulukossa 3. Parametreista kimmomoduuli ( $E$ ) sekä Poissonin luku ( $\nu$ ) ovat materiaalin jäykkyyssparametreja. Kimmomoduuli, jota kutsutaan myös kimmokertoimeksi, kuvaa kappaleen muodonmuutosta siihen vaikuttavan voiman vaikutuksesta. Mohr-Coulombin materiaalimallissa maan kimmomoduulina käytetään tavallisesti  $E_{50}$ -lukua, joka määrittää yleensä kolmiakselikokeista tai leikkauslujuuden perusteella. Kuvassa 17 on määritelty kimmomoduulin määrittäminen kolmiakselikokeen testituloksesta. Riippuen käytetystä materiaalimallista voidaan materiaalille määrittellä useita eri kimmomoduuleita. (Lojander 1990, Plaxis 2011.)



Kuva 17. Kimmomoduulin määrittäminen kolmiakselikokeen testituloksesta (Plaxis 2011).

Poissonin luku kuvaa materiaali-jännitysten aiheuttamien vastakkaisuuntaisten muodonmuutosten suhdetta. Toisin sanoen Poissonin luku kuvaa materiaalin kokoonpuristuvuutta. Poissonin luvun teoreettinen maksimiarvo on 0,5, joka kuvaisi täysin kokoonpuristumatonta materiaalia. Yleensä Poissonin luku vaihtelee maala-jeissa välillä 0,3... 0,4. (Lojander 1990.)

Taulukko 3. M-C-materiaalimallin parametrit. (Plaxis 2011)

Nimi	Symboli	Yksikkö
Kimmomoduli	E	kN/m <sup>2</sup>
Poissonin luku	$\nu$	-
Tehokas kitkakulma	$\phi'$	°
Tehokas koheesio	$c'$	kN/m <sup>2</sup>
Dilataatiokulma	$\psi$	°

M-C-materiaalimallin plastisia parametreja ovat kitkakulma ( $\phi$ ) ja koheesio ( $c$ ) jotka määrittelevät materiaalin leikkauslujuuden. Kitkakulma on maan luontainen lujuusominaisuus, joka kuvaa maan rakeisuudesta ja kitkasta johtuvaa leikkauslujuutta. Kitkakulma muodostuu maan rakeiden ominaisuuksista. Karkearakenteisen maalajin luiska pyrkii asettumaan ajan kuluessa lähelle maan luontaista kitkakulmaa. Koheesio on taas maan luontaisista koheesio-ominaisuuksista johtuva lujuusominaisuus. Kuten kappaleessa 1.2 aiemmin jo esitetty, karkearakeisilla ns. kitkamaalajeilla kuten hiekalla ja soralla suurin osa leikkauslujuudesta muodostuu kitkakulmasta, kun taas savi- maissa leikkauslujuus muodostuu pääosin koheesiosta. (Lojander 1990.)

Myös dilataatiokulma ( $\psi$ ) on plastinen parametri. Dilataatiokulma kuvaa tilavuuden muodonmuutosnopeutta eli materiaalin tilavuudenmuutoksen ja leikkausmuodonmuutoksen suhdetta. Dilataatiokulma voi harvemmin olla negatiivinen ja se on savimaille yleensä nolla. Dilataatiokulma on yleensä riippuvainen materiaalin kitkakul-

masta. Kaavassa 19 ja 20 on esitetty dilataatiokulman laskenta. (Plaxis 2011, Bengtsson yms. 1977, Lojander 1990.)

Dilataatiokulma:

$$\psi \approx \varphi - 30^\circ \quad (19)$$

tai vastaavasti:

$$\tan \psi = \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_s} \quad (20)$$

jossa	$\varphi'$	= Leikkauskestävyysskulma
	$\psi'$	= Dilataatiokulma
	$d\epsilon_v$	= Tilavuuden muutos
	$d\epsilon_s$	= Leikkausmuodonmuutos

## 3 Mitoitusmenetelmät

### 3.1 Kokonaisvarmuusmenetelmä

Kokonaisvarmuusmenetelmän toiminta on ajatukseltaan varsin selkeä; siinä mitoitetavan rakenteen lujuus on oltava riittävän suuri verrattuna murtavien voimien vaikutusta vastaan. Toisin sanoen rakenteen ominaislujuus mahdollisia kuormia vastaan on oltava enemmän kuin yksi. Lisäksi kuormista aiheutuvien muodonmuutosten on pysyttävä rakenteen sietämissä rajoissa. Kokonaisvarmuuskerroin ( $F_{\text{kok}}$ ) saadaan, kun rakenteen lujuus jaetaan sitä rasittavilla kuormilla. Käytännössä kokonaisvarmuuskerroin on yleensä aina selvästi suurempi kuin yksi, jotta mahdolliset virhemarginaalit saataisiin otettua huomioon ja näin annettua rakenteelle riittävästi lisävarmuutta. Kokonaisvarmuusmenetelmä on ollut Suomessa yleisesti käytössä pohjarakennussuunnittelussa ennen eurokoodin käyttöönottoa. Kokonaisvarmuusmenettelyssä laskenta tehdään käyttäen sekä kuormien että rakenteen lujuusominaisuuksien ominaisarvoja.

Keskeinen heikkous kokonaisvarmuusmenetelmässä on se, ettei se voi ottaa huomioon yksittäisten voimien tai parametrien epävarmuuksia, vaan koko laskennalle asetetaan yksi varmuustaso eli vaadittu varmuuskerroin, jonka laskennan lopputuloksen täytyy täyttää. Tietysti kokonaisvarmuuskerrointa on mahdollista muuttaa tapauksen mukaan. Jos mitoitus tapauksen olosuhteet ovat hyvin tiedossa ja mahdollisen rakenteen pettämisen vaikutukset ovat vähäpätöisiä, voisi pieni kokonaisvarmuuskerroin olla riittävä. Vastaavasti, kun mitoitus tapauksen olosuhteet ovat epäselvät, eikä kaikkia voimia tai materiaalin tai rakenteen parametreja tunneta tai rakenteen pettämisen seuraukset voisivat olla vakavia, on suuremman kokonaisvarmuuskertoimen käyttö syystäkin perusteltua. Yleensä mitoitusohjeissa kokonaisvarmuuskerroin on asetettu riittävän suureksi tarkoittaen, että kokonaisvarmuus on tapauksesta riippumatta aina poikkeuksetta riittävä. Ongelma tällaisessa voi olla se, että tämä saattaa johtaa joissain tapauksissa kohtuuttomaan ylimitoitukseen tai vastaavasti joissakin epätyypillisemmissä tapauksissa riskialttiiseen alimitoitukseen.

Keskeiseksi asiaksi tulee siis kokonaisvarmuuskertoimen määrittäminen. Tyypillisesti kokonaisvarmuusluku pohjarakenteiden mitoituksessa on ollut yleensä vähintään 1,5. Kuitenkin vaativampien pohjarakenteiden suunnittelussa varmuusluku voi hyvinkin olla suurempi. Esimerkkinä Suomen Rakennusinsinööriliiton julkaisema RIL 121 (RIL 2004) Pohjarakennusohjeet määrittelee rakennuspohjan alueellista sortumaa vastaan kokonaisvarmuudeksi vähintään 1,8 ( $F_{\text{kok}} \geq 1,8$ ) ja maanvaraisten perustoille kokonaisvarmuuden on oltava vähintään 2,0 ( $F_{\text{kok}} \geq 2,0$ ).

Vastaavasti Liikenneviraston julkaisema Ratatekniset ohjeet (RATO 3) määrittelee uusien ratapenkereiden stabiiliteettilaskennan kokonaisvarmuusluvuksi vähintään 1,8 ja tavanomaisten vanhojen ratapenkereiden kokonaisvarmuusluvuksi vähintään 1,5. Täyttääkseen voimassa olevien ohjeiden vaatimukset, täytyisi vanhan ratapenkereen varmuuden olla vähintään 1,5.

## 3.2 Osavarmuusmenetelmät ja Eurokoodi EN 1997

### 3.2.1 Osavarmuusmenetelmä

Osavarmuusmenetelmässä laskentaa ei toteuteta ominaisarvoja käyttäen, vaan ominaisarvot muutetaan ensin osavarmuuskertoimilla. Rakenteen ominaisarvoja pienennetään ja vastaavasti kuormien ominaisarvoja kasvatetaan osavarmuusluvulla. Laskenta suoritetaan muunnelluilla arvoilla, ja lopullisen varmuuden murtumista vastaan täytyy olla suurempi kuin yksi. Myös kuormien aiheuttavat muodonmuutokset on pysyttävä hyväksytyissä rajoissa. Laskennasta ja käytetyistä ohjeista riippuen eri osavarmuuslukuja voi olla lukuisia, ja ne voivat poiketa toisistaan suurestikin riippuen ominaisarvosta tai kuormasta.

Osavarmuusmenetelmä ei ole ajatuksena uusi; se on ollut kokonaisvarmuusmenetelmän rinnalla käytössä geotekniikassa lujuusominaisuuksien osalta jo ennen Euronormin käyttöönottoa. Koska osavarmuusluvut ovat parametrikohdaisia, on menetelmässä mahdollista painottaa erilaisia varmuuksia eri materiaaleille, voimille tai yksittäisille parametreille. Tätä voidaan pitää osavarmuusmenetelmän yhtenä vahvuutena. Menetelmän ominaispiirre (toisin kuin kokonaisvarmuusmenettelyssä) on se, ettei laskennasta saatava lopullinen varmuusluku selkeästi kerro siitä kuinka lähellä rakenne on murtumista. Varmuusluku kertoo täyttääkö mitoitusohjeiden vaatiman varmuuden. Lisäksi osavarmuusmenetelmä tekee laskennasta kokonaisvarmuusmenettelyä vaivalloisempaa, koska jokainen laskentaparametri on erikseen muutettava osavarmuuslukujen avulla. Uusi voimassa oleva geoteknistä suunnittelua määräävä eurokoodi 7 perustuu osavarmuusmenetelmän käyttöön. Myös vuonna 2005 julkaistu Ratahallintokeskuksen B15 ohje tukee osavarmuusmenetelmän käyttöä.

Taulukko 4. Maaluiskien stabiliteettilaskennassa käytettäviä maaparametrien osavarmuusluvut eri suunnitteluohjeilla.

Maaparametri	Eurokoodi (DA3)	SFS-EN 1997-1	RHK B15	RATO 3
Pysyvä kuorma osavarmuusluku ( $\gamma_F$ )	1	1	-	-
Muuttuva kuorman osavarmuusluku ( $\gamma_F$ )	1,3	1,3	1,3	1,3
Kitkakulman ( $\tan \phi$ ) osavarmuusluku ( $\gamma_\phi$ )	1,25	1,25	1,35	1,35
Koheesion (c) osavar.luku ( $\gamma_c$ )	1,25	1,25	1,5	1,5
Suljetun leikkauslujuuden ( $S_u$ ) osavar. luku ( $\gamma_{cu}$ )	1,5	1,4	1,4	1,4
Kokonaisvarmuuden varmuuskerroin $F_{kok}$	-	-	1,5	1,5

Taulukossa 4 on kerätty eurokoodin mitoitusastavan 3 (RIL 207 2009), kansallisen liitteen (LVM 2010), sekä ratapenkereiden suunnittelua määrävien RHK B15 ohjeen (RHK 2006) ja Ratateknisten ohjeiden RATO 3:n (RHK 2008) antamia osavarmuuskerroimia geotekniseen laskentaan.



### 3.2.2 Eurokoodin taustaa

Euroopan yhteisön komissio teki 70-luvun puolessavälissä päätöksen yhdenmukais-  
taa Euroopan rakennusten sekä maa- että vesirakennuskohteiden suunnittelua koske-  
via teknisiä vaatimuksia. Päämääränä oli saada samat yhteneväiset suunnittelusään-  
nöt eri jäsenmaiden kesken. Tavoitteena oli uusi normi, jonka oli aluksi tarkoitus toi-  
mia samanaikaisesti jäsenmaiden omien suunnittelustandardien rinnalla ja myö-  
hemmin korvaten ne täysin. Ensimmäiset eurokoodisuunnitteluohjeet ilmestyivät 80-  
luvulla, ja nykyisen eurokoodi 7:n kehitys alkoi 90-luvun alussa. Sen ensimmäinen  
versio ENV 1997: ”Yleiset säännöt” vahvistettiin kansalliseksi esistandardiksi vuonna  
1996 ja loput osat vuonna 2001. (Eurokoodi Help Desk, <http://www.eurocodes.fi/> )

Lopullisesti kansalliseksi standardiksi eurokoodin osa 1 EN 1997-1: ”Yleiset säännöt”  
vahvistettiin 18.4.2005. Sitä seuraava osa 2 EN 1997-2: ”Pohjatutkimus ja koestus”  
vahvistettiin kansalliseksi standardiksi 16.4.2007. Myöhemmin kummastakin on il-  
mestynyt oma alkuperäisiä standardeita täydentävä Suomen kansallinen liite Ympä-  
ristöministeriön toimesta. Eurokoodin ensimmäinen osa koskee geotekniseen suun-  
nitteluun kuuluvia mitoitusohjeita. Toinen osa koskee geoteknisessä suunnitteluun  
kuuluvia laboratoriomenetelmiä sekä kenttäkokeita. Eurokoodien laajamittainen käyt-  
tö alkoi virallisesti vuonna 2010, kun Liikenne- ja viestintäministeriön julkistama uusi  
kansallinen liite (LVM) SFS-EN 1997-1 ”Geotekninen suunnittelu” ilmestyi 1.6.2010 ja  
korvasi aikaisemman ohjejärjestelmät. (Eurokoodi Help Desk, <http://www.eurocodes.fi/> )

### 3.2.3 Eurokoodi EN 1997

#### Murtorajatilatarkastelu

Eurokoodissa esitetään murtorajatilatarkasteluun kolme erilaista mitoitusotapaa (De-  
sign approach, DA), Suomessa maaluiskien stabiliteettitarkastelussa käytetään tapaa  
3, jossa osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin (tai niiden vaikutuksiin) ja maan  
lujuusparametreihin. Mitoitustavasta 3 käytössä eurokoodin EN 1997-1 suunnitte-  
luohje sanoo seuraavaa:

*Tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei  
esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä:  
Yhdistelmä: A2 ”+” M2 ”+” R3*

Tämä tarkoittaa, että murtorajatilatarkastelussa kuormien osavarmuusluvuksi vali-  
taan eurokoodin taulukosta A.3 sarja A2. Maaparametrien osavarmuusluvuiksi vali-  
taan taulukosta A.4 sarja M2. Eurokoodin taulukot A.3 ja A.4 on esitetty taulukoissa 5  
ja 6. Kuormien osavarmuustaulukon A.3 sarjasta A2 muodostettua kaavaa kutsutaan  
myös yhtälöksi 6.10 ja se on esitetty kaavassa 21.

Taulukko 5. A.3(FI), Kuormien ( $\gamma_F$ ) tai kuorman vaikutusten ( $\gamma_F$ ) osavarmuusluvut (STR/GEO). (RIL 207 2009.)

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

Taulukko 6. A.4(FI), Maaparametrien osavarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) (STR/GEO). (RIL 207 2009.)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma <sup>a</sup> ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_c$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,0	1,5
Yksiakiaalinen puristuskoe	$\gamma_{qu}$	1,0	1,5
Tilavuuspaino	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Tällä varmuusluvulla jaetaan  $\tan \phi'$

Yhtälö 6.10:

$$1,0 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,0 G_{kj,inf} + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (21)$$

Jossa tunnus  $G_{kj}$  kuvaa pysyvää voimaa tai kuormaa,  $Q_k$  kuvaa muuttuvaa voimaa tai kuormaa. Arvot  $\Psi_0$  ja  $K_{FI}$  ovat kertoimia. Arvo  $\Psi_0$  on kuormien yhdistelykerroin ja sen arvot määritellään kansallisessa liitteessä SFS-EN 1990. Arvo  $K_{FI}$  riippuu luotettavuusluokasta, johon vaikuttaa seuraamusluokka. Ratapenkereet voidaan yleensä kuuluvan seuraamusluokkaan 2 (CC2) ja tällöin arvo  $K_{FI}$  on 1,0. Seuraamusluokat ja niiden perusteella muodostuvat luotettavuusluokat on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Seuraamusluokat ja niiden perusteella muodostuvat luotettavuusluokat, sekä  $K_{FI}$ -kerroin (RIL 207 2009).

Seuraamusluokka	Luotettavuusluokka	$K_{FI}$	Seuraamukset
CC3	RC3	1,1	”Suuret”
CC2	RC2	1,0	”Keskisuuret”
CC1	RC1	0,9	”Vähäiset”

Tarkasteltaessa murtorajatilaa tai rakenneosan tai maapohjan liiallisen muodonmuutoksen arvoa tulee eurokoodin mukaan osoittaa, että kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ( $E_d$ ) on pienempi tai korkeintaan yhtä suuri kuin kestävyuden mitoitusarvo ( $R_d$ ) (eli  $R_d \geq E_d$ ). Tämä tarkoittaa, että stabiliteettitarkastelussa laskettaessa osavarmuusluvuilla kerrotuilla parametreilla ja kuormilla on luiskan kokonaisvarmuus sortumaa vastaan oltava vähintään yksi.

Eurokoodi hyväksyy sekä lamellimenetelmän että elementtimenetelmän käytön.

#### Käyttöraajatilatarkastelu

Käyttöraajatilatarkastelussa tulee osoittaa, että kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ( $E_d$ ) on pienempi tai yhtä suuri kuin rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutuksille ( $C_d$ ) (eli  $C_d \geq E_d$ ). Kuormien vaikutusten mitoitusarvo yleensä muodostuu jostain tietystä muodonmuutosten raja-arvosta, joka on rakenteen suunnittelun aikana sovittava erikseen.

Penkereiden tapauksessa erittäin merkittävä muodonmuutoksen raja-arvo on esimerkiksi penkereen painuma. Esimerkiksi Ratahallintokeskuksen Ratateknisissä ohjeissa (RHK 2008) on määritelty tarkemmin junaratojen ja ratapenkereiden suurimmat sallitut painumat.

Käyttöraajatilatarkastelu voidaan myös tarkastaa niin, että riittävän pieni osuus maan lujuudesta on mobilisoitu, jotta muodonmuutokset pysyvät vaadittujen käyttökelpoisuuden sisällä. Tämä menettely rajoittuu kuitenkin tilanteisiin, joissa muodonmuutosten arvoa ei tarvita käyttöraajatilatarkastamiseen, tai on olemassa vertailukelpoista kokemusta jo olemassa olevasta samanlaisesta maapohjasta, rakenteesta ja käytetystä menetelmästä. Tässä tarkastelussa kuormia pidetään ominaisarvoina, mutta maan lujuusparametrit kerrotaan eurokoodissa esitetyillä käyttöraajatilatilan osavarmuuskertoimilla (RIL 207-2009, taulukko 11.1S).

#### Tilastollinen ominaisarvo Eurokoodin mukaan

Eurokoodi ei voi katsoa suosivan rakenteiden mitoitukseen tilastollista lähestymistapaa, mutta mahdollistaa kyllä tutkimustuloksista tilastollisilla menetelmillä johdetut ominaisarvot. (Simon 2012.)

Tilastollisten arvojen käytössä eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje sanoo seuraavaa:

*”Käytettävissä tilastollisia menetelmiä, ominaisarvo johdetaan siten, että tarkasteltavan rajatilan esiintymistä määräävä epäedullisimman arvon laskettu todennäköisyys ei ole yli 5 %.”*

Eli tarkasteltavista havainnoista ja tutkimustuloksista saadaan sellainen käytettävä ominaisarvo, joka ei ylitä 95 % todennäköisyydellä. Tällöin vähintään 95 % saaduista mittatuloksista on oltava suurempia kuin käytettävä ominaisarvo.

### 3.2.4 Kansallinen liite (LVM)

Liikenne- ja viestintäministeriön kansallinen liite SFS-EN 1997-1 varmistaa luiskien ja penkereiden vakavuuden mitoituksessa käytettävän eurokoodin mitoitus tapaa 3. Penkereitten ja luiskien murtorajatilan tarkastelun kannalta merkittävimmät muutokset tulevat osavarmuuslukuihin. Kansallinen liite esittää muutoksia kuormien ja kuorman vaikutusten osavarmuuslukuihin sekä maaparametrien osavarmuuslukuihin. Kansallisessa liitteessä olevat parametrien ja kuormien osavarmuusluvut on esitetty taulukoissa 8 ja 9. Kansallinen liite ei varsinaisesti ota kantaa tilastolliseen tarkasteluun tai tilastollisilla menetelmillä johdettujen ominaisarvojen käyttöön.

Taulukko 8. A.3b(FI), Kuormien ( $\gamma_F$ ) tai kuorman vaikutusten ( $\gamma_F$ ) osavarmuusluvut (STR/GEO) kansallisen liitteen mukaan (LVM 2010).

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	1,15 · (tieliikennekuorma) 1,15 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · (raideliikennekuorma)	1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	<i>tai</i>					
	1,00	G	1,00	P	1,30 · (muut muuttuvat kuormat)	1,15 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,15 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · $\psi_{0,i}$ · (raideliikennekuorma)  + 1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Taulukko 9. A.4(FI), Maaparametrien osavarmuusluvut ( $\gamma_M$ ) (STR/GEO) (LVM 2010).

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma <sup>a</sup>	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_c$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoef	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Tilavuuspaino	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Tällä varmuusluvulla jaetaan  $\tan \phi$

### 3.2.5 Ratahallintokeskuksen B15 ohje

#### Yleistä

Ratahallintokeskuksen B15 ohje: ”Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet” on vuonna 2005 julkaistu kansallinen suunnitteluohje olemassa olevien vanhojen ratapenkereiden suunnitteluun ja tarkastukseen. Ohje perustuu Ratahallintokeskuksen vuonna 2004 käynnistyneeseen olemassa olevien ratapenkereitä koskevaan tutkimushankkeeseen.

Ohjeen tarkoituksena on täydentää Ratateknisten määräysten ja ohjeiden (RAMO) osan 3 kohtia ja olla yhteneväinen eurokoodien ja muitten kansallisten määräysten kanssa. Ohje ottaa kantaa suunnittelun ja mitoituksen lähtökohtiin, kuten pohjatutkimuksiin, junakuormiin, varmuustasoon ja laskentamenetelmiin.

Ohjeen mukaan olemassa oleviin vanhoihin ratapenkereisiin katsotaan kuuluvaksi pengeri, jonka konsolidaatioaste on vähintään 50 %. Tämä käytännössä edellyttää ratapenkereen olevan vähintään 10 vuoden ikäinen. Tässä luvussa on käyty lyhyesti läpi ohjeen B15 keskeisempiä piirteitä niiltä osin mitkä ovat tämän diplomityön kannalta oleellisia.

#### Pohjatutkimukset

B15 antaa ohjeita CPTU- ja siipikairauksilla tehtäviin pohjatutkimuksiin, tulosten redusointiin hienousluvun avulla sekä huokospainemittauksiin ja näytteenottoon. Ohje käsittelee myös tehtävien laboratoriotutkimusten kuten ödometri- ja kolmiakselikokeiden koejärjestelyt sekä tehokkaiden lujuusparametrien määrittämisen.

#### Junakuormat

Taulukossa 10 on esitetty ohjeen B15 mukaiset junakuormat. Junakuormat mallinnetaan käyttäen tasaista nauhakuroumaa. Mitoitustapaus oletetaan olevan pysähtynyt juna, jolloin käytetään sysäskertoimena arvoa 1,0.

Taulukko 10. RHK B15 (RHK 2006) ohjeen mukaiset vakavuuslaskennassa käytettävät junakuormat.

Akselipainot		Kokonaisvarmuus		Osavarmuus	
Mitoitus- akselipaino t	Nauha- kuorma $q_{vk}$ kN/m	Ominais- kuorma $q_{om}$ kN/m	Ominais- kuorma $q_{om(b=2,5m)}$ kN/m <sup>2</sup>	Murtoraja- tilan mitoitus- kuorma $q_m$ kN/m	Murtoraja- tilan mitoitus- kuorma $q_{m(b=2,5 m)}$ kN/m <sup>2</sup>
17	60	60,0	24,0	78,0	31,2
22,5	80	80,0	32,0	104,0	41,6
24,5	86	86,0	34,4	111,8	44,7
25	88	88,0	35,2	114,4	45,8
30	106	106,0	42,4	137,8	55,1
35	120	120,0	48,0	156,0	62,4

## Varmuustaso

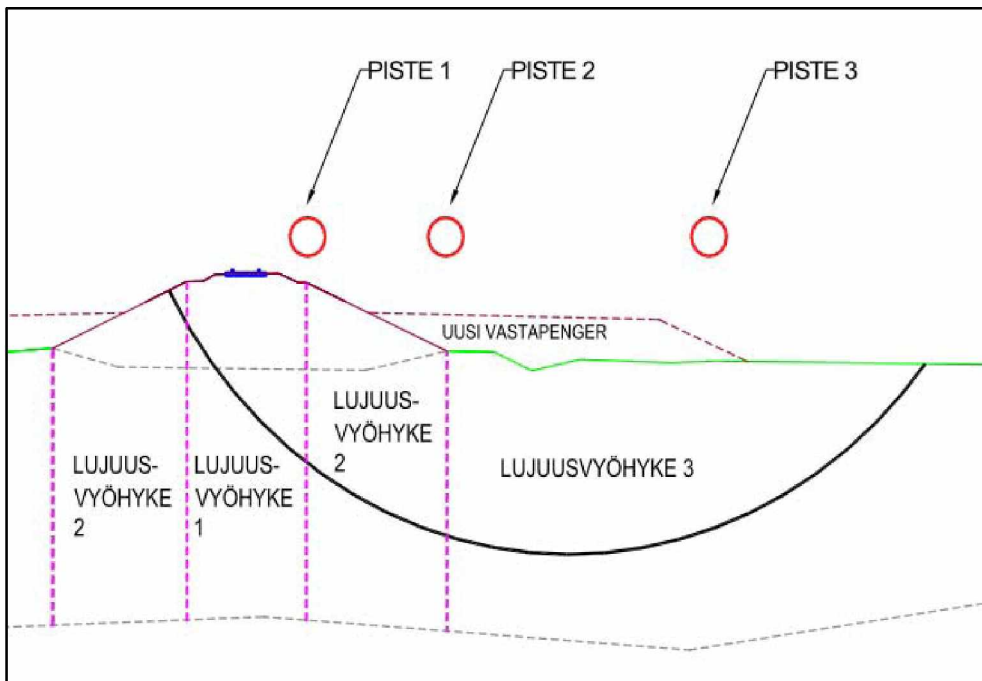
Taulukossa 11 on esitetty ohjeen B15 mukaiset stabiliteetin laskennassa käytettävät osavarmuus- ja varmuusluvut. Riviä ”Siirtymille herkät rakenteet” käytetään, kun penkereen läheisyydessä on erityisen herkkiä kohteita kuten paaluperustuksia. Huokospaineen ja penkereen sekä maapohjan tilavuuspainolle käytetään osavarmuuslukua 1,0.

Taulukko 11. RHK B15 ohjeen (RHK 2006) mukaiset vanhojen ratapenkereitten stabiliteetin laskennassa käytettävät varmuusluvut.

Mitoitus-tilanne	kuorman osa-varmuus-luku $\gamma_q$	$\tan\phi$ osa-varmuus-luku $\gamma_{\tan\phi}$	koheesion c osa-varmuus-luku $\gamma_c$	suljetun leikkauslujuuden $s_u$ osavarmuusluku $\gamma_{su}$	kokonaisvarmuus $F_{\text{kok}}$
Tavanomaiset ratapenkerreet	1,3	1,35	1,5	1,4	1,5
Siirtymille herkät rakenteet, $q_{\text{juna}} = 0 \text{ kN/m}$	1,4	1,5	1,8	1,6	1,8

## Laskentamenetelmän käyttö

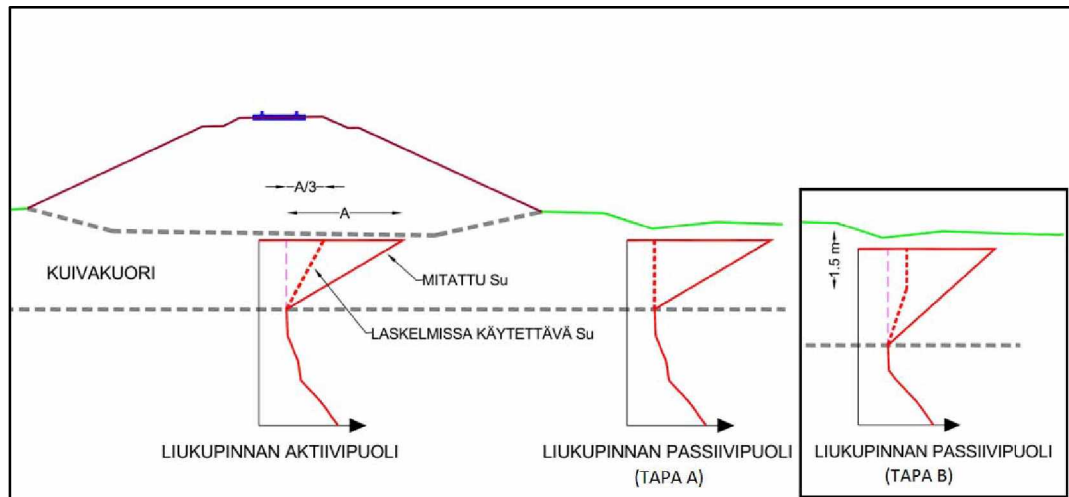
B15 ohjeen mukaan laskenta voidaan tehdä tehokkailla parametreilla tai käyttäen suljettua leikkauslujuutta. Huomionarvoisin piirre suljetun leikkauslujuuden tapauksessa on penkereen alaisten savimaiden jakaminen eri vyöhykkeisiin lujuutumisen mukaan. Kuvassa 18 on esitetty maapohjan jako eri vyöhykkeisiin.



Kuva 18. Maapohjan jako vyöhykkeisiin suljettua leikkauslujuutta käytettäessä (RHK 2006).

Jos pehmeän savikerroksen paksuus on niin pieni, että se rajoittaa liukupinnan muodostumista, tulee ohjeen mukaan tehdä erillinen varmuustarkastelu penkereen alaisen maan sivuttaista puristumista vastaan.

Kuivakuoren leikkauslujuus huomioidaan liukupinnan aktiivipuolella kuvassa 19 esitetyllä tavalla. Passiivipuolella kuivakuorikerroksen leikkauslujuus on sama kuin alapuolisen kerroksen yläpinnassa (tapa A). Jos kuivakuorikerros on yli 1,5 metriä sekä suurempi kuin 0,35 kertaa liukupinnan maksimisyvyys, voidaan kuivakuoren lujuus huomioida passiivipuolella, kuten kuvassa 19 on esitetty (tapa B).



Kuva 19. Kuivakuorikerroksen huomioiminen (RHK 2006).

### Lujittumisen huomioon ottaminen

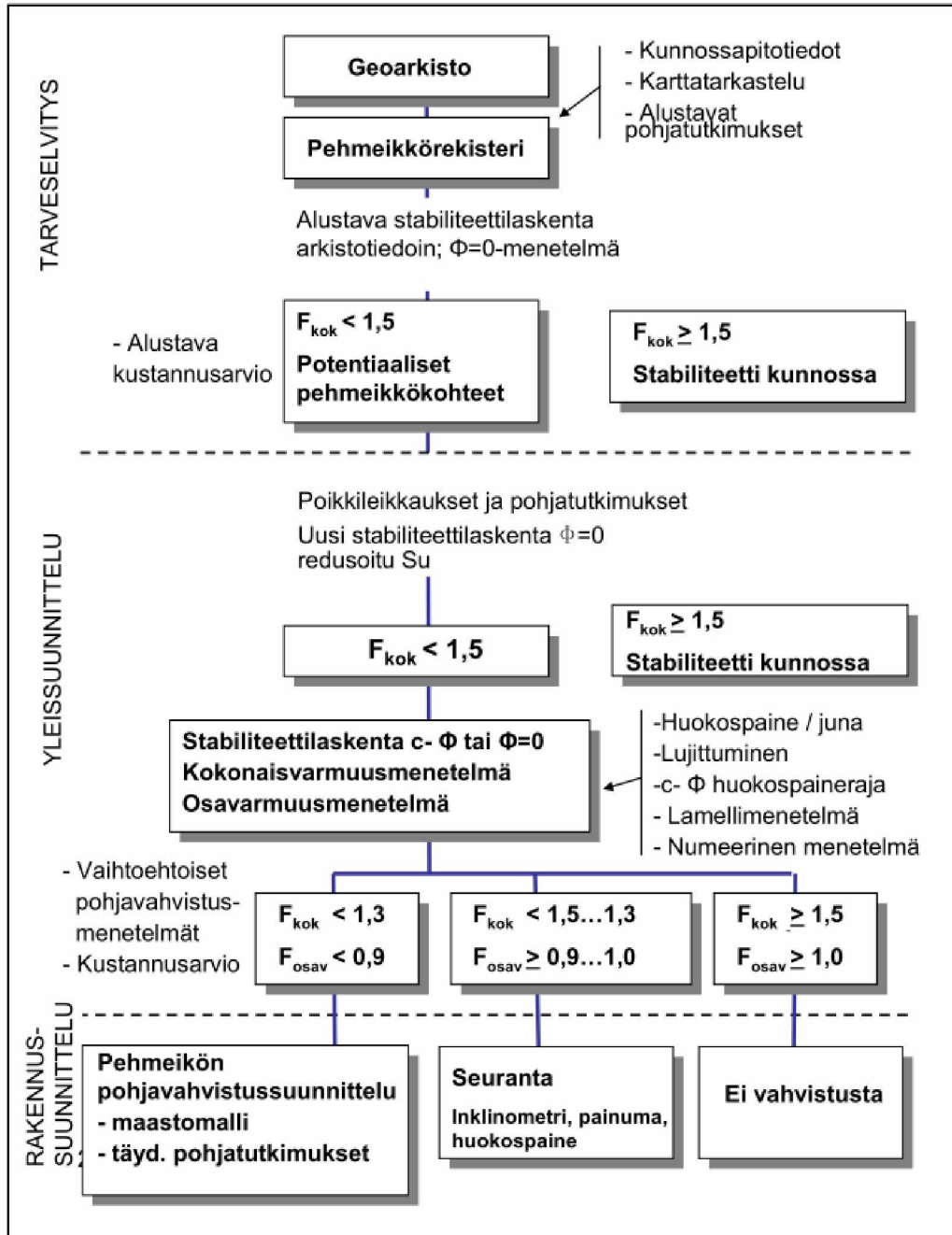
Penkereen alle muodostuvan lujittumisen määrittäminen voidaan toteuttaa tekemällä siipikairaus penkereen läpi. Toinen keino on arvioida lujuuden kasvu esikonsolitaattojännityksen kasvun avulla. Suoraan mittaukseen perustuva menetelmä on luotettavuutensa takia suositeltavampi.

### Liukupinnan sijainti

Liukupintojen lähtöpisteiden pitää kattaa penkereen luiska ja laki. Ratapölkkyjen alta lähteviä liukupintoja ei tarvitse huomioida, ellei penkereen paksuus ole alle 1,5 m ja penkereen alla olevan kuivakuoren paksuus alle 0,5 m. Penkereen lujuus huomioidaan koko liukupinnan matkalta. Useimpien ratojen kuormien yhdistely tehdään RAMOn osan 3 mukaisesti.

### Laskentaprosessi eri suunnitteluvaiheissa

Kuvassa 20 on esitetty eri suunnitteluvaiheissa tehtävät vakavuuslaskennat.



Kuva 20. Luiskien vakavuuslaskennan päävaiheet eri suunniteltuvaiheissa (RHK 2006).

## 3.3 Todennäköisyystarkastelu

### 3.3.1 Yleistä todennäköisyystarkastelusta

On yleisesti tunnettua, että geotekniseen suunnitteluun liittyy paljon väistämättömiä epävarmuuksia. Maaperän ominaisuuksissa ja olosuhteissa voi esiintyä paikallisestikin suurta vaihtelua, mikä tuo epävarmuutta suunnitteluun. Nykyisin käytössä olevat käytännöt varmuusluvusta perustuvat pääasiassa kokemukseen ja empiiriseen tietoon, ja tämä lähestymistapa on ollutkin toimiva. Kuitenkin geotekninen suunnittelu voi edelleen olla haastavaa, varsinkin kohdattaessa uudentyypisiä ongelmia. Toden-



näköisyystarkastelu (Reliability-Based Design, RBD) tuo vaihtoehtoisen tavan arvioida epävarmuuksia ja niiden vaikutusta kokonaisvarmuuteen. Todennäköisyystarkastelun perusteiden voidaan sanoa olevan lähtöisin osavarmuustarkastelusta, jonka osavarmuusluvut perustuvat parametrikohdaisiin vaihteluihin. Todennäköisyystarkastelun voidaan sanoa olevan yksi mahdollinen käyttötapa tarkastella stabiliteettia. (Wu 2008.)

Erialaisten maalajien ominaisuuksia ja vaihtelua on tutkittu laajasti. Monien stabiliteetilaskentaan vaikuttavien maaparametrien voidaan sanoa noudattavan normaali-, tai log-normaalijakaumaa. Monesti yleinen käsitys osavarmuuslukujen käytössä on se, mitä huonommin parametrin vaihtelu tunnetaan (eli mitä enemmän epävarmuuksia parametrin määrittämiseen liittyy), sitä suurempi täytyisi parametrikohdaisen varmuuden olla. Asia ei kuitenkaan välttämättä ole näin yksinkertainen, koska yksittäisellä parametrilla voi olla hyvin pieni tai olematon vaikutus laskennan lopputulokseen. Osavarmuuteen pitäisi pikemminkin vaikuttaa kyseisen parametrin merkittävyys laskennan lopputuloksen kannalta. (Phoon 2008, Zotsenko yms. 2011.)

Heikosti kantavalle maapohjalle perustetun penkereen vaarallisin liukupinta pyrkii kulkemaan reittiä pitkin, jossa kaaren leikkauslujuus suhteessa sitä sorruttaviin voimiin on mahdollisimman pieni. Niinpä voidaan sanoa että ratkaiseva luiskan stabiliteettiin vaikuttava tekijä on maan leikkauslujuus. Jos luiskan tai penkereen suurin osa vaarallisimmasta liukupinnasta kulkee pehmeässä savessa, voidaan tätä pitää pääsyyntä heikkoon stabiliteettiin. Tällöin saven leikkauslujuus on penkereen stabiliteetin kannalta merkittävin yksittäinen lujuusparametri.

### 3.3.2 Slope-ohjelman käyttömahdollisuus

Slope-ohjelma sisältää työkalut penkereen stabiliteetin todennäköisyystarkasteluun. Osa lamellilaskennoista laskettiin käyttäen hyväksi Slope-laskentaohjelmassa olevaa ominaisuutta, jolla pystytään antamaan materiaalin lujuusominaisuus todennäköisyysjakauman muodossa. Annettaessa parametri jakaumana ohjelma laskee Monte Carlo -menetelmää hyväksi käyttäen (annetun jakauman puitteissa) todennäköisyyden tapaukselle joissa kokonaisvarmuuskerroin  $F < 1,0$ . Slope laskee todennäköisyyden lisäksi arvon luotettavuusindeksille ( $\beta$ ), joka on toinen yleinen keino tarkastella riskitekijöitä. Luotettavuusindeksi kuvaa tavoiteltavaa rajatilan todennäköisyyttä. Luotettavuusindeksi määritellään keskiarvon ja keskihajonnan perusteella. (Slope 2007.)

Luotettavuusindeksi  $\beta$  (Slope 2007):

$$\beta = \frac{(\mu - 1,0)}{\sigma} \quad (22)$$

jossa  $\sigma$  = keskihajonta  
 $\mu$  = odotusarvo

Luotettavuusindeksi korreloi todennäköisyyden kanssa. Kun todennäköisyysjakauman muoto tunnetaan, ovat luotettavuusindeksi ja todennäköisyyden suhde myös määriteltävissä. Todennäköisyyden kasvaessa lähestyy luotettavuusindeksi arvoa nolla ja vastaavasti se kasvaa todennäköisyyden taas pienentyessä. Esimerkiksi

kun luotettavuusindeksi on 4, käytännössä sortuman todennäköisyys on 1/10 000. (Slope 2007.)

Slope mahdollistaa seuraavien todennäköisyysjakaumien käytön:

- Normaalijakauma
- Log-normaalijakauma
- Tasainen jakauma
- Kolmikantainen jakauma
- Yleinen vapaa jakauma
- Leikattu jakauma

Käytettäessä normaalijakautumaa ohjelmaan on mahdollista antaa jakauman keskiarvo ja keskihajonta, jotka määräävät jakauman muodon. Log-normaalijakaumassa on näiden lisäksi mahdollista antaa vielä offset-arvo, joka vaikuttaa jakauman paikkaan. Myös jakauman ylä- ja alarajat ovat määriteltävissä.

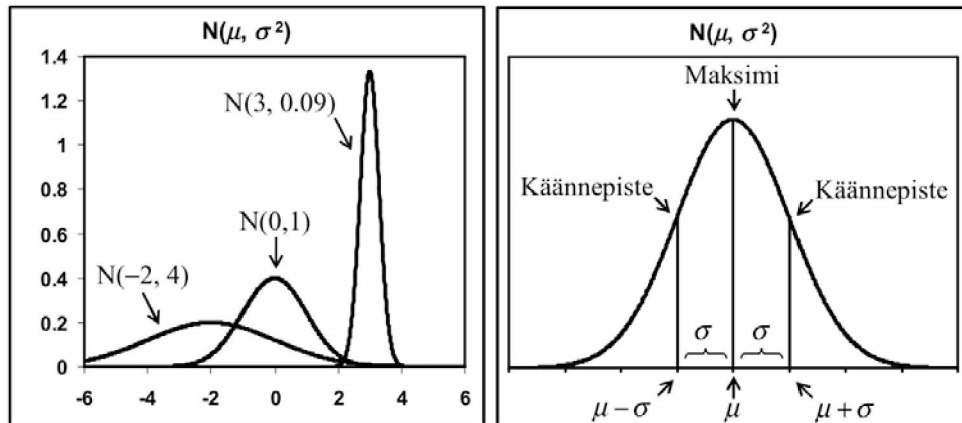
### 3.3.3 Monte Carlo -menetelmä

Monte Carlo -menetelmä on numeerinen metodi, jossa yhdistyvät todennäköisyyslaskenta ja tilastotiede. Menetelmä on saanut nimensä Monte Carlon kasinosta, ja menetelmä on yleisesti käytössä erilaisissa matemaattisissa simulaatioissa, joiden lähtötietojen oletetaan olevan epätarkkoja. Monte Carlon -menetelmä on tunnettu jo pitkään, mutta se on tullut käyttökelpoiseksi vasta tietokoneiden kehittyessä. Menetelmä perustuu suuren satunnaislukupoukon hyväksikäyttöön matemaattisessa simuloinnissa. Klassinen esimerkki menetelmästä on niin sanottu Buffonin neulakoe, jossa piin likiarvo määritellään pudottamalla suuren joukon neuloja lattialle ja laskemalla, kuinka useasti neula rikkoi kahden lankun välisen rajan. (Karttunen 2002.)

Matemaattiset Monte Carlon -simulaatiot perustuvat valesatunnaislukujen (pseudosatunnaislukujen) käyttöön, jotka ovat laskettavissa numeerisien algoritmien avulla. Käytännössä tietokoneen ohjelman eli laskenta-algoritmin avulla tuotetaan peräkkäin suuri joukko valesatunnaislukuja, joita käytetään mallintamaan jotain tiettyä satunnaista ongelmaa tai ominaisuutta. Menetelmää käytettäessä laskentamäärällä on suuri vaikutus simulaation tarkkuuteen. (Karttunen 2002.)

### 3.3.4 Normaalijakauma

Normaalijakauma (toiselta nimeltään Gaussin kellokäyrä) on jatkuva todennäköisyysjakauma. Luonnontieteessä monet satunnaismuuttujat noudattavat normaalijakaumaa. Normaalijakauma on määritelty ja jatkuva kaikilla reaaliarvoilla. Normaalijakauman eri muotoja on esitetty kuvassa 21. Tiheysfunktio (Probability Density Function (PDF)) on kertymäfunktion derivaatta. Tiheysfunktio on olemassa, jos kertymäfunktio on aidosti derivoituva. Normaalijakauman tiheysfunktio on esitetty kaavassa 22. (Mellin 2006.)



Kuva 21. Normaalijakauman muotoja eri keskihajonnalla ja variansseilla, sekä jakauman peruskäsitteitä (Mellin 2006).

Normaalijakauman tiheysfunktio on muotoa (Slope 2007):

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-(x-\mu)^2/(2\sigma^2)} \quad (23)$$

jossa  $x$  = satunnaismuuttuja  
 $\sigma$  = keskihajonta  
 $\mu$  = odotusarvo

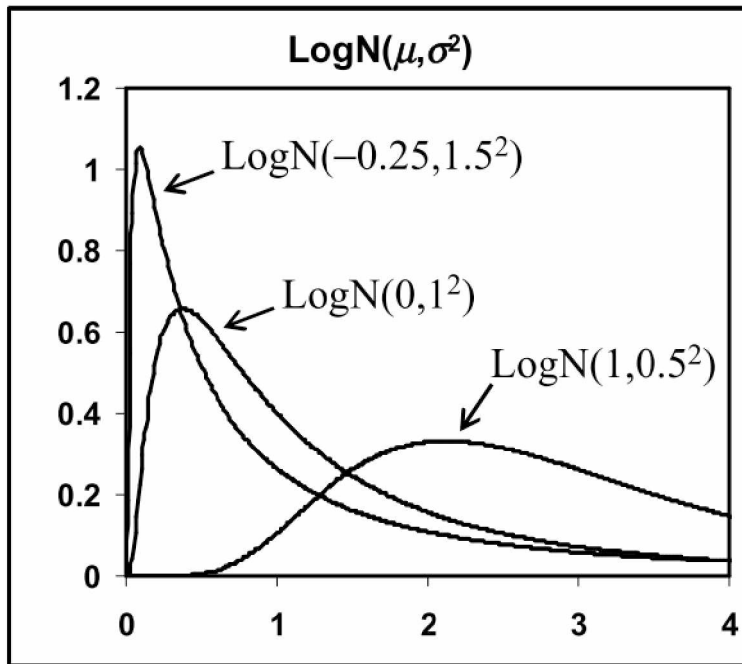
**Odotusarvo ( $\mu$ )** on satunnaismuuttujan jakauman keskipiste.

**Keskihajonta ( $\sigma$ )** on varianssin neliöjuuri.

**Varianssi ( $\sigma^2$ )** on todennäköisyyslaskennassa ja tilastotieteessä satunnaismuuttujan hajonnan mitta. Varianssi kuvaa sitä, kuinka kaukana satunnaismuuttujan arvot ovat tyypillisesti sen odotusarvosta.

### 3.3.5 Log-normaalijakauma

Log-normaalijakauma on muunnos normaalijakaumasta ja on jatkuva todennäköisyysjakauma. Log-normaalijakaumaa voidaan käyttää mallintamaan satunnaismuuttujien jakaumia. Jakauman arvot voivat olla kuinka suuria tahansa, mutta ne eivät voi olla negatiivisia. Log-normaalijakauman eri muotoja on esitetty kuvassa 22 ja log-normaalijakauman tiheysfunktio on esitetty kaavassa 23. (Mellin 2006.)



Kuva 22. Log-normaalijakauman muotoja eri keskihajonnalla ja variansseilla (Mellin 2006).

Log-normaalijakauman tiheysfunktio on muotoa (Slope 2007):

$$f(x) = \frac{1}{(x-\theta)\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\left(\ln\left(\frac{x-\theta}{m}\right)\right)^2/(2\sigma^2)} \quad (24)$$

jossa

$x$	= satunnaismuuttuja
$\sigma$	= keskihajonta, ns. muotoparametri (shape parameter)
$m$	= odotusarvo, ns. kokoparametri (scale parameter)
$\theta$	= odotusarvon offset arvo, ns. paikkaparametri (location parameter)

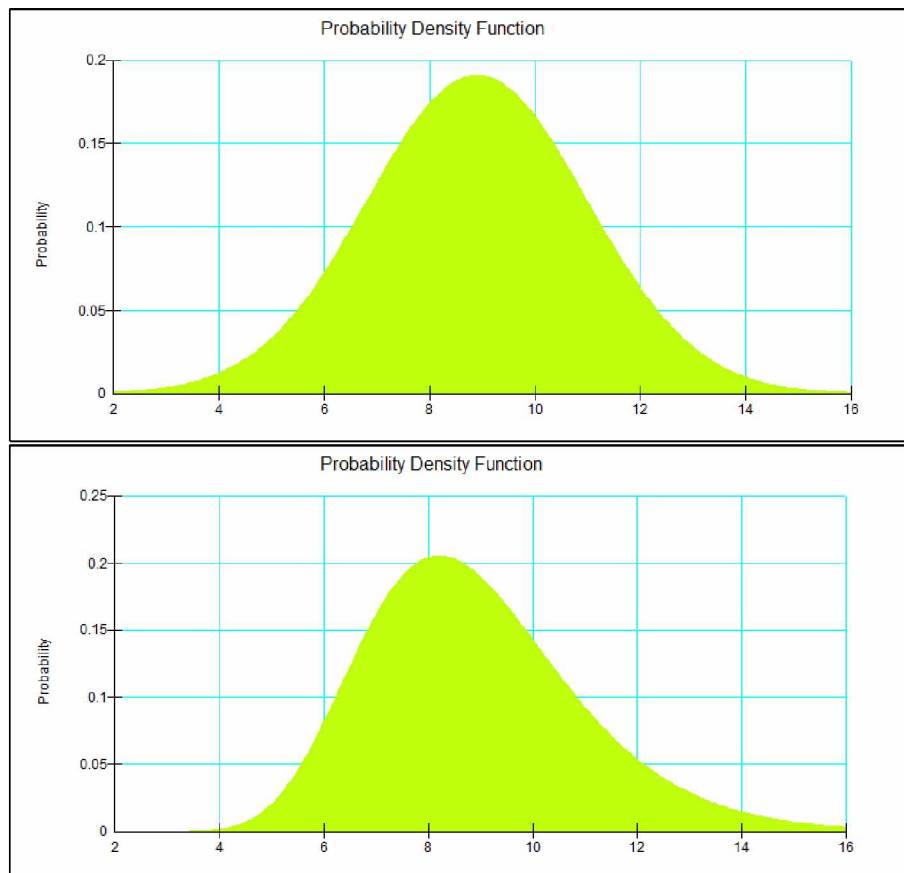
### 3.3.6 Aineiston käsittely

Todennäköisyystarkastelulla on mahdollista tutkia yksittäisen parametrin luonnollisen vaihtelun merkittävyyttä laskentaan. Kohdepenkereitten tapauksessa saven leikkauslujuuden voidaan sanoa olevan laskennan kannalta suhteellisesti kriittisin yksittäinen lujuusparametri. Tästä syystä todennäköisyystarkastelun kohteeksi otettiin savikerroksen leikkauslujuus. Käytössä olevista tutkimustuloksista oli mahdollista muodostaa saven leikkauslujuudelle jakaumatyyppinen tiheysfunktio, jota käyttää laskennoissa. Käytännössä Slope ohjelmassa tehdään tavallinen stabiliteettitarkastelu, jonka rinnalta ohjelma suorittaa tätä täydentävän RBD tarkastelun.

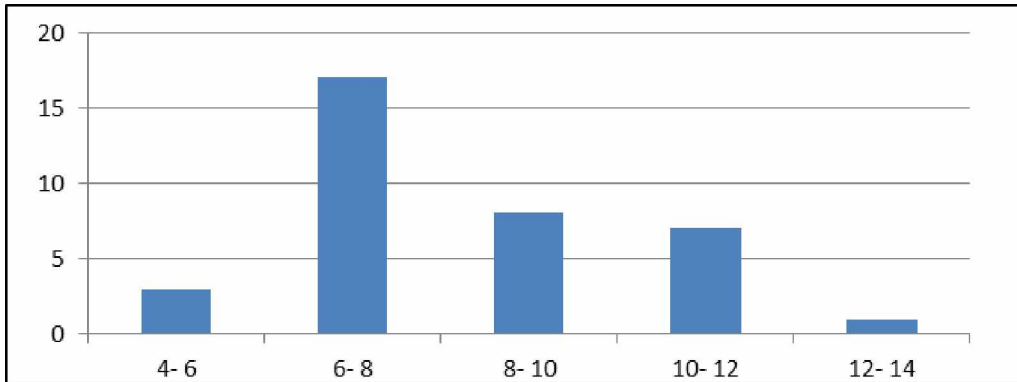
Yleisesti maan lujuusparametrien kuten myös saven leikkauslujuus tiedetään noudattavan normaali tai log-normaalijakaumaa (Baecher ja Christian 2003). Tämän perusteella kohdepenkereiden saven leikkauslujuuden jakauman oletettiin olevan, joko normaali- tai logonormaalijakautunut. Todennäköisyyslaskennassa saven suljetulle leikkauslujuudelle annettiin ominaisarvon sijasta tiheysfunktio. Käytetyt todennäköisyysjakaumat muodostettiin laskentatapauskohtaisesti siipikairausten leikkauslujuuden redusoiduista mittaustuloksista. Savessa tehdyt siipikairausten vastukset

taulukoiitiin ja niistä muodostettiin satunnaislukujoukko. Tämän satunnaislukujoukon pohjalta muodostettiin leikkauslujuutta vastaavat normaali- ja log-normaalijakaumat.

Saatuja jakaumia verrattiin mitta-aineistoon. Saatujen jakaumien soveltuvuuden tarkasteluun sovellettiin käyttäen khi-neliön testiä (chi-squared test) sekä visuaalista tarkastelua. Tarkastelun perusteella normaali- ja log-normaalijakaumien sopivuudessa suhteessa mitta-aineistoon ei ollut suurta eroa. Log-normaalijakaumat katsottiin kuitenkin kuvaavan yleiseltä muodoltaan ja jakaumien reunoilta hieman paremmin mitta-aineistoa kuin normaalijakaumat. Niinpä laskentaan valittiin käytettäväksi log-normaalijakaumia. Kuvissa 23 ja 24 on esitetty Turku–Uusikaupunki laskentakohteen redusoidun saven leikkauslujuuden jakautuminen ja mitta-aineistosta tehdyt todennäköisyysjakaumat.



Kuva 23. Turku–Uusikaupunki savikerroksen siipikairauksilla saatujen mittatulos-  
ten pohjalta muodostettujen normaalijakauman (ylempi) ja log-  
normaalijakauman (alempi) tiheysfunktioiden kuvaajat saven leikkaus-  
lujuudelle.



Kuva 24. Turku-Uusikaupunki savikerroksen siipikairausten perusteella saatu leikkauslujuuden jakautuminen. X-akselilla mittaustulokset on jaksotettu leikkauslujuuden mukaisesti ( $\text{kN/m}^2$ ) ja y-akselilla on kunkin jakson yleisyys.

Kohteessa Kotka-Kouvola (joka on kuvattu tarkemmin kappaleessa 4.1), saven leikkauslujuus vaihteli suhteessa eniten johtuen korkean penkereen aiheuttamasta saven lujittumisesta. Lisäksi suurin osa siipikairauksista oli otettu penkereen sivuilta, mutta itse penkereen alta oli hyvin vähän kairaustietoa. Näistä johtuen todennäköisyys tarkastelu, jossa savikerros olisi jaettu osiin lujittumisen mukaan, olisi mahdollisesti ollut parempi ratkaisu kuin käytetty tarkastelu, jossa savikerrosta käsitellään yhtenä samantyyppisenä materiaalina. Huolimatta siitä, että tässä kohteessa savikerrosten lujittuminen olisi ollut syytä huomioida, laskennassa savikerrosta käsiteltiin silti yhtenäisenä kerroksena.

Muissa kohteissa saven leikkauslujuuden vaihtelu penkereen eri osissa oli vähäistä, joten niiden tapauksessa RBD tarkastelu voitiin hyvin suorittaa yhteneväisellä savikerroksella. Liitteessä 2 on esitelty laskentakohteiden saven leikkauslujuudet ja niiden pohjalta muodostetut todennäköisyysjakaumat.

Pelkästään todennäköisyysjakaumia tarkastelemalla voidaan huomata saven leikkauslujuuden suuri vaihtelevuus. Esimerkiksi osavarmuuskertoimien merkittävyyttä voidaan arvioida jakaumia ja laskentaparametreja vertaamalla. Kun tarkastellaan esimerkiksi osavarmuusmenettelyn mukaisella leikkauslujuuden osavarmuusluvulla ( $\gamma_{cu} = 1,4$ ) pienennettyä suljetun leikkauslujuuden sijoittumista todennäköisyysjakaumaan, saadaan käsitys osavarmuusluvun pienentävästä vaikutuksesta parametriin. Esimerkiksi Perniön kohteessa osavarmuusluvulla pienennetty  $S_u$ :n ( $7,0 \text{ kN/m}^2$ ) sijoittuu jakaumalle niin, että tätä pienempiä arvoja olisi vielä noin 10 %. Sama asia voidaan havaita myös Turku-Uusikaupungin kohteessa.

## 4 Kohdepenkereet

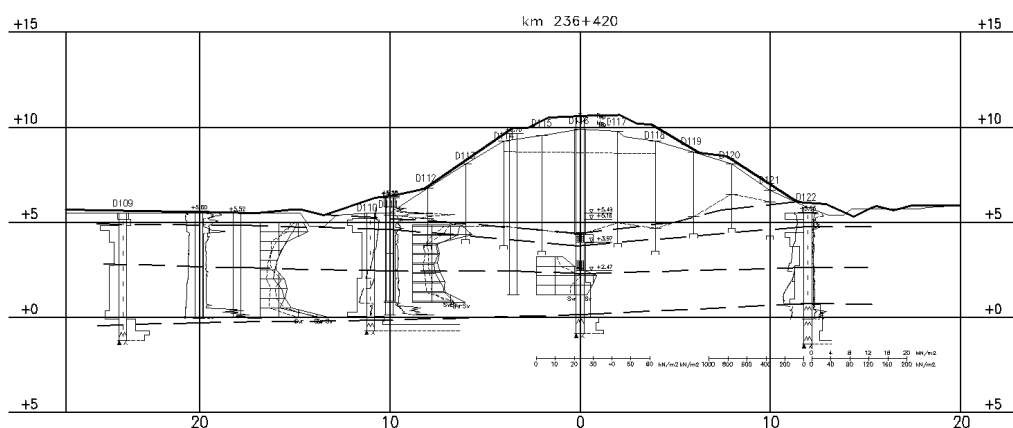
### 4.1 Yleistä kohdepenkereistä

Tässä diplomityössä tarkasteltiin stabiiliteettia kolmessa ratapengerkohteessa. Kohteet olivat Kouvola–Kotka km 236+300–236+620, Turku–Uusikaupunki km 222+600, ja Salon Perniössä vuonna 2009 tehty sorrutuskokeen koepenger. Kohteet ovat samoja kuin silloisen RHK:n julkaisussa A 9/2009 ja Liikenneviraston julkaisussa 25/2010. Kaikille kohteille yhteistä on se, että nämä olemassa olevat ratapenkereet on perustettu heikon savisen pohjamaan päälle, mistä johtuen niiden stabiiliteetti sortumaa vastaan on suhteellisen pieni verrattuna uudempiin rataosuuksiin.

Kaikki koepenkereet ovat aikaisemmin kattavasti tutkittuja sekä näytesarjoin että lukusin kairauksin. Laskentamallien pohjatiedot perustuvat samaan tutkimusaineistoon kuin mitä aikaisimmissa julkaisuissa on käytetty. Koska laskennat on tehty kokonaisjännitysten menetelmällä ( $S_u$ -menetelmä), perustuu laskennassa käytetty koheesiomaitten leikkauslujuus siipikairauksilla saatuihin tuloksiin. Maaparametrien määrittäminen, kuten hienousluvun mukainen reduktio tai kuivakuorisaven leikkauslujuuden määrittäminen, sekä maapohjan jako vyöhykkeisiin tehtiin mukailien RHK B15 ohjetta. Ohje on käsitelty tarkemmin luvussa 2.2.5. Pohjatutkimustietoja on käsitelty kohdepenkereitten kuvauksissa.

### 4.2 Kohde Kotka–Kouvola

Kohde Kotka–Kouvola on välisellä rataosuudella oleva vanha junapenger, jonka mitoituspaiikka sijaitsee rataosuudella välillä (km) 236+300 m – 236+620 m. Kuvassa 25 on nähtävissä penkereen pohjatutkimusleikkaus.



Kuva 25. Kotka-Kouvola penkereen pohjatutkimusleikkaus.

Ratapenger oli poikkileikkauksen kohdalta suurimmillaan jopa noin 5,0..5,5 metrin paksuinen, joka oli mitoituskohdeista selvästi korkein ratapenger. Ratapenkereen laki oli korkotasolla +10,5 ja olemassa oleva maanpinta oli tasolla noin +5,5. Ratapengerosuus muodostui vanhoista hiekka- ja sorakerroksista, joiden alla oli noin 0,5... 1,0 metrin paksuinen kuivakuorisavikerros. Penkereen sivuilla kuivakuorisavikerros oli noin

1,0 metrin paksuinen. Kuivakuorikerroksen redusoimaton leikkauslujuus vaihteli siipikairaustulosten perusteella 15... 31 kPa välillä. Kuivakuorisaven leikkauslujuus oli selvästi suurempi penkereen kohdalla kuin sen sivuilla.

Kuivakuorikerroksen alla oli noin 1,5...2,5 metrin paksuinen savikerros. Savikerroksen paksuus vaihteli penkereitten sivuilla 2,0...2,5 metrin välillä ja oli penkereen alla 1,5...2,0 metrin paksuinen. Savikerroksen suljettu redusoimaton leikkausvastus vaihteli 7...15 kPa välillä. Saven leikkauslujuus oli selvästi suurempaa penkereen keskilinjän läheltä kuin mitä sen reunoilla. Savikerroksen hienousluku (F) vaihteli 70... 90 % välillä. Vesipitoisuus penkereen keskilinjalla vaihteli noin 40...60 % välillä ja penkereen sivuilla noin 65... 90 % välillä. Pohjavedenpinnan taso mukaili savikerroksen yläpintaa.

Savikerroksen alla oli 2,0...2,5 metrin paksuinen silttikerros. Silttikerroksen suljettu redusoimaton leikkausvastus vaihteli 13...31 kPa välillä ollen pienimmillään penkereen sivuilla ja suurimmillaan penkereen alla. Silttikerroksen hienousluku (F) vaihteli 30... 70 % välillä. Silttikerroksen vesipitoisuus penkereen keskilinjalla vaihteli noin 40...60 % välillä ja penkereen sivuilla noin 55... 85 % välillä. Silttikerroksen alla oli kantava moreenikerros.

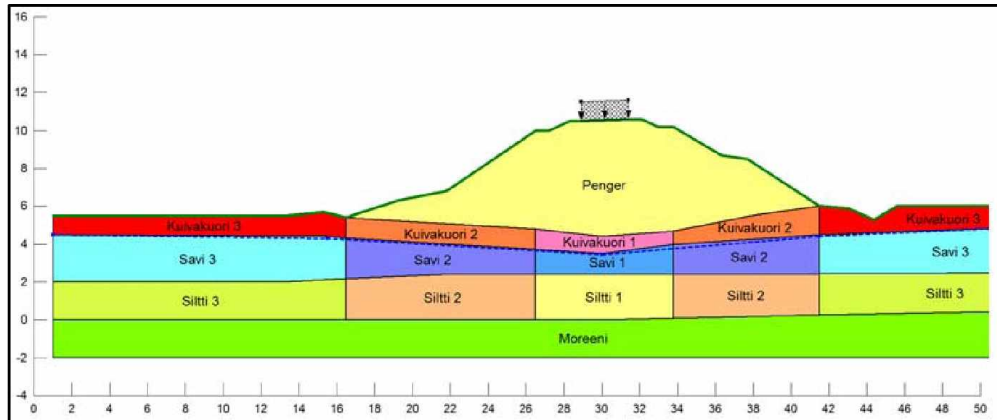
Kuivakuori- ja savikerroksessa penkereen kohdalla oleva suurempi leikkauslujuus on selitettävissä penkereen kuorman aiheuttamalla pidempiaikaisella lujittumisella. Laskennassa penkereen alla tapahtunut maan lujittuminen otettiin huomioon jakamalla penkereen alaiset koheesiomaakerrokset viiteen eri lujuusvyöhykkeeseen. Jako tehtiin RHK ohjeen B15 mukaisesti. Lujuusvyöhykkeitten leikkauslujuudessa oli havaittavissa selviä eroja, mikä oli odotettavissa näin korkean penkereen ollessa kyseessä.

Taulukko 12. Kotka-Kouvola redusoidut kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Kuivakuori 1	19	20	0
Kuivakuori 2	19	15	0
Kuivakuori 3	19	14,4	0
Savi 1	17	15,9	0
Savi 2	16	11,9	0
Savi 3	16	9,3	0
Siltti 1	17,5	27,2	0
Siltti 2	17	18,2	0
Siltti 3	16,5	17,2	0
Moreeni	19	-	30

Taulukossa 12 on esitetty Kotka-Kouvola kohteen pohjatutkimustietojen perusteella saadut oleelliset laskentaparametrit. Laskennassa käytetty penkereen poikki-leikkaus maalajirajoinen on nähtävissä kuvassa 26. Kaikki laskennassa käytetyt oleelliset parametrit on esitetty liitteessä 1.

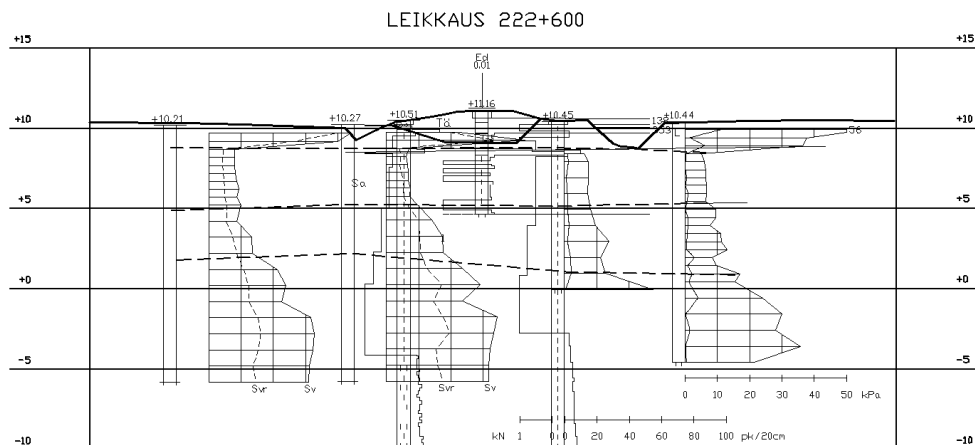




Kuva 26. Kotka-Kouvola Slope mallin poikkileikkaus, jossa näkyvät maalajirajat.

## 4.3 Kohde Turku–Uusikaupunki

Kohde on Turku–Uusikaupunki välisellä rataosuudella oleva vanha junapenger, jonka mitoituspaikka sijaitsee rataosuudella (km) 222+600 m. Kuvassa 27 on nähtävissä penkereen pohjatutkimusleikkaus.



Kuva 27. Turku–Uusikaupunki penkereen tutkimusleikkaus.

Ratapenger oli kohteessa poikkileikkauksen kohdalta noin 1,0... 2,5 metrin paksuinen. Ratapengeren laki oli korkotasolla noin +11,0 ja olemassa oleva maanpinta oli tasolla noin +10,0. Kummallakin puolella penkerettä kulki oja. Penkereen ympärillä oleva ylin maakerros oli kohteessa kuivakuorisavea. Kuivakuorisavikerroksen paksuus oli 1,5... 2,0 metriä. Kuivakuorikerroksen redusoimaton leikkauslujuus vaihteli suuresti ollen siipikairaustulosten perusteella 8... 56 kPa välillä.

Kuivakuorikerroksen alapuolella ja penkereen kohdalta suoraan pengerkerroksen alapuolella oli savesta muodostunut maakerros. Leikkauslujuuden perusteella savikerros voitiin jakaa kahteen erilliseen kerrokseen. Ylemmän savikerroksen (Savi 1) redusoimaton leikkauslujuus vaihteli 5... 14 kPa välillä ja paksuus vaihteli 3,0... 3,5 metrin välillä. Alemman savikerroksen (Savi 2) redusoimaton leikkauslujuus vaihteli 7... 18 kPa välillä, ollen 3,5... 4,0 metriin paksuinen ja ulottuen leikkausmallin pohjaan asti.

Ylemmän savikerroksen hienousluku (F) vaihteli välillä noin 65... 80 % ja alemman savikerroksen välillä noin 70...105 %. Ylemmän savikerroksen vesipitoisuus vaihteli välillä noin 60...95 % ja alemman savikerroksen välillä noin 70...110 %. Pohjavedenpinta mukaili kuivakuorisavikerroksen alapintaa.

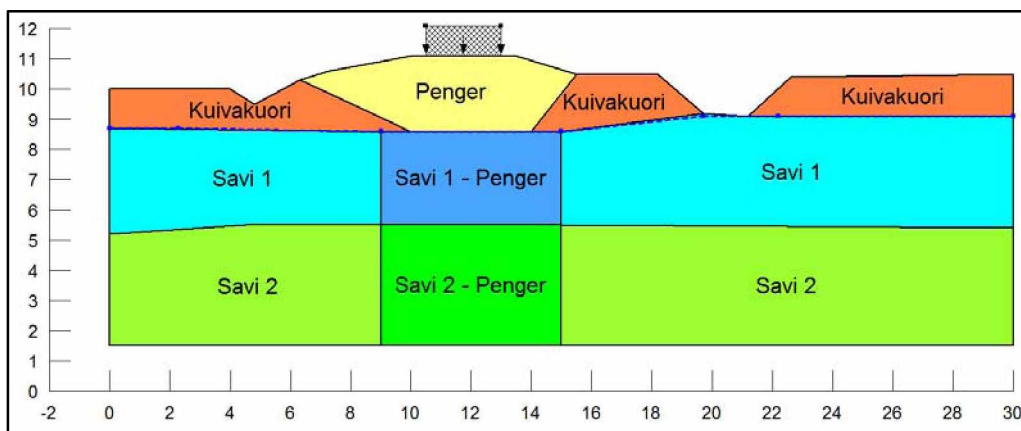
Laskentamallissa havaittu saven lujittuminen otettiin huomioon jakamalla penkereen alaiset savikerrokset eri lujuusvyöhykkeisiin. Jako tehtiin RHK:n julkaisun B15 suunnitteluohjeesta hieman poiketen vain kolmeen vyöhykkeeseen, penkereen alaiseen vyöhykkeeseen ja penkereen sivulla oleviin vyöhykkeisiin. Tämäntyyppinen ratkaisu tehtiin, koska leikkauslujuus oli ainoastaan suoraan junapenkereen alapuolella hieman suurempi kuin penkereen vieressä. Jos savikerrokset olisi jaettu ohjeen mukaisesti penkereen reunalta ja sivulta omiin vyöhykkeisiin, olisi näiden keskimääräinen leikkauslujuus poikennut toisistaan vain 0,1... 0,5 kPa, eikä tällä ei olisi ollut laskennan kannalta suurta merkitystä.

Yleisesti vyöhykkeitten erot toisiinsa olivat varsin pieniä ollen suurimmillaan vain 4 kPa luokkaa. Pienet erot eri vierekkäisissä lujuusvyöhykkeissä olivat selitettävissä varsin pienellä pengerkorkeudella, eli lujittuminen oli ollut melko vähäistä.

Taulukossa 13 on esitetty kohteen Turku–Uusikaupunki pohjatutkimustietojen perusteella saadut oleelliset laskentaparametrit. Laskennassa käytetty penkereen poikkileikkaus maalajirajoineen on nähtävissä kuvassa 28. Kaikki laskennassa käytetyt oleelliset parametrit on esitetty liitteessä 1.

Taulukko 13. Turku–Uusikaupunki redusoidut kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Kuivakuori	16	11,0	0
Savi 1 (Penger)	15,4	10,7	0
Savi 1	14,7	7,1	0
Savi 2 (Penger)	15	12,2	0
Savi 2	14,9	10,5	0

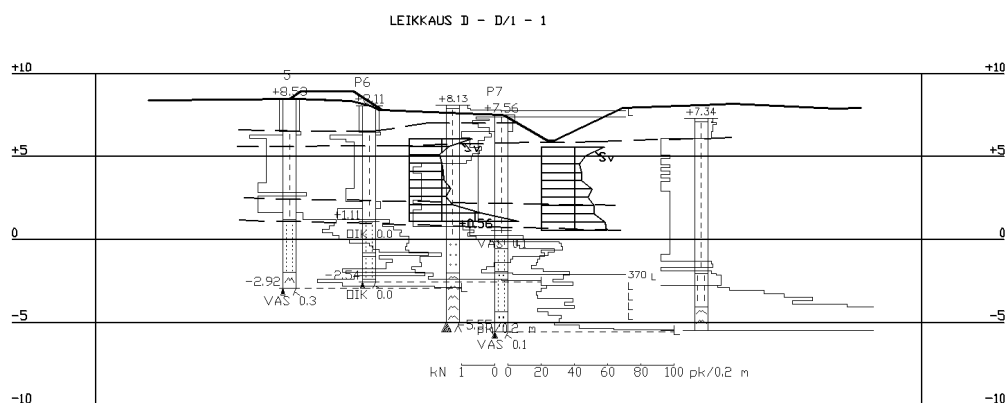


Kuva 28. Turku–Uusikaupunki Slope mallin poikkileikkaus, jossa näkyvät maalajirajat

## 4.4 Kohde Perniö

### Yleistä kohteesta

Perniön sorrutuskoke oli Tampereen teknillisen yliopiston (TTY) ja Ratahallintokeskuksen (RHK, eli nykyinen Liikennevirasto) yhteishanke, joka tehtiin Salon Perniössä vanhalle ratapengerosuudelle. Koe suoritettiin syksyllä 2009 vanhalle yli 40 vuotta aiemmin käytöstä poistetulle rataosuudelle. Kokeen tarkoituksena oli kerätä rata-penkereen sortumakokeesta aineistoa, jota voitaisiin käyttää hyväksi penkereitten vakavuuslaskentojen kehittämiseksi. Kuvassa 29 on nähtävissä penkereen pohjatutkimusleikkaus.



Kuva 29. Perniön penkereen tutkimusleikkaus.

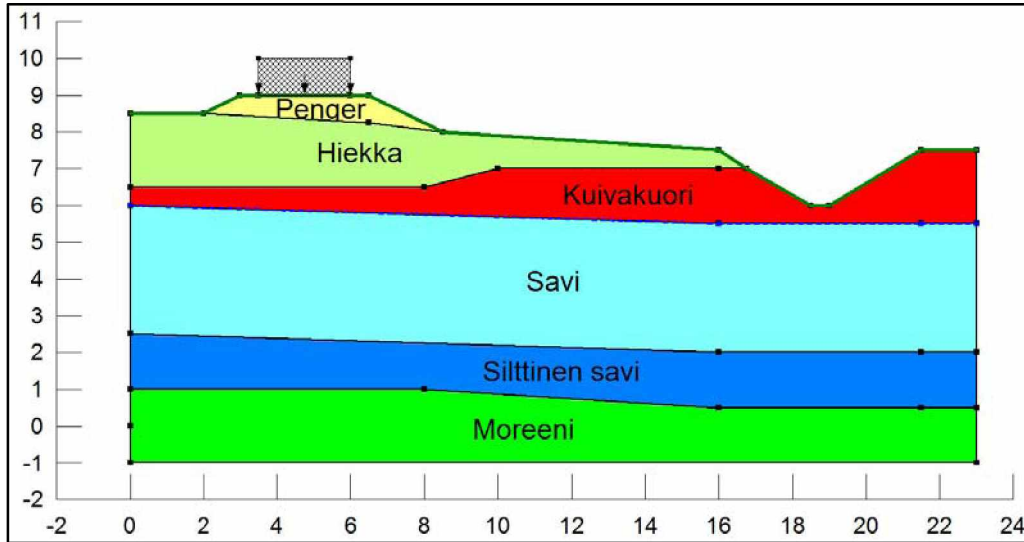
Pohjatietojen avulla tehtiin kohteesta laskentamallit sekä lamellipohjaisella Slope-mitointiohjelmistolla että FEM-pohjaisella Plaxis-mitointiohjelmistolla. Kohteen Slope-ohjelman poikkileikkaus ja laskennassa käytetyt maalajirajat on esitetty Kuvassa 30.

Ylin maakerros koostui vanhan ratapenkereen hiekka- ja sorakerroksesta. Ratapenger oli koepenkereen keskikohdalla noin 0,4...0,8 metrin paksuinen. Ratapenger oli perustettu muutaman metrin paksuisen hiekkatäytekerroksen päälle, jonka alla oli noin 1,0...1,5 metrin kuivakuorisavikerros. Kuivakuorikerroksen alla oli kaksi yhteensä noin 5,5...6,0 metrin paksuista, pehmeästä savesta ja silttisestä savesta koostuvaa kerrosta, joiden suljettu redusoimaton leikkausvastus vaihteli 9...15 kPa välillä. Savikerrokset olivat lievästi ylikonsolidoituneita. Savikerrosten vesipitoisuus vaihteli noin 40...90 % välillä ollen selvästi suurempaa ylemmässä savikerroksessa. Savikerroksissa kartiojuoksuraja ( $W_L$ ) vaihteli noin 40...70 % välillä ollen myös selvästi suurempaa ylemmässä savikerroksessa. Savikerrosten alla oli siltistä ja moreenista muodostunut maakerros. Pohjavedenpinta mukaili testipaikalla kuivakuorikerroksen alapintaa.

Taulukossa 14 on esitetty Perniön kohteen pohjatutkimustietojen perusteella saadut laskentaparametrit. Laskennassa käytetty penkereen poikkileikkaus maalajirajoineen on nähtävissä kuvassa 30. Kaikki laskennassa käytetyt oleellimmat parametrit on esitetty liitteessä 1.

Taulukko 14. Perniön redusoidut kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Hiekka	19	-	34
Kuivakuori	17	20,0	0
Savi	15,5	9,8	0
Silttinen savi	16,5	15,8	0
Moreeni	19	-	35



Kuva 30. Perniön Slope mallin poikkileikkaus, jossa näkyvät maalajirajat.

### Sorrotuskoe

Perniön sorrotuskoe on hyvin tutkittu ja dokumentoitu, ja sitä on käsitelty runsaasti Ratahallintokeskuksen aikaisemmissa julkaisuissa, joten sitä ei ole syytä käsitellä tämän työn kannalta kuin hyvin lyhyesti. Sorrotuskokeessa koepengertä kuormitettiin penkereen päälle kasatuilla hiekalla täytetyillä teräskonteilla ja penkereessä tapahtuvia muodonmuutoksia mitattiin hyvin kattavasti muun muassa takymetrien, liukupinnan havaintoputkien sekä huokospaine- ja maapaineantureiden avulla. Kuvassa 31 näkyy koalue ennen kuormituksen aloittamista. (RHK 2010.)



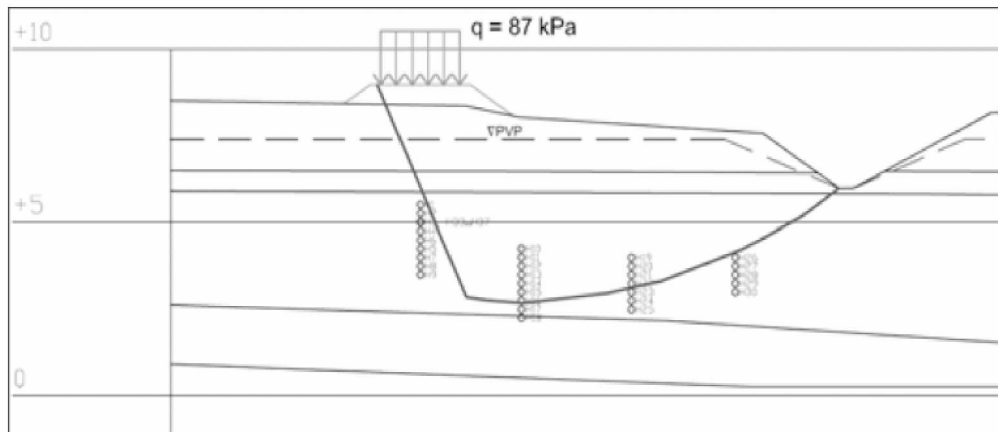
Kuva 31. Koealue ennen kuormauksen aloittamista (RHK 2010).

Kuormitusta kasvatettiin kahden päivän aikana kahdessa eri kuormausvaiheessa niin, että toisen päivän lopulla keskimmaisinten konttien paino vastasi  $87 \text{ kN/m}^2$  kuormitusta. Kuormauksen aikana mitatuissa paineissa ja muodonmuutoksissa oli havaittavissa kiihtyvää muutosta, kun kuormaus saavutti  $85 \text{ kN/m}^2$  kuormituksen. Penger sortui noin 2 tuntia penkereen lopullisen kuormauksen päättymisen jälkeen. Kuvassa 32 näkyy koealue sortuman jälkeen. (RHK 2010.)

Syntynyt liukupinta oli muodoltaan kiilamainen ja ylettyi syvimmillään ylemmän pehmeämmän savikerroksen alareunaan. Liukupinta alkoi kuormituksen (ratapölkkyjen) ulkoreunalta ja päättyi ojan pohjalle. Kuvassa 33 on hahmotelma liukupinnan arvioidusta muodosta. (RHK 2010.)



Kuva 32. Koealue sortuman jälkeen (RHK 2010).



Kuva 33. Arvioitu todellinen liukupinta sortuma-alueen keskellä (RHK 2010).

## 5 Laskenta, sen tulokset ja tulosten tarkastelu

### 5.1 Yleistä laskennasta

Laskennan tavoitteena oli ensisijaisesti verrata kokonais- ja osavarmuusmenettelyn eroja varmuuden sekä liukupinnan muodostumisen suhteen, eli tavoitteena oli selvittää missä määrin osavarmuusmenetelmän osavarmuusluvut vastaavat kokonaisvarmuusmenetelmää. Tällaisella vertailulla voidaan saada arvio menetelmien vastavuudesta. Kun erisuuruisia osavarmuuslukuja käytetään sekä materiaalien lujuuteen että ulkoisiin kuormiin vaihtelee menetelmien suhde tapauskohtaisesti.

Osavarmuusmenettelyn laskennassa käytettiin RHK B15 ohjeen (RHK 2006) mukaisia osavarmuuslukuja. Suljettuun leikkauslujuuteen käytettiin osavarmuuslukua 1,4 ja kitkakulmaan osavarmuuslukua 1,35. Ulkoiseen junakuormaan käytettiin osavarmuuslukua 1,3. Koska laskenta tehtiin suljettua leikkauslujuutta käyttäen, vastaavat käytetyt osavarmuusluvut pitkälti Suomen eurokoodin kansallisen liitteen osavarmuuslukuja. Käytetyistä luvuista ainoastaan kitkakulman osavarmuusluku poikkeaa kansallisesta liitteestä (ollon suurempi), mutta koska laskennoissa kriittisin tekijä on heikon savisen pohjamaan leikkauslujuus, ei kitkakulman osuus ole tällöin niin merkittävä. Laskentojen tulokset antavat vertailukohtaa myös ratamaailman ulkopuolelle.

Yksi huomionarvoinen asia sovellettaessa osavarmuusmenetelmää liittyy liukupinnan muodostumiseen ja sen sijaintiin. Koska maaperän leikkauslujuus vaikuttaa oleellisesti siihen minne ja miten murtotapa muodostuu, voi ominaisarvojen pienentäminen osavarmuusluvuilla vaikuttaa liukupinnan muodostumiseen. Ongelma on siinä, että tällöin osavarmuusluvuilla laskettu kriittisin liukupinta ei välttämättä enää vastaa todellista murtotapaa, koska eri laskentaparametrien osalta sovelletaan erisuuruisia osavarmuuslukuja. Tätä on ongelmallista, koska se voi pahimmillaan johtaa epärealistisiin murtotapoihin sekä mahdollisesti luiskan tai penkereen ali- tai ylimitoitukseen. Laskennoissa pyrittiin myös selvittämään missä määrin osavarmuusmenettelyllä lasketut liukupinnan erot kokonaisvarmuusmenettelyllä lasketuista.

Eräänä laskennan tavoitteena oli myös tarkastella pengerkorkeuden muutosten ja koheesiopohjamaan leikkauslujuuden muutosten vaikutusta penkereiden varmuustasoon. Tämän avulla voitiin saada aikaan eri variaatioita laskentoihin, eikä mukaan tarvinnut ottaa enempää erilaisia laskentakohteita.

Luiskan tai penkereen stabiliteettitarkastelun voi tehdä sekä perinteisillä lamellimenetelmillä, mutta myös FEM-mallinnuksella. Näiden kahden mallinnustavan eroja on tutkittu paljon. Elementtitarkastelun avulla voitiin verrata, poikkeavatko osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyt toisistaan samalla tavalla kuin LEM-mallinnusta käytettäessä. Yksi FEM-mallinnuksessa huomioitava seikka on elementtimenetelmän ominaisuus, jolla se laskee varmuuden, eli niin sanottu SSM-menetelmä (tunnetaan myös nimillä SRM ja Phi-c Reduction). SSM-menetelmässä kokonaisvarmuus lasketaan pienentämällä ominaisarvoja, kunnes murtuma saavutetaan.

Kolmas tavoite oli tehdä kohdepenkereille suppea todennäköisyystarkastelu (RBD). Geotekniseen suunnitteluun liittyy paljon erilaisia epävarmuuksia ja riskejä, joita erilaiset varmuusluvut ja varmuuskertoimet pyrkivät ottamaan huomioon. Todennäköisyystarkastelulla voidaan tutkia yksittäisen parametrin merkittävyyttä stabiiliteetin kannalta. Kattavaa todennäköisyystarkastelua varten täytyisi tuntea eri parametrien vaihteluvälit ja antaa niistä jokainen laskentaan jonkinlaisen todennäköisyysjakauman muodossa.

Työhön sisällytettiin suppea ja yksinkertainen todennäköisyystarkastelu. Todennäköisyystarkastelu tehtiin laskennoissa vain saven leikkauslujuudelle, josta saatua todennäköisyysjakaumaa käytettiin laskennoissa. Saven leikkauslujuuden valintaa varioitavaksi parametriksi voidaan perustella kahdella syyllä. Ensinnäkin se on merkittävin yksittäinen penkereen stabiiliteettiin vaikuttava lujuusparametri, jonka vähäisellä vaihtelulla voi olla jo yksistään suurta vaikutusta. Lisäksi kohdepenkereiden saven leikkauslujuuksista oli käytettävissä riittävästi tutkimustietoa kattavan todennäköisyysjakauman tuottamiseen. RBD-laskennasta saatiin tulokseksi varmuuskertoimen lisäksi todennäköisyys milloin varmuus on  $F < 1,0$ , joten näiden kahden suhdetta toisiinsa voitiin tarkastella.

## 5.2 Lamellimenetelmän laskenta

Laskenta tehtiin suljetulla leikkauslujuudella käyttäen sekä kokonaisvarmuus- että osavarmuusmenettelyä. Kokonaisvarmuuslaskenta tehtiin käyttäen ominaisarvoja. Osavarmuusmenetelmässä käytettiin RHK ohjeen B15 osavarmuuslukuja, jotka on käyty läpi tarkemmin kappaleessa 2.2.5.

Suurin osa laskelmista suoritettiin käyttäen lamellimenetelmään perustuvaa GeoStudio Slope (2007, v7.20) ohjelmaa. Lamellimenetelmää käytettäessä laskelmat suoritettiin pääasiassa ympyräliukupintaa käyttäen, mutta muutamia laskentoja tehtiin käyttäen ympyräliukupinnan pohjalta optimoitua liukupintaa ja käyttäjän itse määrittelemää liukupintaa. Laskennan varmuuden tulokset on saatu käyttäen Spencerin menetelmää. Slope-ohjelma laskee tulokset automaattisesti myös useilla yleisillä lamellimenetelmillä, mutta näitä tuloksia ei ole erikseen esitetty. Laskennan tulokset ja materiaalilaskentaparametrit ovat nähtävissä liitteessä 1.

### Laskennan yleiset lähtöoletukset

Laskentamallit tehtiin niin, että ne vastasivat maanpinnan muodoiltaan ja maakerroksiltaan mahdollisimman paljon pohjatutkimustietoja. Laskentamallit tehtiin riittävän suuriksi, jotta koosta ei tulisi rajoittavaa tekijää liukupinnalle. Laskentamallin liukupinnan lamellimäärä oli laskennoissa määritetty 30 kappaleeseen, mikä oli esilaskennan perusteella riittävä laskentojen tarkkuuden kannalta. Pienin sallittu liukupinnan syvyys oli laskennoissa 3 metriä.

### Käytetyt liukupinnat

Pääosa laskelmista suoritettiin ympyrän kaaren muotoista liukupintaa käyttäen. Liukupinnan etsintä on mahdollista toteuttaa useilla eri tavoilla. Liukupinnan aloitus- ja päättymistavat voidaan määritellä tarkasti tai rajata tietylle alueelle. Liukupinnalle voidaan antaa myös rajauksia momenttipisteverkon ja liukupinnan säteen pituuden



määrittävän työkalun avulla. Liukupinta on mahdollista määrittää täysin manuaalisesti tai antaa ohjelman etsiä se automaattisesti. Lisäksi ympyrän kaaren muotoista liukupinnan muotoa voidaan optimoida.

Laskennan alkuvaiheessa tehtiin vertailulaskelmia erilaisilla liukupintaan määrittäytavoilla, kuten automaattisella liukupinnan haulla. Kaikissa pengerprofiileissa automaattinen liukupinnan etsintä ei onnistunut, joten sen käytöstä luovuttiin.

Alussa vertailulaskentaa tehtiin myös optimoiduilla liukupinnoilla ja kokonaisvarmuusmenettelyllä tapauksissa, joissa kokonaisvarmuus oli lähellä sortumaa ( $Fos=1,0$ ). Optimoiduilla liukupinnoilla laskettaessa varmuus oli poikkeuksetta pienempi kuin tavallisilla ympyräliukupinnoilla. Optimoiduilla liukupinnoilla ero Kotka-Kouvola ja Turku-Uusikaupungin kohteissa oli varmuusluvussa kuitenkin vain noin 5 % pienempi kuin tavallisissa ympyräympyräliukupinnoissa. Optimoitu liukupinta ei näissä kohteissa vaikuttanut merkittävästi vaarallisimman liukupinnan muotoon. Perniön kohteen tapauksessa optimoinnin vaikutukset olivat paljon suuremmat, sen pudottaessa kokonaisvarmuutta noin 10... 15 % verran ympyräliukupintaan verrattuna. Myös muutokset liukupinnan muotoon olivat Perniön kohteessa huomattavat.

Näistä syistä optimointi tehtiin Perniön kohteessa osaan laskentatapauksista, mutta jätettiin pois Turku-Uusikaupungin ja Kotka-Kouvola osalta pois. Tähän osaltaan vaikutti myös se, että laskennassa saatu optimoitu liukupinta ei aina ollut järkevä. Liukupinta saattoi esimerkiksi alkaa junakuorman alapuolelta. Pääosa laskentatapauksista tehtiin käyttämällä ympyränmuotoisia liukupintoja.

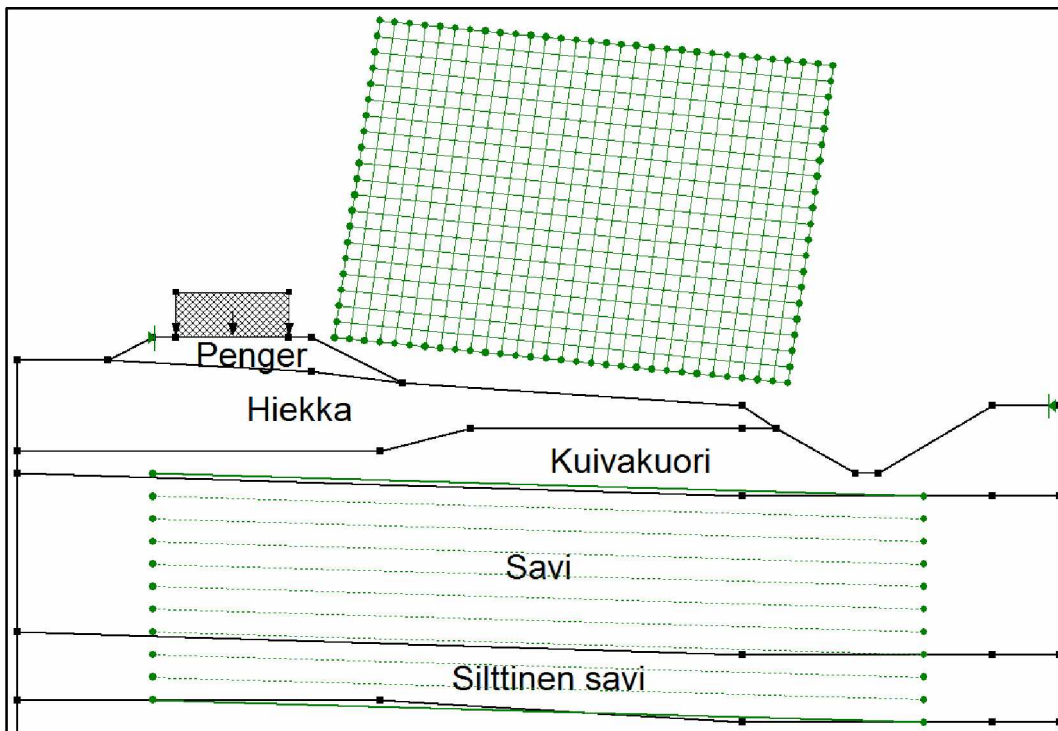
Myös muutama laskentatapaus tehtiin määrittämällä liukupinnan muoto manuaalisesti. Manuaalisesti määriteltä liukupinta muotoiltiin kulkemaan samanmuotoisesti kuin mitä Plaxis -ohjelman FEM-laskennassa oli saatu. Tämä tarkastelu tehtiin ainoastaan Perniön kohteelle kokonaisvarmuusmenettelyllä käyttäen muuttujina muutama erilaista junakuormaa. Pengerkorkeus ja saven leikkauslujuus pidettiin muuttumattomana. Laskennan tarkoituksena oli verrata elementti- ja lamellimenetelmillä saatuja varmuuksia tapauksessa, jossa liukupinta on muodoltaan identtinen.

### Liukupinnan rajaukset

Liukupintojen rajauksessa käytettiin apuna kolmea ohjelmassa olevaa työkalua: momenttipisteverkkoa, liukupinnan säteen pituutta sekä liukupinnan alkamis- ja päätymispaikan rajausta. Momenttipisteverkolla voitiin määrittää penkereen yläpuolella olevan ympyräliukupinnan momenttipisteen karkea sijainti ja näin rajata laskettavien liukupintojen sijaintia ja määrää laskentamallissa. Verkon riittävä laajuus ja tiheys varmistavat oikean kriittisimmän liukupinnan sijainnin löytymisen. Pienin verkkokokoko oli kohteessa Turku-Uusikaupunki, jossa verkossa oli 320 laskentapistettä ja suurin kohteessa Kotka-Kouvola 900 laskentapistellä.

Liukupinnan säteen pituudella voitiin vaikuttaa laskettavien liukupintojen alapinnan laskentasyvyyteen ja näin vaikuttaa, mihin laskentarajan alapinta muodostuisi. Liukupinnan alapintaa säädettiin laskentamalliin tehtävällä viiva-asteikolla. Viiva-asteikon sijainnilla oli vaikutusta laskennan tarkkuuteen ja oikean kriittisimmän liukupinnan löytymiseen. Myös liukupinnan alkamis- ja päätymiskohdan paikkaan voitiin vaikuttaa rajoittamalla, mille maanpinnan välille laskentamallissa liukupinnan päiden tulisi osua. Laskennassa penkereen päältä lähtevä liukupinnan yläpää pyrittiin

rajaamaan lähelle junakuorman reunaa, kun taas päätymisspaikan rajausta oli mallin reunassa, eikä se näin rajoittaisi liukupinnan pituutta.



Kuva 34. Perniön laskentamallin liukupinnan rajaukset ovat kuvassa vihreällä. Viiva-asteikko rajaa liukupinnan alapään kulkemaan saven ja silttisen saven kerroksiin.

Ennen varsinaista laskentaa tehdyssä esilaskennassa etsittiin viiva-asteikolle sekä momenttipisteverkolle sopivat asetukset. Liian suppeat tai harvat asetukset saattaisivat rajoittaa kriittisimmän liukupinnan löytymistä. Esimerkiksi Perniön laskentakohteen käytetyt arvot olivat laskentamallissa momenttipisteverkolle 0,33 kertaa 0,33 metriä ja viiva-asteikon viivaväli on 0,5 metriä. Kuvassa 34 on nähtävissä Perniön laskentamallin liukupinnan rajaukset.

Kaikissa laskennoissa liukupinnan rajausten asetukset pidettiin pengerkohteisesti mahdollisimman samankaltaisina. Näin pyrittiin samaan aikaan eri laskentatapausten välillä mahdollisimman vertailukelpoiset tulokset.

### Liukupinnan muodon optimointi

Liukupinnan muotoon on myös mahdollista käyttää eräänlaista optimointi-toimintoa. Tällöin ohjelma muokkaa vaarallisimman löydetyn ympyränkaaren muotoisen liukupinnan muotoa pyrkien löytämään vaarallisemman liukupinnan muodon. Ohjelma tekee tämän jakamalla liukupinnan pieniin osiin, segmentteihin, joita liikuttelemalla yritetään löytää matalampaa varmuustasoa. Ohjelma käy tällä tavalla systemaattisesti läpi koko liukupinnan. Lopputulos on usein matalamman varmuustason omaava särmikkäämpi muoto. Tämän laskentaprosessin tarkkuuteen voi vaikuttaa asetuksesta, joka säätelee optimointilaskentojen maksimimäärää. Tämä asetusta oli laskennoissa säädetty arvoon 2000.

## Materiaalimallit

Koska laskennassa savimaat mallinnettiin kokonaisjännitysten analyysillä (c-analyysi), käytettiin Slopessa savimaille materiaalimallina Undrained-asetusta (suljetun tilan malli), jolloin maan leikkauslujuus määräytyy vain maan koheesion perusteella. Kitkamaissa, kuten pengertäytössä ja hiekkamaassa toimi laskennoissa Mohr-Coulombin materiaalimalli, ja tällöin leikkauslujuus määriteltiin pelkästään kitkakulman mukaan. Pohjavedenpinta määriteltiin kaikissa laskentamalleissa kuiva-kuorisavikerroksen alapintaan.

## Leikkauslujuuden todennäköisyysjakauma

Slope ohjelmassa materiaaliparametrit on mahdollista antaa myös todennäköisyysjakauman muodossa, jolloin laskennasta saatiin ulos kokonaisvarmuuden todennäköisyysjakauma sekä todennäköisyys sortumalle. Muista laskennoista poiketen savikerrosta ei jaettu lujittuneisuuden mukaan erillisiin osiin, vaan yksinkertaistamiseksi savikerros toimi yksittäisenä kerroksena. Todennäköisyystarkastelussa saven koheesiolle annettiin pohjatutkimustulosten perusteella saatu log-normaalijakauma. Savikerroksille annettu todennäköisyysjakauma on esitetty liitteessä 2.

Jakauman tarkkuuteen vaikutti laskentaohjelman Monte Carlo -laskennan asetus, joka käytännössä määräsi pseudo-satunnaisten laskentatapausten määrän. Laskennassa Monte Carlo -asetuksen suuruudeksi asetettiin 50 000. Esilaskentojen perusteella tämä oli riittävän suuri arvo riittävälle laskentatarkkuudelle. Käytettyä arvoa suurentamalla ei enää saatu merkittäviä muutoksia sortuman todennäköisyyteen.

## 5.3 Elementtimenetelmän laskenta

### Yleiset oletukset

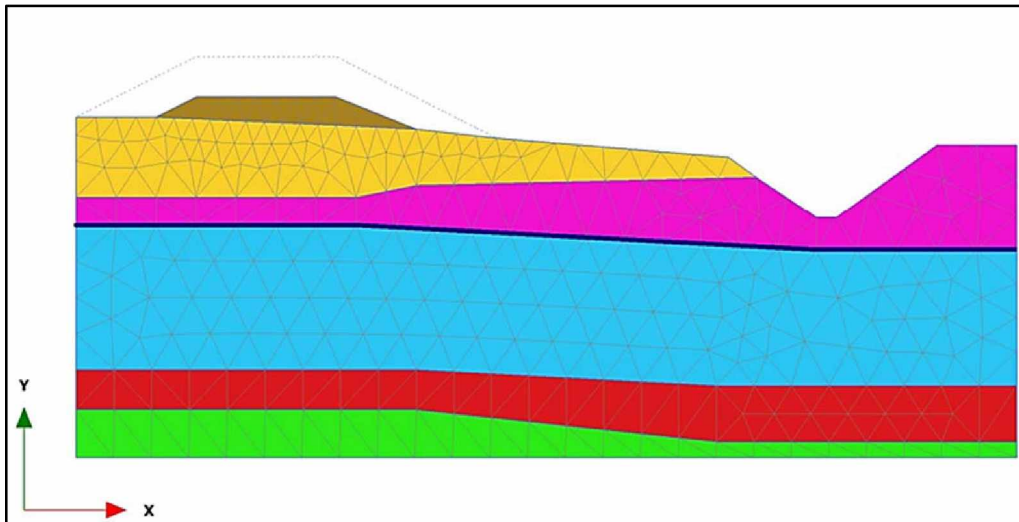
Perniön kohteesta tehtiin myös elementtimenetelmään perustuvaa laskentaa käyttäen ohjelmaa Plaxis 2D v.8.5. Laskelmat suoritettiin Perniön kohteelle. Laskut suoritettiin sekä kokonaisvarmuus- että osavarmuuslaskennalla. Elementtimenetelmään perustuvat laskennat suoritettiin suljettua leikkauslujuutta käyttäen, ja laskelmassa käytettiin M-C-materiaalimallia, joka valittiin siksi että SSM toimisi. Elementtimenetelmässä käytetty poikkileikkaus oli mahdollisimman samanlainen lamellimenetelmässä käytettyjen kanssa. Laskennan tulokset ja laskentaparametrit ovat nähtävissä liitteessä 1.

SRM-laskelmat tehtiin käyttäen Plaxiksen Mohr-Coulombin materiaalimallin automaattisella Phi-c Reduction (eli SSM) laskentatavalla. Laskenta koostui kahdesta vaiheesta: junakuorman aktivoinnista ja Phi-c reduction laskennasta. Junakuorman aktivointi mallinnettiin plastisena analyysinä.

### Elementtiverkko

Laskennassa käytetyssä elementtimallissa käytettiin 15-solmuista elementtiverkkoa. Alun koelaskenta tehtiin isolla elementtiverkolla, jotta laskentamalli ei olisi ollut kovin raskas ja laskemisprosessi oli näin nopeampi. Loppulaskennassa elementti-

verkkoa pienennettiin (tihennettiin) laskentatarkkuuden parantamiseksi. Lopullisissa laskelmissa suuria kuormia välittävissä penger- ja hiekkakerroksissa käytettiin tiheintä mahdollista elementtiverkkoasetusta. Myös savikerroksissa, joihin liukupinnan oletettiin muodostuvan, käytetty asetus oli toiseksi tiheimmällä. Muutamia vertailulaskelmia suoritettiin myös niin, että koko mallin elementtiverkko oli asetettu maksimitiheydelle, mutta tämän ei havaittu aiheuttavan enää merkittävää eroa laskennan tarkkuuteen tai liukupinnan paikkaan. Kuvassa 35 on nähtävissä Perniön laskentamallin kolmioverkko.



Kuva 35. Perniön elementtilaskennan kolmioverkko, jossa junakuormaa ei ole vielä aktivoitu. Haalealla katkoviivalla näkyy myös korotetun penkereen profiili.

### Junakuorma

Laskennassa junakuorma mallinnettiin viivakuormana. Laskennan alkupuolella tehtiin muutamia vertailulaskelmia tapauksella, jossa junakuorma oli mallinnettu materiaalilaatikkona. SRM-laskennan tulokset eivät kuitenkaan antaneet alustavan vertailulaskennan perusteella suurta eroa viivakuorman ja materiaalilaatikkokuorman välillä.

## 5.4 Laskennassa käytetyt muuttujat

### Pengerkorkeuden muutokset

Laskennassa käytettiin jokaiselle kohteelle penkereen stabiliteettiin vaikuttavia erilaisia muuttujia. Näitä olivat pääasiassa erisuuruiset junakuormat, pengerkorkeus ja lujuusparametrien muutokset. Muutamassa yhteydessä tarkasteltiin myös sivuojan poistoa mallista.

Laskennassa pengerkorkeuden vaikutusta tarkasteltiin laskemalla penkereen stabiliteettia eri pengerkorkeuksilla. Osa laskuista laskettiin normaalilla pengerkorkeudella, eli pengerkorkeutta ei muutettu. Osassa laskennoista olemassa olevaa pengerkorkeutta nostettiin yhden metrin (+1 m) verran ja osassa olemassa olevaa pengerkorkeutta vastaavasti laskettiin metrillä (-1 m). Tapauksissa joissa pengerkorkeutta oli muutettu, penkereitten sivuluiskien kaltevuus pidettiin mahdollisimman samana verrattuna siihen, mitä se oli alkuperäisessä.

Tapauksissa, joissa pengerkorkeuden muutos ei ollut tarkoituksenmukaista, laskenta-tapaukset alennetulla pengerkorkeudella jätettiin tekemättä. Tällaisia tapauksia oli esimerkiksi kohteessa Turku–Uusikaupunki, jossa yhdellä metrillä matalampi penger-tarkastelua ei tehty, koska jo olemassa oleva alkuperäinen penger oli jo hyvin matala (noin 0.8...1.0 metriä) verrattuna ympäröivän maan pintaan.

### Junakuormien muutokset

Laskennassa kokeiltiin useiden erisuuruisten junakuormien vaikutusta penkereen stabiliteettiin. Junakuormat mallinnettiin mitoituslaskennan poikkileikkauksessa penkereen päällä olevana 2,5 metriä leveänä viivakuorma. Kaikissa tapauksissa tehtiin vertailulaskenta myös ilman junakuormaa.

Yleisimmät laskennoissa käytettävät junakuorman kuormitustapaukset olivat mitoitussakselipainoltaan 17, 25, 30 ja 35 tonnia. Käytetyt kuormamäärät olivat RHK B 15 -suunnitteluohjeessa esitettyjen mukaiset ja perustuvat yleisiin olemassa oleviin junien mitoitussakselipainoihin.

### Lujuusparametrien muutokset

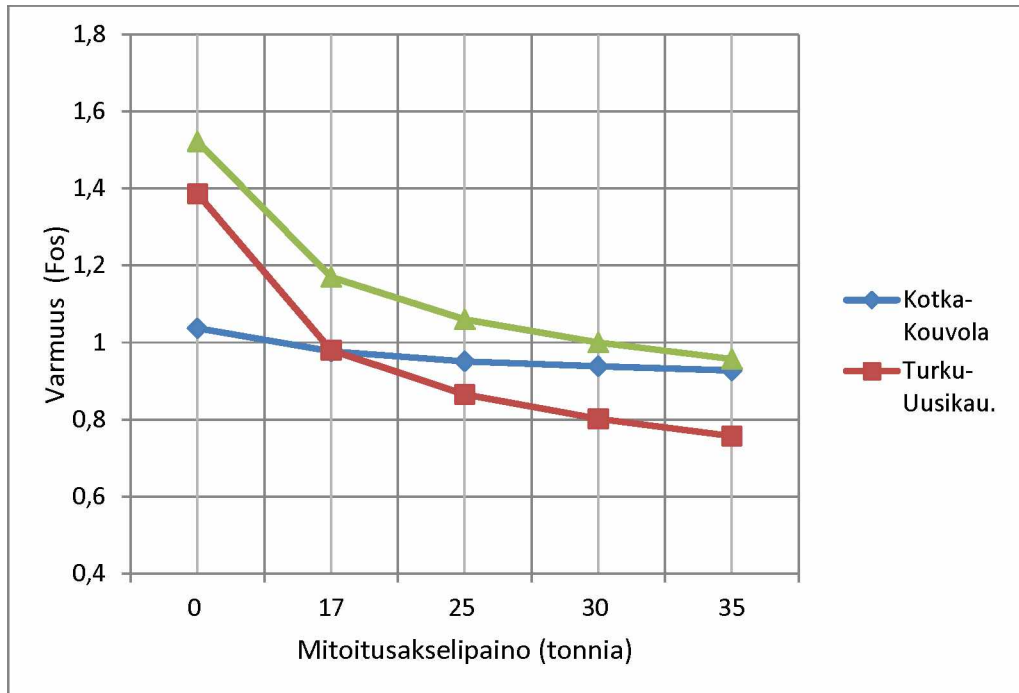
Osa laskennoista suoritettiin käyttämällä muunneltuja saven leikkauslujuuksia. Alkuperäisiä savimaiden leikkauslujuuksia kasvatettiin tai vähennettiin alkuperäisistä. Leikkauslujuuden muutokset tehtiin kaikkiin penkereen alaisten koheesiomaiden leikkauslujuuteen. Aluksi kaikki tapaukset laskettiin normaalilla siipikairauksista mitattujen ja kartiojuoksurajan avulla redusoidun leikkauslujuuden mukaan. Tämän jälkeen leikkauslujuutta alennettiin alkuperäisestä  $-5 \text{ kN/m}^2$  ja laskennat suoritettiin uudelleen. Lopuksi laskenta suoritettiin vielä kertaalleen käyttäen  $+5 \text{ kN/m}^2$  alkuperäistä suurempaa arvoa.

Osa pienemmän leikkauslujuuden tapauksista jätettiin laskennasta pois, sillä nämä olisivat johtaneet niin pieniin varmuuslukuihin, ettei niiden laskenta olisi ollut tarkoituksenmukaista. Myöskään yhtään Plaxiksella tehtävää elementtilaskentatapausta ei tehty alennetulla saven leikkauslujuudella. Syynä tähän oli se, että kaikkien tällaisten tarkasteltavien tapauksien kokonaisvarmuus olisi ollut vähemmän kuin yksi.

## 5.5 Laskennan tulosten tarkastelu

### 5.5.1 Yleisiä havaintoja

Penkereiden varmuustasot olivat laskennoissa hyvin alhaisia. Kokonaisvarmuusmenettelyllä laskettaessa varmuuskertoimet ilman junakuormaa olivat kohteessa Kotka-Kouvola  $F = 1,04$ , Turku–Uusikaupunki  $F = 1,39$  ja kohteessa Perniö  $F = 1,52$ . Laskettaessa alimmalla mahdollisella junakuormalla (mitoitussakselipaino 17 tonnia) laskivat kohteiden Kotka–Kouvolan ja Turku–Uusikaupungin varmuudet hieman alle yhden, ja Perniön kohteessa varmuuskerroin oli  $F = 1,17$ . Yksikään kohteiden varmuus sortumaa vastaan ei ollut ohjeiden sallimissa arvoissa. Laskennassa saatuja varmuuskertoimia on esitetty tarkemmin liitteessä 1. Kuvassa 36 on esitetty eri kohteiden kokonaisvarmuuksia eri kuormituksilla.

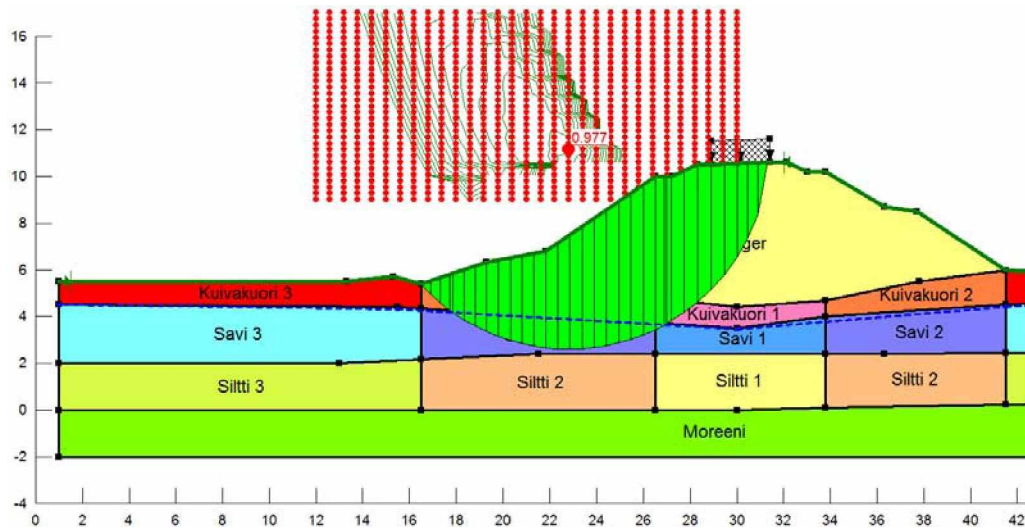


Kuva 36. Kohteiden kokonaisvarmuusmenetelmän laskennassa saatuja varmuuskertoimia eri junakuormilla.

### Kotka–Kouvola

Lähtökohtaisesti Kotka–Kouvolan laskettu varmuuskerroin oli ominaisarvoilla ja ilman junakuormaa laskettaessa kohteista alhaisin. Kuvassa 37 on esitetty kokonaisvarmuusmenettelyn laskettu tyypillinen liukupinta. Tyypillinen ympyräliukupinta alkoi junakuorman reunasta, ulottui syvimmillään savikerroksen alareunalle ja päättyi yleensä pienen ojan kohdalle. Vaakatasossa noin 15 metrin pituinen liukupinta kulki pääosin penkereen reunan alaisessa savikerroksessa (Savi 2) välttämättä lujempaan penkereen alaisen savikerroksen (Savi 1). Liukupinta ei yltänyt pidemmälle penkereen reunan ulkopuoliseen saveen (Savi 3) asti todennäköisesti siksi, että silloin liukupinta olisi täytynyt ylettyä syvemmälle huomattavasti lujempaan silttikerrokseen asti (Siltti 2 ja Siltti 3). Muutamissa laskennoissa liukupinta pyrki alkamaan junakuorman keskeltä, mutta tämä oli ainoastaan tapauksissa, joissa pengerkorkeutta oli muutettu tai koheesiomaiden leikkauslujuutta heikennetty alkuperäisestä.

Junakuorman tai pengerkorkeuden muutoksilla oli suhteessa hyvin pieni vaikutus kohteen Kotka–Kouvolan varmuuskertoimeen verrattuna muihin koepenkeresiin. Tämä johtui pääosin pitkästä liukupinnasta, jolloin lisäkuormituksen vaikutus liukupinnan leikkauslujuuden ja voimien suhteeseen oli suhteessa vähäisempi. Toisekseen iso osa liukupinnasta kulki paksun pengertäytön läpi, jolloin pengertäytön kitkakulman vaikutus liukupinnan leikkauslujuuteen oli suurempi kuin muissa kohteissa. Tästä syystä myös laskennoissa, joissa koheesiomaiden leikkauslujuutta muutettiin, olivat muutokset varmuuskertoimissa pienempiä verrattuna muihin laskentakohteisiin.

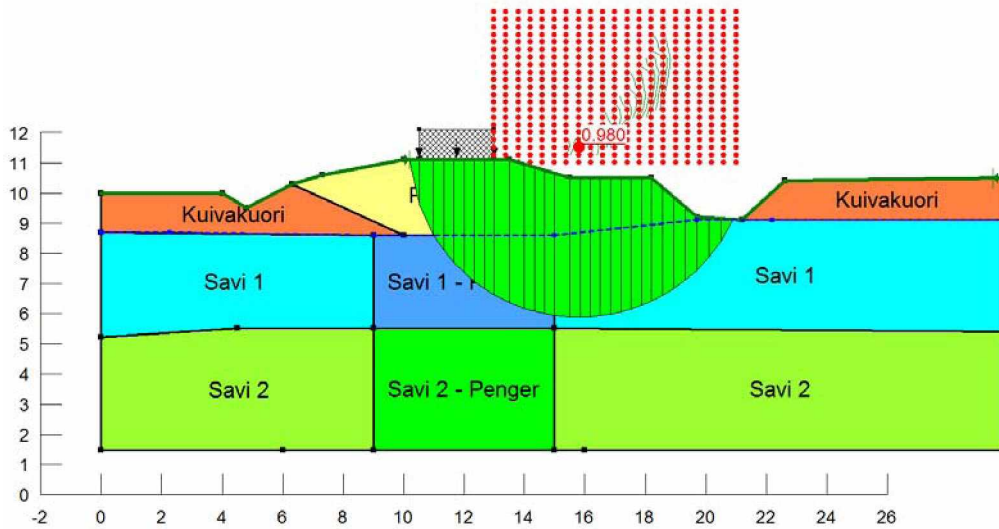


Kuva 37. Kotka–Kouvolaan tyypillinen liukupinta 17 tonnin mitoitusakselipainolla.

Laskentojen perusteella on syytä olettaa, että ohut savikerros suhteessa paksuun pengerkerroksen rajoitti liukupinnan muodostumista. Kun savikerroksen paksuus on niin pieni, että se rajoittaa liukupintaa, tulisi tehdä myös tarkastelu maan puristumiselle RHK ohjeen B15 mukaisesti. Tällaista erillistä tarkastelua ei kuitenkaan tässä tapauksessa tehty.

#### Turku–Uusikaupunki

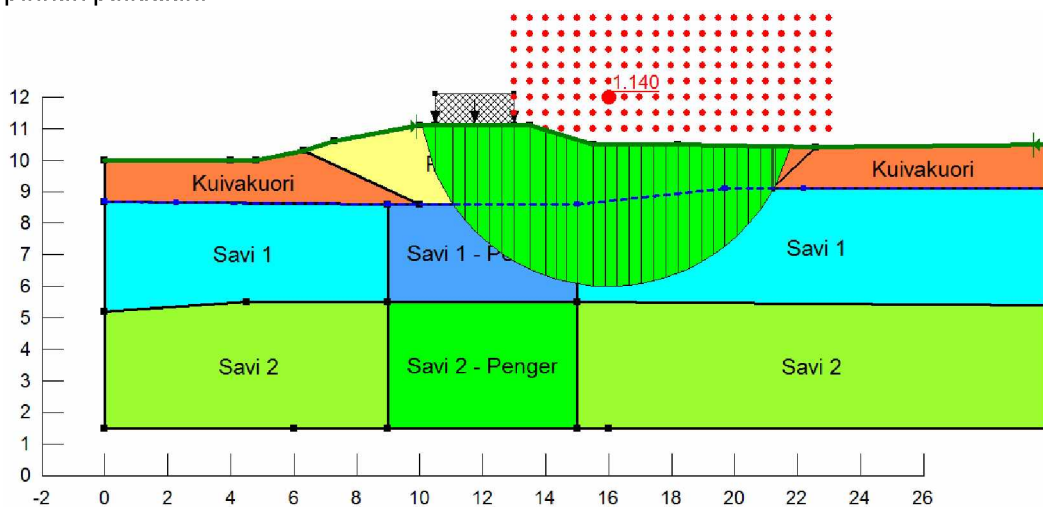
Kohteen Turku–Uusikaupunki penger oli pengerkorkeudeltaan hyvin matala. Tyypillinen vähän yli 10 metrin pituinen liukupinta alkoi junakuorman reunasta ja päättyi syvän ojan pohjalle. Matala pengerkorkeus yhdistettynä ison ojan läheisyyteen rajoitti kriittisemmän liukupinnan pituutta. Ympyräliukupinta kulki syvimmillään lähellä ylempään savikerroksen (Savi 1) alareunaa, mutta ei missään laskentatapauksessa ulottunut alemman savikerrokseen (Savi 2) asti. Junakuorman suuruudella, pengerkorkeudella tai saven leikkauslujuuden muutoksilla oli hyvin vähän vaikutusta liukupinnan paikan muuttumiseen. Kuvassa 38 on esitetty kokonaisvarmuusmenettelyn laskettu tyypillinen liukupinta 17 tonnin mitoitusakselipainolla eli  $24 \text{ kN/m}^2$  kuormitus 2,5 metrin levyisenä nauhakuormana.



Kuva 38. Turku-Uusikaupungin tyypillinen liukupinta 17 tonnin mitoitusakselipainolla.

Penkereen kokonaisvarmuus oli ilman junakuormaa ja kokonaisvarmuusmenettelyllä  $F = 1,39$ . Penger ei lähtökohtaisesti ollut korkea, mutta sen alla oli erittäin heikko savikerros, mistä johtuen jo vähäinen kuormituksen nostaminen (joko junakuorman tai penkereen korotuksen muodossa) vaikutti suuresti varmuuskertoimeen. Jo pelkästään 17 tonnin suuruinen mitoitusakselipaino tai yhden metrin korotus pengerkorkeudessa kokonaisvarmuusmenettelyllä laskettuna sai varmuuskertoimen putoamaan hieman alle yhden. Vielä suurempi vaikutus oli ymmärrettävästi saven leikkauslujuuden muutoksella. Voidaan sanoa, että ylempään savikerroksen leikkauslujuus vaikutti ensisijaisesti penkereen vakavuuteen.

Toinen varmuuteen suuresti vaikuttava asia oli penkereen viereinen oja. Muutamia vertailulaskelmia tehtiin tapauksilla, joissa oja oli kokonaan poistettu (täytetty). Ojan poistamisella oli erittäin suuri vaikutus penkereen vakavuuteen. Kuvassa 39 on kokonaisvarmuusmenettelyllä tehty laskentatapaus 48 kN/m<sup>2</sup> nauhakuormalla (35 tonnin akselipaino). Kuvasta 39 voidaan huomata, että ojan poisto ei juuri vaikuttanut liukupinnan paikkaan.

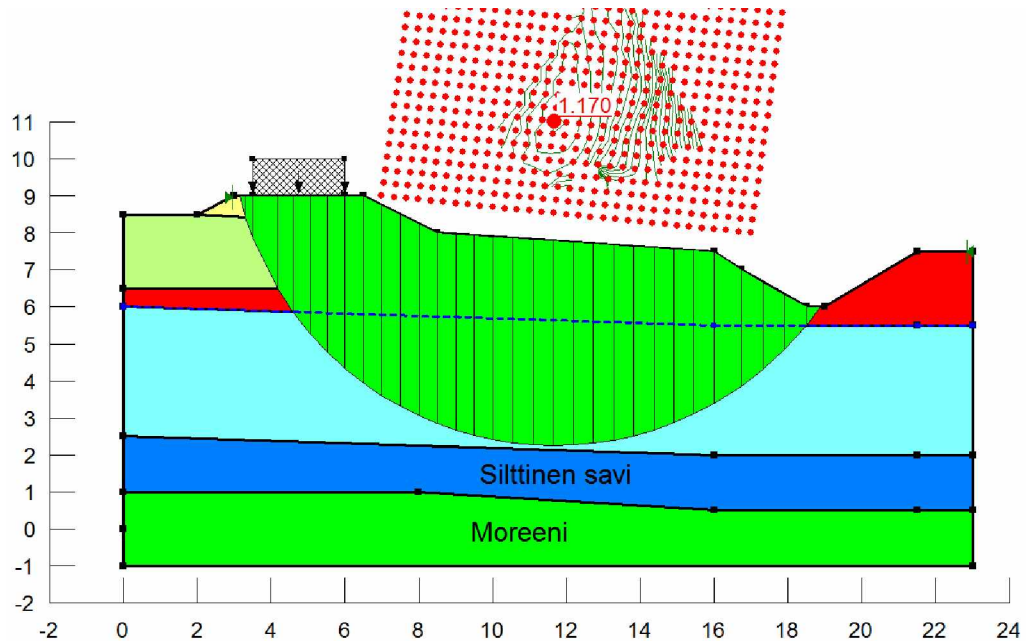


Kuva 39. Turku-Uusikaupungin laskenta ilman ojaa 35 tonnin mitoitusakselipainolla.



## Perniö

Perniön koepenger muistutti hieman kohteen Turku–Uusikaupungin junapengertä. Myös siinä oli matala pengerkorkeus, paksu heikko savikerros sekä iso sivuoja. Varmuus oli kuitenkin kolmesta penkereestä suurin. Kuvassa 40 on esitetty kokonaisvarmuusmenettelyllä laskettu tyypillinen liukupinta 17 tonnin mitoitussakselipainolla, jossa saatava varmuusluku  $F_{os}=1,17$ .



Kuva 40. Perniön tyypillinen liukupinta 17 tonnin mitoitussakselipainolla.

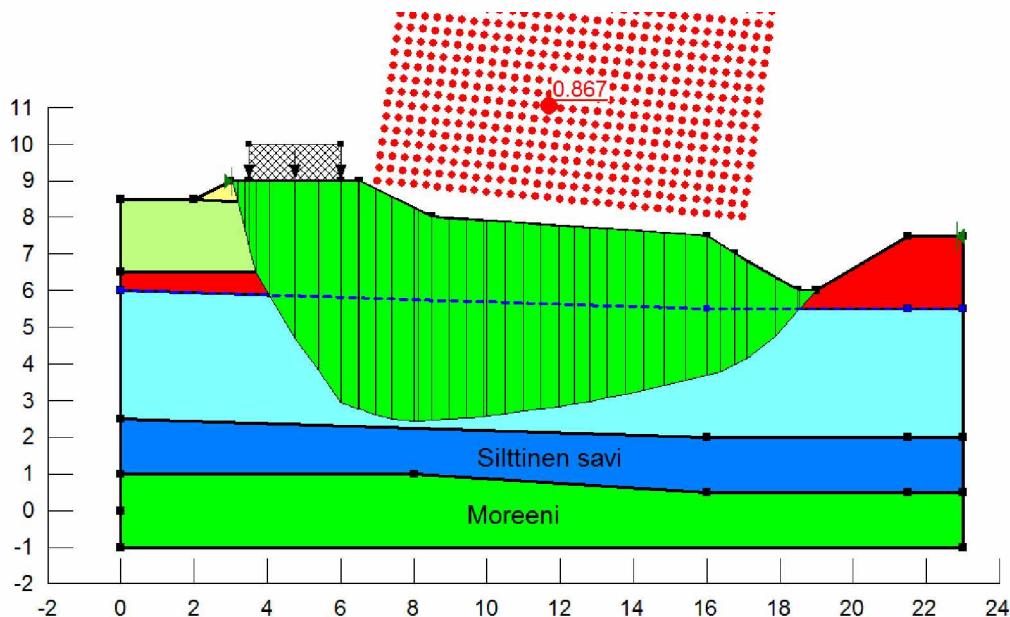
Perniön kohteessa vaarallisin liukupinta alkoi junakuorman reunasta, päättyen noin 15 metrin päähän ojan pohjalle ja ulottuen alimmillaan savikerroksen alapintaan. Penkereen laskennoissa saavutettava yleinen vakavuus oli kuitenkin suurempi kuin kahdessa muussa kohteessa. Perniön kohteessa kriittinen varmuustaso  $F = 1,00$  saavutettiin vasta 30 tonnin mitoitussakselipainolla (mikä vastaa  $42,4 \text{ kN/m}^2$  nauhakuorma). Suuremmalla  $85 \text{ kN/m}^2$  kuormituksella, joka oli sorrutuskokeessa sortumaan vaadittu kuormitus, kokonaisvarmuus putosi varmuusluku  $F = 0,770$ .

Pengerkorkeuden nostolla oli huomattava vaikutus penkereen varmuuteen. Yhden metrin nosto pengerkorkeudessa laski kokonaisvarmuusmenettelyssä varmuuskertoimen yhteen ( $F = 1,0$ ). Myös koheesiomaan leikkauslujuuden muutoksilla oli erittäin suuri vaikutus varmuuteen. Tämä oli ymmärrettävää, sillä suuri osa liukupinnasta kulki savikerroksessa. Savikerroksen lujuus vaikutti siis ensisijaisesti penkereen stabiliteettiin. Penkereen korkeuden tai koheesiomaiden leikkauslujuuden muutoksilla ei kuitenkaan ollut huomattavasti vaikutusta tavallisen ympyräliukupinnan sijaintiin. Myöskään junakuorman suuruudella ei ollut vaikutusta liukupinnan paikkaan tai muotoon.

Perniön kohteesta tehtiin laskentoja myös optimoidulla liukupinnalla. Optimoidut liukupinnat vastasivat alkamis- ja päätymispaikoiltaan ympyrän kaaren muotoisia liukupintoja, eivätkä nekään ylettyneet alempaan savikerrokseen (Savi 2). Liukupinnan muoto oli kuitenkin selvästi erilainen ja liukupinnan lähtökulma penkereen

päältä sukelsi selvästi paljon jyrkemmin niin, että liukupinnan syvin kohta oli selvästi painottunut penkereen alle. Myös kokonaisvarmuus oli huomattavasti ympyräliukupintoja alhaisempia.

Kuvassa 41 näkyy optimoitu liukupinta 30 tonnin akselikuormalla, mistä saatava varmuusluku  $F = 0,867$ . Kuormitusta kasvatettaessa optimoitu liukupinnan muoto muuttui yhä särmikkäämmäksi, ja se vastasi yhä enemmän sorrutuskokeessa havaittua liukupintaa.



Kuva 41. Perniön kokonaisvarmuusmenettelyssä laskettu optimoitu liukupinta 30 tonnin akselikuormalla eli  $42,4 \text{ kN/m}^2$  kuormana.

Perniön sortumakokeen todellinen toteutunut liukupinnan sijainti oli karkeasti tiedossa, samoin murtumaan aiheuttaneen kuormituksen suuruus. Verratessa laskennan tuloksista sorrutuskokeen tuloksiin voidaan tehdä seuraavat havainnot:

- Laskentojen liukupintojen alku ja päätymispaikka vastaavat toteutunutta.
- Liukupinnan syvyys vastaa karkeasti todellista liukupintaa.
- Liukupinnan muoto ei ympyränmuotoisella liukupinnalla vastaa todellista ”kiilamaista” murtotapaa.
- Optimoidun liukupinnan muoto on melko lähellä todellista ”kiilamaista” murtotapaa.
- Kummallakin liukupintamuodolla laskettu kuormitus, joka tarvittiin kokonaisvarmuuden pudottamiseksi yhteen ( $F = 1,0$ ) oli huomattavasti alhaisempi, kuin todelliseen murtoon vaadittu kuormitus (noin  $85 \text{ kN/m}^2$ ).
- Optimoitu liukupinta antoi lähellä varmuuslukua  $F = 1,0$  olevissa laskentatapauksissa keskimäärin noin 13 % pienemmän arvon.

Laskelmista voidaan päätellä, että tässä tapauksessa ympyrämuotoinen liukupinta ei vastaa todellista murtomekanismia. Toisekseen Perniön tapauksessa  $S_u$ -laskenta lamellimenetelmällä antaa varmuuden kannalta varsin konservatiivisia tuloksia.

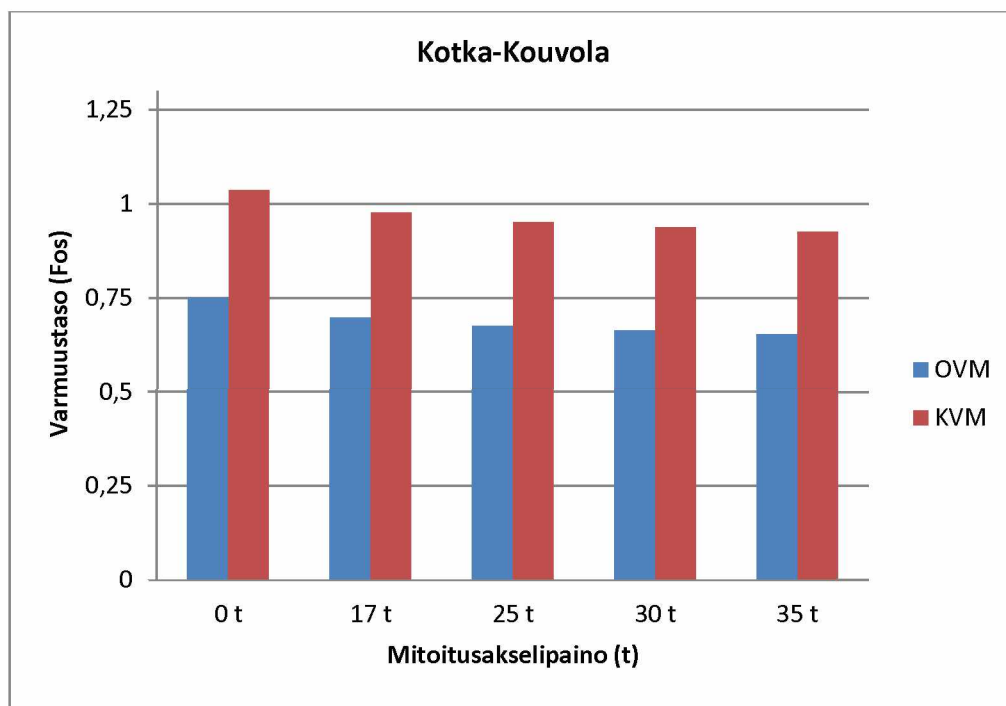
### 5.5.2 Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän erot

Ensisijainen tarkoitus laskennoissa oli verrata osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän eroa. Suurin osa laskennoista tehtiin käyttäen kumpaakin menetelmää. Yksinkertaisin keino verrata näitä kahta menetelmää on vertailla saaduissa laskelmissa saatuja varmuuskertoimia. Varmuuskertoimen tavoitearvo vanhojen ratapenkereiden laskennassa on kokonaisvarmuusmenettelyssä  $F \geq 1,5$ . Osavarmuusmenettelyssä varmuudet ovat jo muunnelluissa parametreissa ja kuormissa, joten varmuuskerroin pitäisi olla  $F \geq 1,0$ .

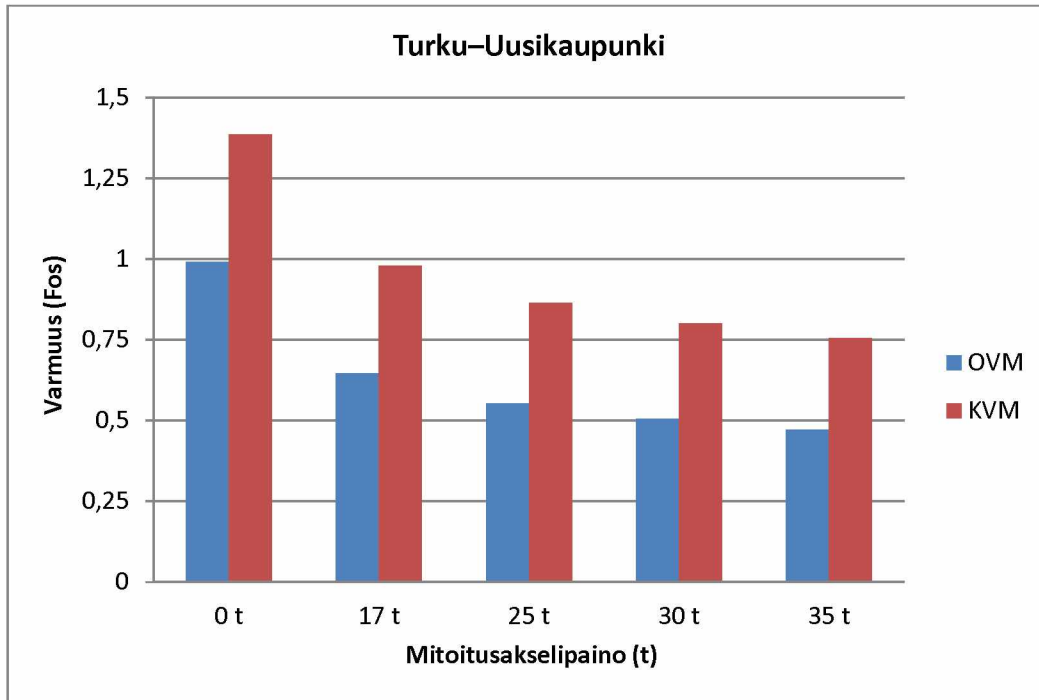
Kuvissa 42, 43 ja 44 on esitetty normaalilla pengerkorkeudella ja muuntamattomilla saven leikkauslujuudella laskettuja osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän varmuuslukuja. Varmuuslukujen ero osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän kesken vaihteli laskennoissa keskimäärin noin 40... 55 % välillä. Kohteessa Kotka-Kouvola vaihtelu oli kaikkein vähäisintä ja kohteessa Turku-Uusikaupunki kaikkein suurinta. Mitä suuremmaksi kokonaisvarmuus kävi, sitä pienemmäksi ero muuttui. Ilman junakuormaa olevissa tapauksissa ero varmuuslukuissa oli keskimäärin vähän alle 40 %. Varmuusluvun laskiessa ero kasvoi, ollen joissain ääritapauksissa peräti yli 60 %.

Normaalitapauksissa, jossa pengerkorkeutta tai koheesiomaiden leikkauslujuutta ei ollut muutettu, olivat varmuuslukujen erot seuraavia:

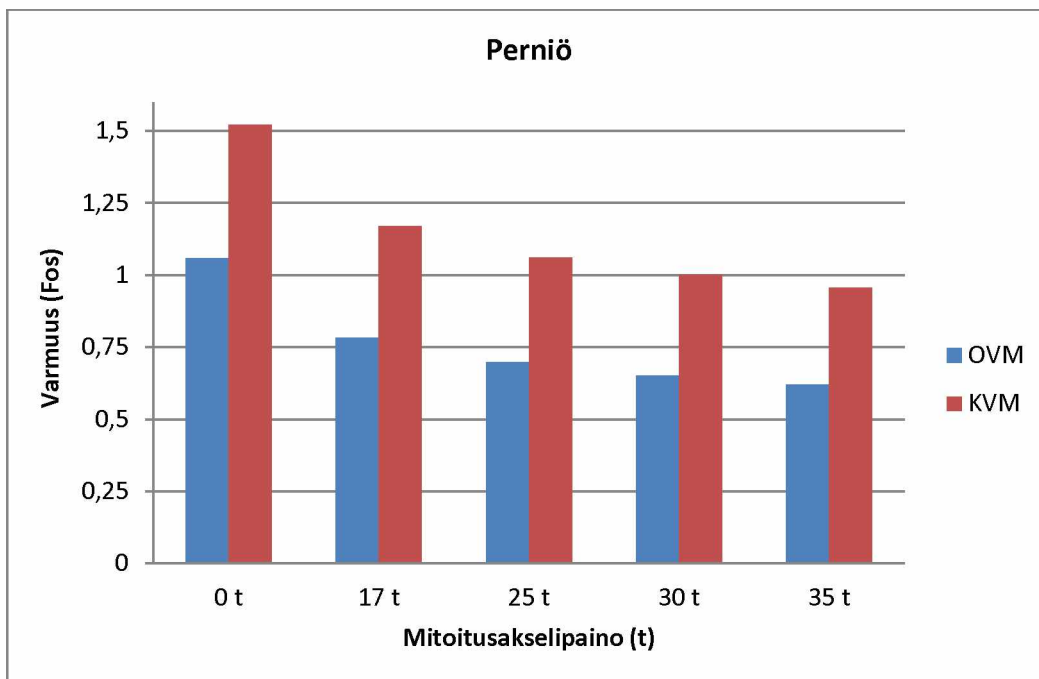
Kotka-Kouvola	38... 42 %
Turku-Uusikaupunki	40... 60 %
Perniö	44... 55 %



Kuva 42. Kotka-Kouvolan osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukuja. Osavarmuusmenetelmästä on käytetty lyhennettä OVM ja kokonaisvarmuusmenetelmästä lyhennettä KVM.



Kuva 43. Kotka-Kouvolan osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukuja. Osavarmuusmenetelmästä on käytetty lyhennettä OVM ja kokonaisvarmuusmenetelmästä lyhennettä KVM.



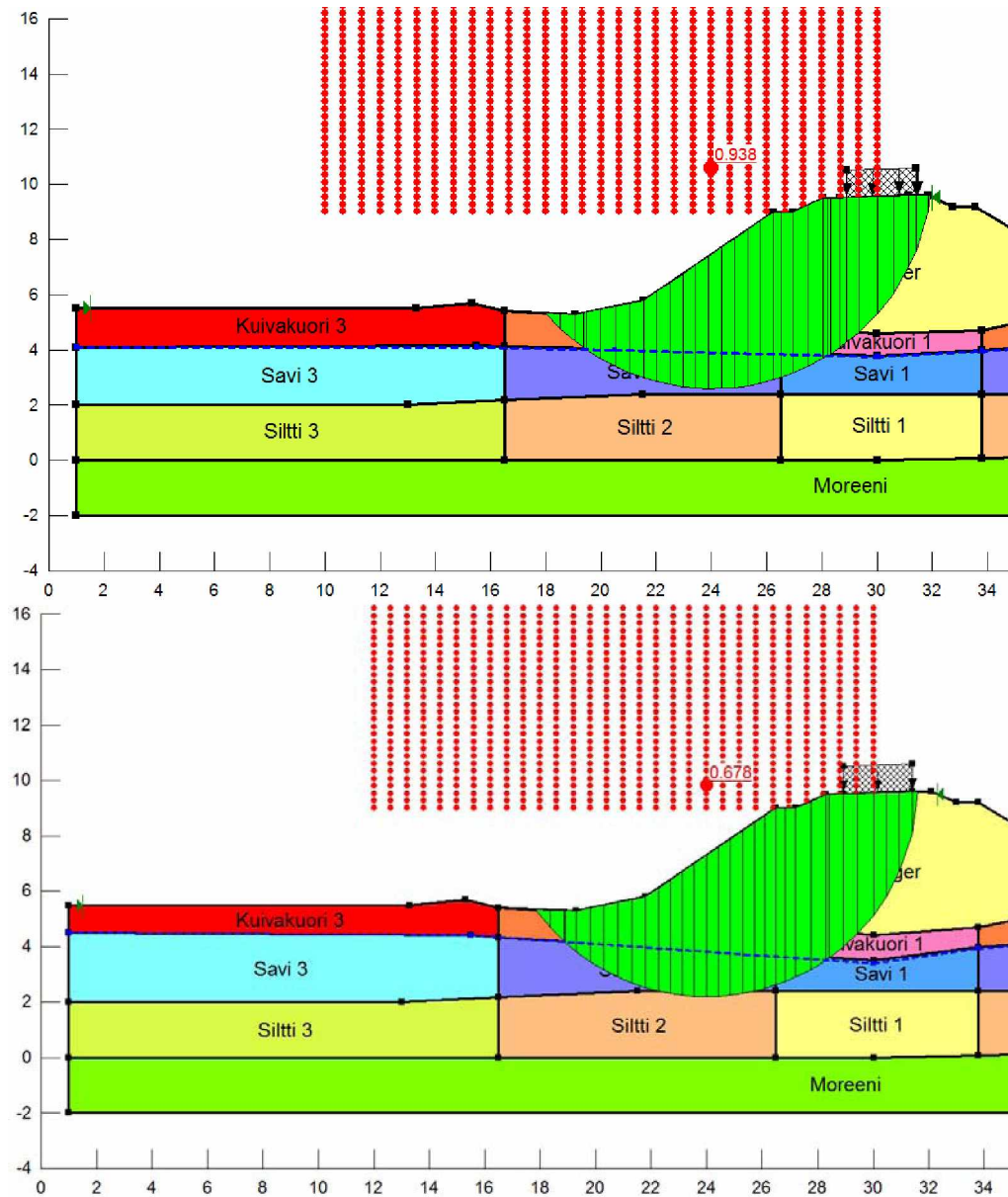
Kuva 44. Perniön osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukuja. Osavarmuusmenetelmästä on käytetty lyhennettä OVM ja kokonaisvarmuusmenetelmästä lyhennettä KVM.

Laskennat tehtiin myös muutetulla pengerkorkeudella ja muutetuilla koheesiomaiden leikkauslujuudella. Näillä tulokset olivat samankaltaisia normaalitapausten kanssa. Myös näissä laskennoista huomaa, että kokonaisvarmuuden kasvaessa suhteellinen prosentuaalinen ero menetelmien välillä pienenee. Varmuuden ollessa hyvin alhainen voi ero kasvaa joissain tapauksissa jopa yli 60 %. Laskentojen tuloksia on esitetty enemmän liitteessä 1.

Laskennoissa kohde Kotka–Kouvola erottuu selvästi kahdesta muusta. Tämä ero on osaltaan selitettävissä korkealla pengerkorkeudella, josta johtuen liukupinta kulkee suhteessa pidemmän matkan kitkamaassa. Lisäksi junakuorman nostolla oli suhteessa pienemmät vaikutukset stabiliteettiin, joten ulkoisen kuorman osavarmuusluvun vaikutus jäi myös pienemmäksi. Kahdessa muussa kohteessa junakuormilla olevissa tapauksissa, vastaavuus noin keskimäärin noin 50 %. Eli laskentojen perusteella osavarmuusmenettelyn  $F = 1,0$  vaikuttaa vastaavan karkeasti kokonaisvarmuusmenettelyn  $F = 1,5$ , kun laskennassa on osallisena merkittävää ulkoista kuormaa.

Ilman junakuormaa olevissa laskelmissa, missä laskennan ero johtui ainoastaan kitkakulman ja leikkauslujuuden osavarmuusluvuista, oli vastaavuus keskimäärin noin 40 %. Näissä tapauksissa osavarmuusmenettelyllä saatu varmuus  $F = 1,0$  vaikuttaa vastaavan karkeasti kokonaisvarmuusmenettelyn varmuutta  $F = 1,4$ . Kun kokonaisvarmuusmenettelyn varmuus oli  $F = 1,0$  vaihteli osavarmuusmenettelmällä varmuuskerroin väliltä  $F = 0,647 \dots 0,726$ .

Tarkasteltaessa osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyiden laskentojen liukupintoja huomataan, ettei suurimmassa osassa ympyränkaaren muotoisista liukupinnoista ole merkittävää eroa. Suurimmassa osassa laskentatapauksista liukupinta on eri menetelmien kanssa lähes identtinen. Tämä piti erityisesti paikkansa Turku–Uusikaupunki laskentakohteen tapauksessa. Kotka-Kouvolan suhteen liukupinnoissa esiintyi osassa tapauksista pientä vaihtelua. Kuvassa 45 on esimerkki tällaisesta liukupinnan eroavaisuudesta. Perniön kohteessa ei tavallisissa eikä optimoiduissa liukupinnoissa ollut ei ollut merkittävää eroa.



Kuva 45. Ylempänä kokonaisvarmuusmenetelmällä ja alempana osavarmuusmenetelmällä saadut Kotka–Kouvolan laskennan tulokset, jossa liukupinnat poikkeavat toisistaan. Laskennassa on käytetty 35 tonnin akseli-junakuormaa ja -1 metrin alennettua pengerkorkeutta.

Syy, ettei havaittavia liukupintojen välisiä eroja ollut, johtunee pääosin kohdepenke-  
reiden pohjamaan geometriasta. Kohteissa Turku–Uusikaupunki ja Perniö kriittisim-  
män liukupinnan paikkaan vaikutti voimakkaasti paksu heikko savikerros sekä syvä  
oja. Toisin sanoen kriittisin liukupinta oli niin voimakkaasti ”lukkiutunut” paikalleen,  
ettei suljetun leikkauslujuuden, kitkakulman tai ulkoisen kuormituksen muuttumisella  
ollut siihen vaikutusta. Myöskään viereisillä koheesiomaakerroksilla ei ollut niin suu-  
ria eroja, että osavarmuusluku olisi muuttanut tilannetta tai avannut liukupinnalle  
uutta ”parempaa” reittiä. Eroavaisuuksia olisi saattanut olla, jos pohjamaakerroksissa  
olisi ollut enemmän variaatiota kerrosten geometrian tai lujuusominaisuuksien suh-  
teen. Kohteessa Kotka–Kouvola oli havaittavissa joitakin hyvin pieniä eroja, mutta  
nämäkin olivat tapauksissa, joissa joko pengerkorkeutta tai koheesiomaiden leikkaus-  
lujuutta oli muutettu alkuperäisestä.

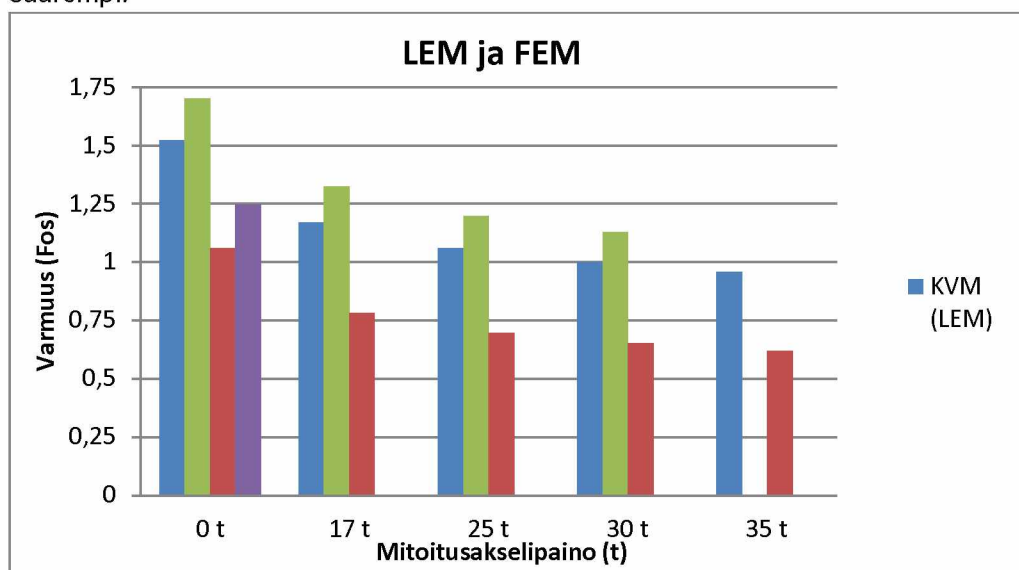
Erot osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn liukupinnan muodon välillä ovat käytettyjen laskentojen puitteissa hyvin vähäiset. Toisenlaisia tuloksia voisi syntyä, mikäli laskennat tehtäisiin käyttäen tehokkaita lujuusparametreja tai mikäli laskentaproseduuri liukupinnan löytämiseksi oli tehokkaampi. Ympyrän kaaren muotoisten liukupintojen käyttö hyvin todennäköisesti saattoi rajoittaa mahdollisten erojen löytymistä, joten mahdollisesti kehittyneemmällä menetelmällä, kuten esim. FEM-laskennalla, tulokset voisivat olla toiset.

### 5.5.3 Lamellimenetelmän ja elementtimenetelmän erot

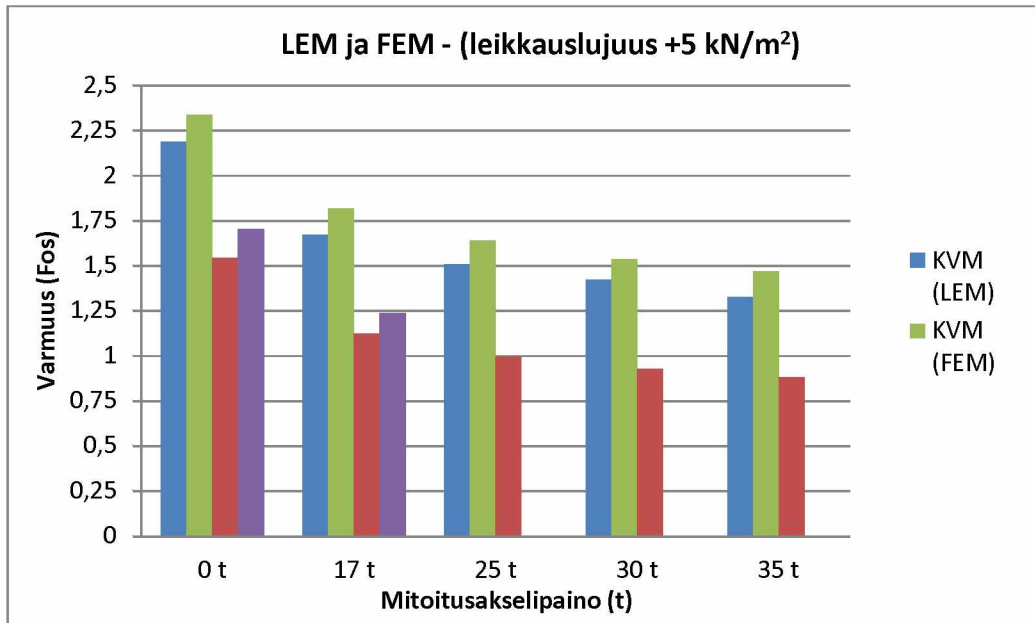
Kuvassa 46 ja 47 on esitetty lamellimenetelmän ja elementtilaskentojen tuloksia eri akselipainoilla sekä tavallisella että korotetulla koheesiomaan leikkauslujuuksilla. Kuvassa osavarmuusmenetelmä on lyhennetty OVM ja kokonaisvarmuusmenetelmä KVM. Plaxiksen laskentaproseduurista johtuen, ei FEM laskennoista ole mahdollista tarkastella tapauksia, joissa kokonaisvarmuus laskee alle yhden ( $F < 1,0$ ). Tämä rajoittaa ison osan osavarmuusmenetelmän laskentatapauksia pois tarkastelusta, poikkeuksena ilman junakuormaa oleva laskentatapaus ja tapaukset, joissa kaikkien koheesiomaitten leikkauslujuutta on nostettu (+5 kN/m<sup>2</sup>).

Laskennassa FEM-laskentamallilla saadut varmuudet olivat hieman suurempia kuin lamellilaskentamalleilla. Kokonaisvarmuusmenetelmän laskennoissa saadut varmuusluvut olivat FEM-laskennoilla suhteessa LEM-laskentoihin keskimäärin noin 12 % suurempia. Osavarmuusmenetelmällä varmuus ilman junakuormaa olevassa tapauksessa oli FEM-laskennoilla suhteessa lamellimenetelmään noin 18 % suurempi, mikä on yllättävän iso ero. Nostetun leikkauslujuuden tapauksissa erot olivat pienempiä ollen kokonaisvarmuusmenetelmällä keskimäärin noin 8 % ja osavarmuusmenetelmällä noin 10 %.

Verrattaessa elementtilaskennan osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmien varmuuslukuja huomataan, että vastaavuus kolmen laskentatapauksen välillä oli samansuuruinen lamellilaskennan tulosten kanssa. Kokonaisvarmuusmenettelyn varmuusluku oli FEM laskennoissa osavarmuusmenettelyn varmuuslukuun nähden keskimäärin noin 40 % suurempi.



Kuva 46. Perniön FEM- ja LEM-laskennan osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukuja.

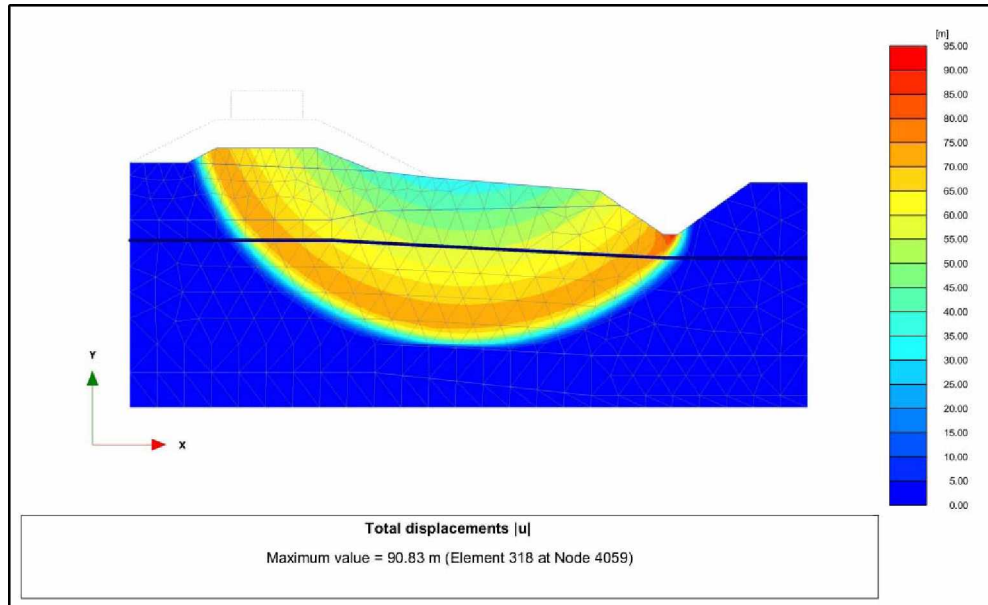


Kuva 47. Perniön FEM- ja LEM-laskennan osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukuja, kun koheesiomaiden leikkauslujuutta on lisätty +5 kN/m<sup>2</sup>.

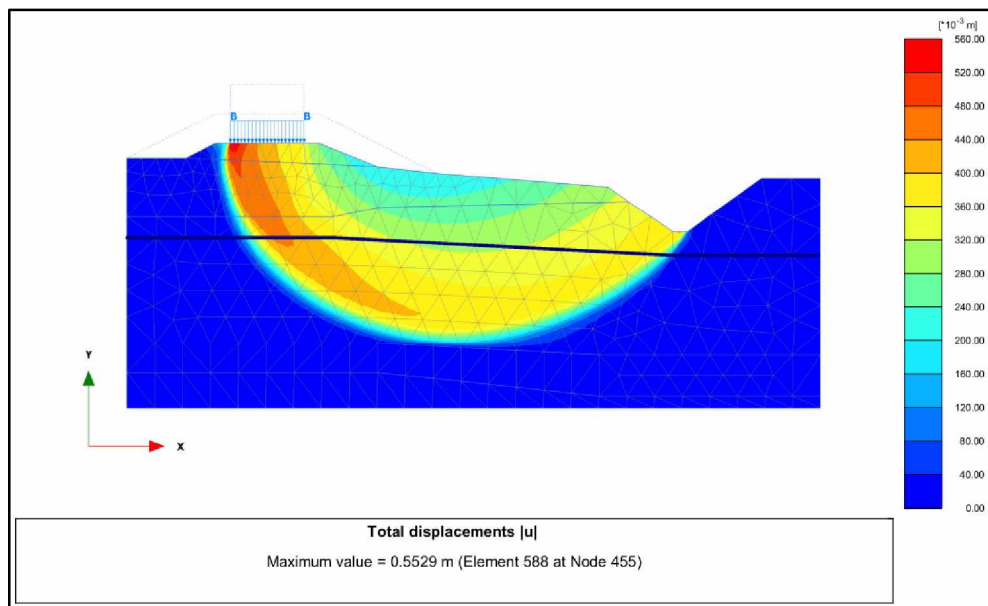
Kuvassa 46 ilman junakuormaa olevassa tapauksessa nähdään, että osa- ja kokonaisvarmuusmenettelyn varmuuslukujen suhde voi vaihdella selvästi riippuen käytetystä laskentatavasta. Käytettäessä FEM-laskentaa osavarmuusmenetelmällä vaikuttaisi kuitenkin antavan karkeasti samanlaisia tuloksia kuin mitä LEM-menetelmällä laskettaessa. Osavarmuusmenetelmän käyttö FEM-laskentaa käytettäessä vaatisi kattavampia vertailulaskelmia.

Kuvissa 48 ja 49 on esitetty tyypilliset elementtilaskennassa saadut muodonmuutokset junakuorman kanssa ja ilman junakuormaa. Muodonmuutosten avulla havainnollistetaan sortumatilanteen murtomekanismia, josta on nähtävissä murtotilanteessa syntyvää liukupinnan muoto. Muotomekanismit ovat syntyneet Plaxiksen automaattisen lujuuden pienentämisproseduurin tuloksena, joten ne eivät kuvaa todellisia muodonmuutoksia. Muodonmuutostuvista voidaan todeta, että FEM-mallin murtomekanismi muistuttaa lamellimenetelmien ympyräliukupintaa. Tämä vastaavuuden voin osittain selittää varsin yksinkertaisella maan geometrialla. FEM-laskennoissa elementtimallin murtomekanismissa ei ollut eroa osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmän kesken.





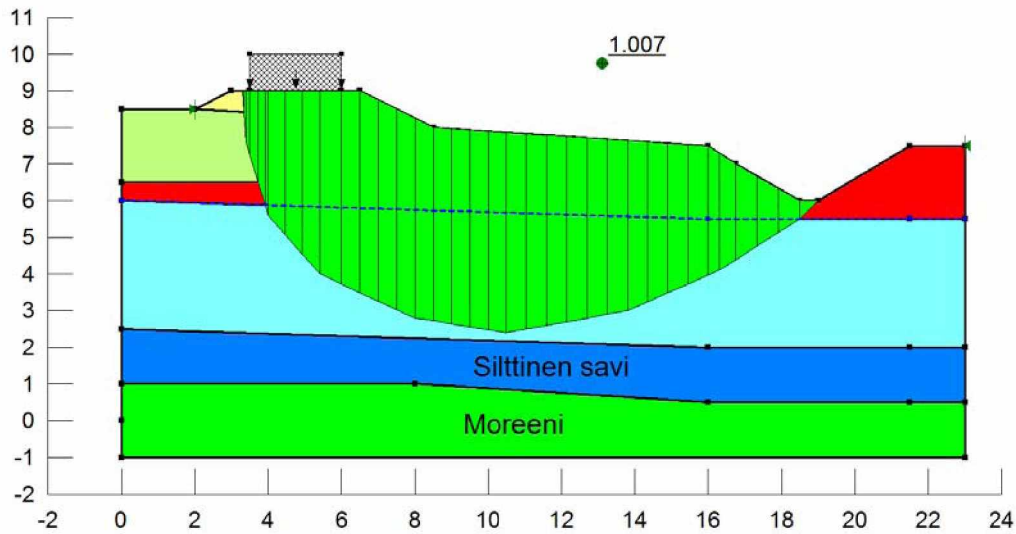
Kuva 48. Perniön elementtimallin muodonmuutokset ilman junakuormaa.



Kuva 49. Perniön elementtimallin muodonmuutokset 17 tonnin akselipainolla.

### Manuaalisesti määritetty liukupinta

Muutama Perniön kohteen laskenta tehtiin niin, että LEM-mallin liukupinnan muoto määriteltiin manuaalisesti vastaamaan elementinmenetelmässä saatua murtomekanismia. Laskenta tehtiin kokonaisvarmuusmenettelyllä ja usealla eri junakuormalla. Kuvassa 50 on nähtävissä 25 tonnin mitoitusakselipainolla tehty laskennan tulos. Manuaalisesti määritellyn liukupinnan laskennat tuottivat vain marginaalisesti suu-remmat varmuusluvun tulokset kuin mitä vaarallisin ympyränmuotoinen liukupinta.

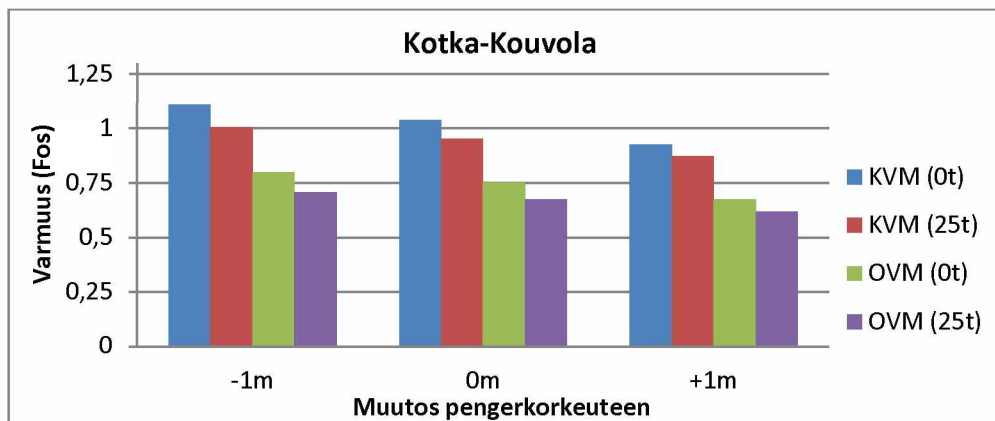


Kuva 50. Perniön manuaalisesti määritelty liukupinta 25 tonnin akselipainolla, tuotti varmuusluvaksi  $F = 1,007$

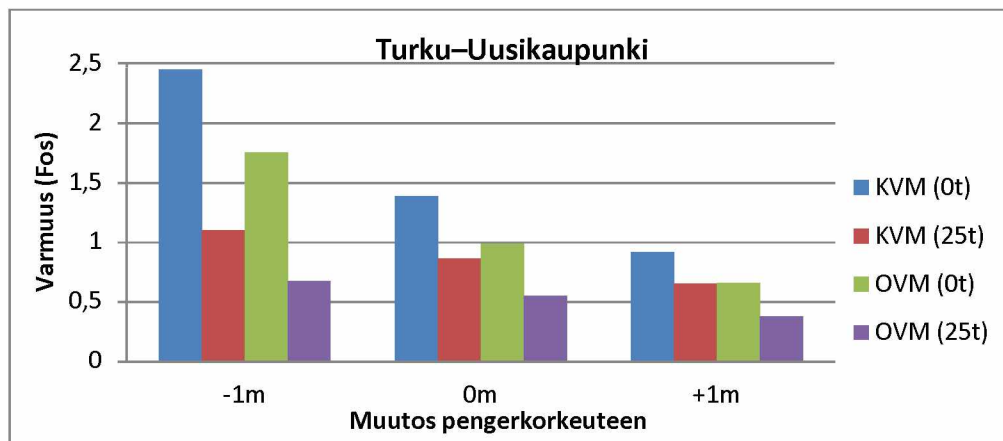
#### 5.5.4 Penkereen korkeuden vaikutus varmuuteen

Penkereen korkeuden vaikutusta tutkittiin muuttamalla pengerkorkeutta yhden metrin verran joko korottamalla tai laskemalla alkuperäisestä. Penkereen muoto ja kaltevuus pyrittiin pitämään mahdollisimman alkuperäisen kaltaisena. Penkereen korkeuden voidaan ajatella vaikuttavan penkereen stabiliteettiin kahdella tavalla. Ensimmäinen penkeremateriaalin paino aiheuttaa kuormitusta ja jo metrin korotuksella eli noin  $20 \text{ kN/m}^2$  pysyvällä kuormituksella penkereen laen päällä on huomattava vaikutus stabiliteettiin. Toiseksi penkereen korotus vaikuttaa myös penkereen leveyteen. Jos penkereen sivun kaltevuus pidetään samana, yhden metrin korotus leventää penkerettä peräti noin 6 metriä, jos kaltevuuden suhde on 1:3. Tällaisella on jo vaikutusta liukupinnan muodostumiseen ja paikkaan.

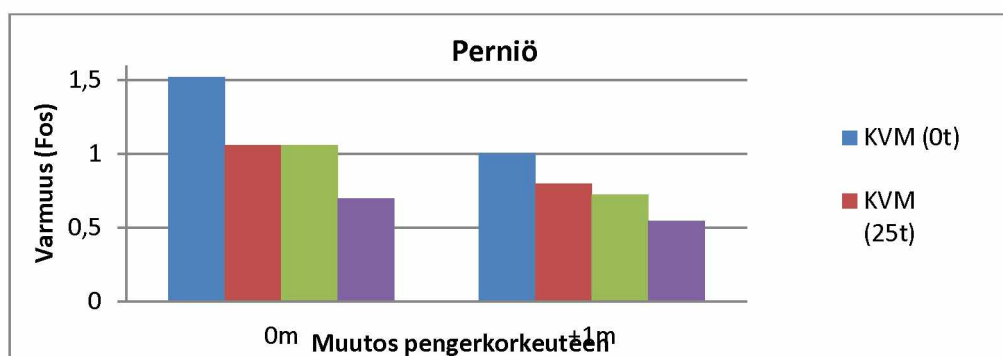
Kuvissa 51, 52 ja 53 on esitetty penkereen korotusten vaikutuksia stabiliteettiin. Kuvissa oleva lyhenne KVM tarkoittaa kokonaisvarmuusmenetelmää ja OVM osavarmuusmenetelmää ja lyhenteen jälkeen suluissa olevat numerot junan akselikuormaa (tonnia).



Kuva 51. Kotka-Kouvolan laskennan tuloksia. KVM tarkoittaa kokonaisvarmuusmenetelmää ja OVM osavarmuusmenetelmää, suluissa on akselikuorma (tonnia).



Kuva 52. Turku-Uusikaupungin laskennan tuloksia. KVM tarkoittaa kokonaisvarmuusmenetelmää ja OVM osavarmuusmenetelmää, suluissa on akselikuorma (tonnia).

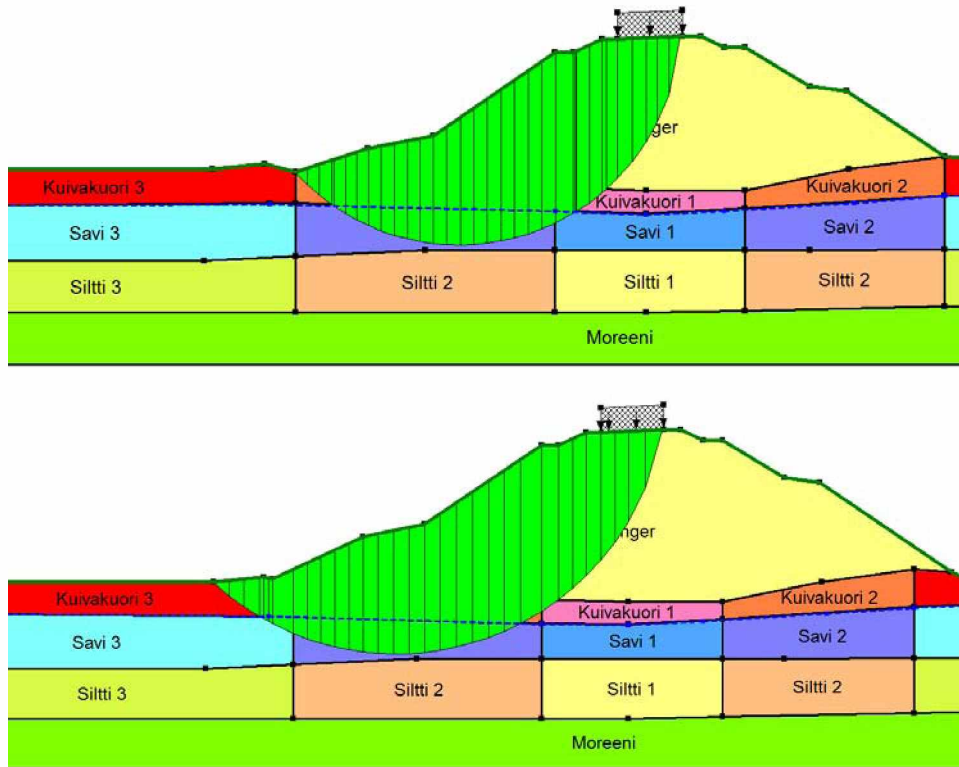


Kuva 53. KVM tarkoittaa kokonaisvarmuusmenetelmää ja OVM osavarmuusmenetelmää, suluissa on akselikuorma (tonnia).

Pengerkorkeuden muutosten vaikutukset penkereitten kokonaisvarmuuteen olivat suuria, mutta suuruus vaihteli eri kohteissa. Suurin vaikutus penkereen kokonaisvarmuuslukuun pengerkorkeuden muutoksessa oli kohteessa Turku-Uusikaupunki. Lähes yhtä suuri vaikutus oli Perniön kohteessa ja pienin kohteessa Kotka-Kouvola. Verrattessa pengerkorkeuden muutoksien aiheuttamia vaikutuksia suhteessa juna-kuormaan lopputulos on kuitenkin päinvastainen. Kohteessa Kotka-Kouvola penkereen yhden metrin nosto vaikutti suhteellisesti eniten vastaten kokonaisvarmuusmenetelmällä ja ominaisarvoilla laskettaessa lähes 2,5 metrin levyistä noin 50 kN/m<sup>2</sup> nauhakuormaa eli noin 35 tonnin mitoitusakselipainoa. Kohteessa Perniö ja Turku-Uusikaupunki penkereen yhden metrin nosto vastasi noin 42 kN/m<sup>2</sup> nauhakuormaa eli noin 30 tonnin mitoitusakselipainoa ja kohteessa Turku-Uusikaupunki vaikutus oli tätä hieman alhaisempi.

Syy penkereen noston aiheuttamien vaikutusten vaihteluun on helposti selitettävissä penkereitten geometrialla; isommassa penkereessä muutos vaatii suurempia massoja, joten se aiheuttaa suuremman kuormituksen. Toinen syy on liukupinnan siirtyminen. Kuvassa 54 on nähtävissä, miten pengerkorkeuden muutos vaikuttaa kohteen Kotka-Kouvolan penkereen liukupinnan paikkaan. Liukupinta ylettyy korotetun penkereen tauksessa kauemmas. Näin penkereen reunalla olevat vähemmän lujittuneet savikerrokset tulevat mitoituksen kannalta merkittävimiksi. Kotka-Kouvolan kohteessa liukupinta saattoi myös sukeltaa syvemmälle, niin että alapää kulki lähellä

siltin ja moreenin rajaa. Muissa kohteissa merkittävää liukupinnan siirtymistä penkereen korkeuden muutosten takia ei esiintynyt.



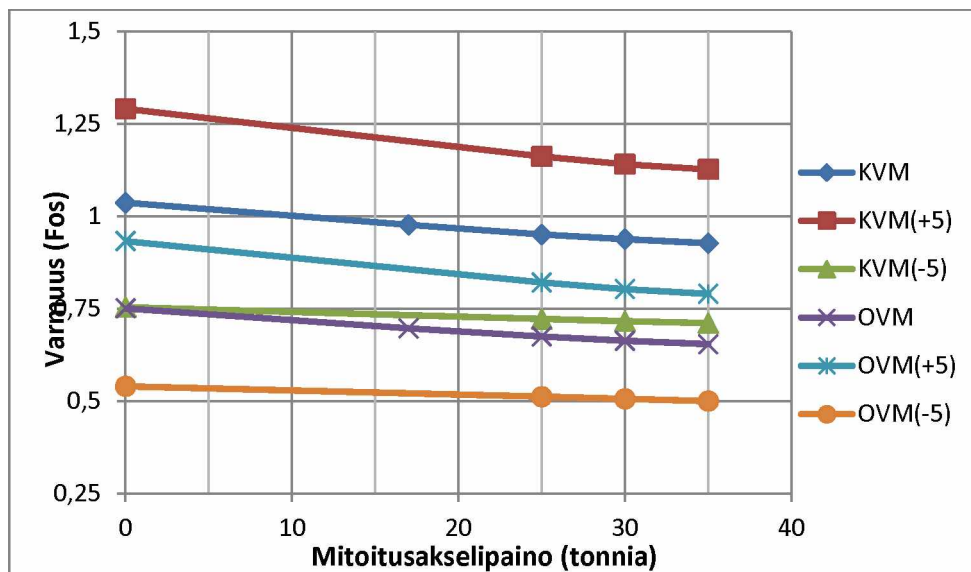
Kuva 54. Kotka-Kouvola penkereen tyypillinen liukupinta normaalilla pengerkorkeudella (yllä) ja korotetulla pengerkorkeudella (alla).

Laskettaessa muutetuilla savikerrosten letkauslujuuksilla oli penkereen muutoksella huomattavaa eroa riippuen siitä, oliko leikkauslujuutta nostettu vai laskettu. Korkeammilla savikerrosten leikkauslujuuksilla laskettaessa oli penkereen muutoksella pienemmät vaikutukset ja vastaavasti alhaisempien leikkauslujuuksien tapauksissa olivat vaikutukset suuremmat.

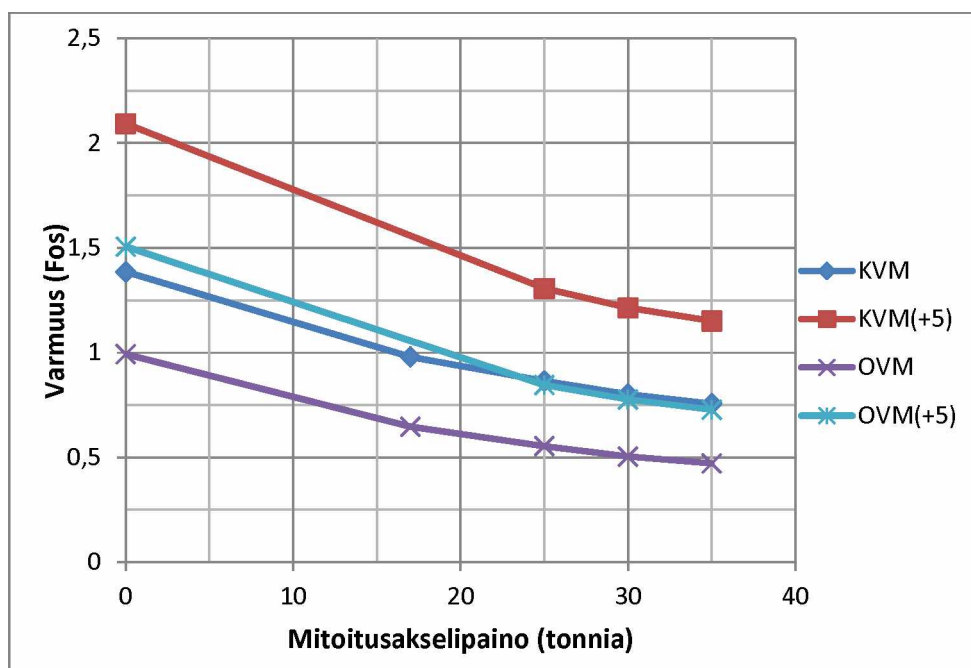
Osavarmuusluvulla laskettaessa pengerkorkeuden muutosten vaikutukset olivat samanlaisia. Osavarmuusmenettelyssä penkereen noston vaikutukset suhteessa junaquormiin olivat alhaisempia junakuormaan käytettävän osavarmuusluvun takia. Laskelmista voidaan todeta, että pengerkorkeuden muutoksen vaikutus on suuresti riippuvainen pengერიprofilista.

### 5.5.5 Leikkauslujuuden vaikutus varmuuteen

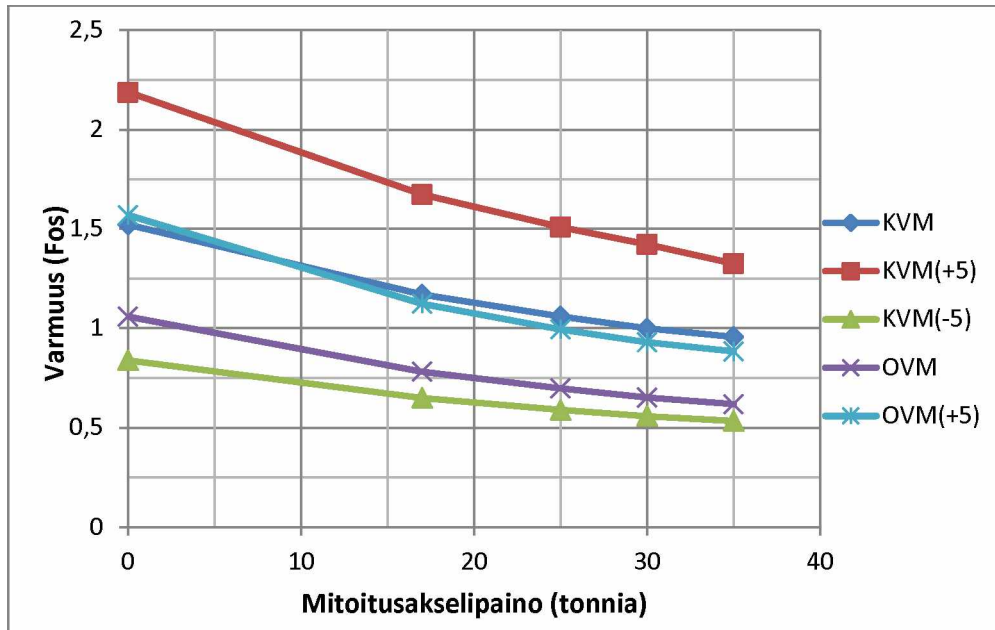
Leikkauslujuuden muutos tutkittiin laskemalla muuttamalla kohteiden koheesiomaitten leikkauslujuutta. Leikkauslujuutta lisättiin joko  $5 \text{ kN/m}^2$  tai vähennettiin  $5 \text{ kN/m}^2$  alkuperäisestä jo siipikairauksien redusoidusta leikkauslujuudesta. Muutos tehtiin kaikkiin penkereen alaisiin koheesiomaihin. Muutoksen jälkeen laskelmat laskettiin muunnelluilla arvoilla uudestaan. Kuvissa 55, 56 ja 57 on nähtävissä eri penkereitten varmuuksia muunnelluilla leikkauslujuuksilla ja eri mitoitusakselipainoilla. Kuvissa olevat lyhenne KVM tarkoittaa kokonaisvarmuusmenetelmää ja OVM osavarmuusmenetelmää ja lyhenteen jälkeen suluisissa olevat numerot muutettuun leikkauslujuuden arvoa ( $\text{kN/m}^2$ ).



Kuva 55. Kotka-Kouvolan varmuuslukuja koheesiomaan muunnelluilla leikkauslujuuksilla.



Kuva 56. Turku-Uusikaupungin varmuuslukuja koheesiomaan muunnelluilla leikkauslujuuksilla.



Kuva 57. Perniön varmuuslukuja koheesiomaan muunnelluilla leikkauslujuuksilla.

Leikkauslujuuden muutoksella oli hyvin suuri vaikutus junapenkereiden stabiliteettiin. Tämä johtui siitä, että kohdepenkereissä pohjamaan leikkauslujuus oli jo luonnostaan hyvin alhainen ja lisäksi merkittävä osuus liukupinnasta kulki koheesiomaassa. Muutokset alkuperäiseen leikkauslujuuteen olivat riippuen maakerroksesta keskimäärin noin 30... 50 % luokkaa.

Eniten leikkauslujuuden muutos vaikutti kohteen Turku–Uusikaupunki varmuuteen ja vähiten kohteen Kotka-Kouvola varmuuteen. Parhaimmillaan kokonaisvarmuuskerroin saattoi nousta koheesiomaitten leikkauslujuutta nostettaessa noin 40 % ja pahimmillaan laskea noin 55 % alkuperäisestä kokonaisvarmuuskertoimesta.

Muutetuilla koheesiomaiden leikkauslujuuksilla stabiliteetin muutos suhteessa alkuperäiseen stabiliteettiin pysyi suunnilleen samansuuruisena. Tämä oli sama huolimatta pengerkorkeuden muutoksesta tai junakuormasta.

### 5.5.6 Todennäköisyystarkastelu (RBD)

Jokaiselle kohteelle tehtiin todennäköisyyslaskenta vaihtelevilla junakuormilla ja pengerkorkeuksilla Slope-ohjelmaa käyttäen. Laskennat tehtiin ainoastaan kokonaisvarmuusmenetelmällä. Tarkastelussa savikerrosta käsiteltiin yhtenäisenä kerroksena ja sen suljettu leikkauslujuus annettiin log-normaalijakauman muodossa. Taulukossa 15 on esitetty joitakin laskennoista saatuja tuloksia. Taulukossa on ensin esitetty kokonaisvarmuus, ja sen perässä suluissa todennäköisyys sille milloin kokonaisvarmuus  $F_{\text{kok}} < 1,0$ . Taulukon muuttujina ovat pengerkorkeus ja junakuorma. Kuvissa 58–61 on esitetty laskennoista saatuja todennäköisyyden kiertymäfunktioita.

Taulukko 15. Turku–Uusikaupunki ja Perniön todennäköisyyslaskennan tulokset saven leikkauslujuuden todennäköisyysjakaumalla.

**Kotka–Kouvola**

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m
0	1.103 (17,0 %)	1.050 (35,1 %)	0.943 (93,12 %)
35,2	1.013 (47,0 %)	0.961 (69,4 %)	0.888 (99,71 %)
42,4	0.997 (55,2 %)	0.949 (74,3 %)	0.878 (99,89 %)
48	0.984 (60,9 %)	0.938 (78,4 %)	0.871 (99,98 %)

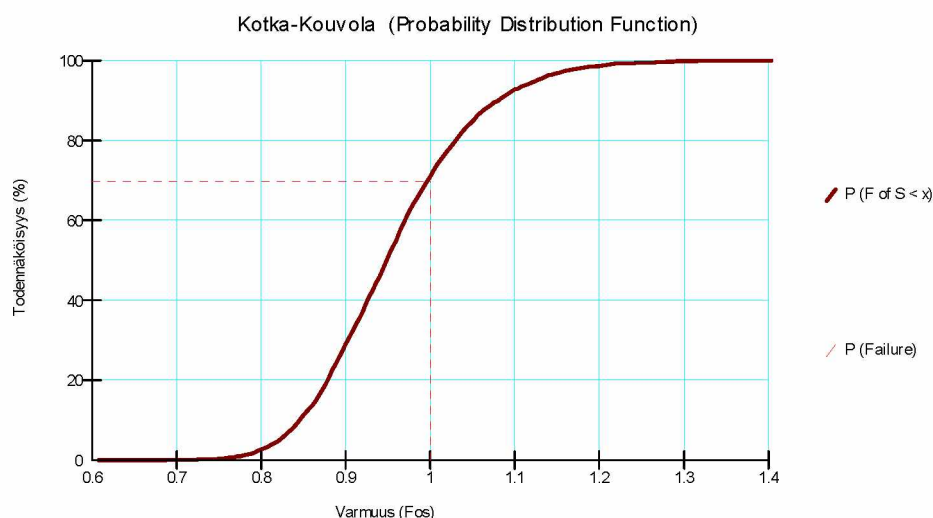
**Turku–Uusikaupunki**

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m
0	2.652 (0,11 %)	1.473 (3,74 %)	0.960 (62,1 %)
24	1.430 (7,11 %)	1.035 (47,7 %)	0.757 (92,0 %)
35,2	1.164 (30,0 %)	0.907 (71,1 %)	0.683 (97,0 %)
42,4	1.040 (47,5 %)	0.836 (82,5 %)	0.641 (98,5 %)
48	0.960 (61,6 %)	0.787 (88,6 %)	0.612 (99,1 %)

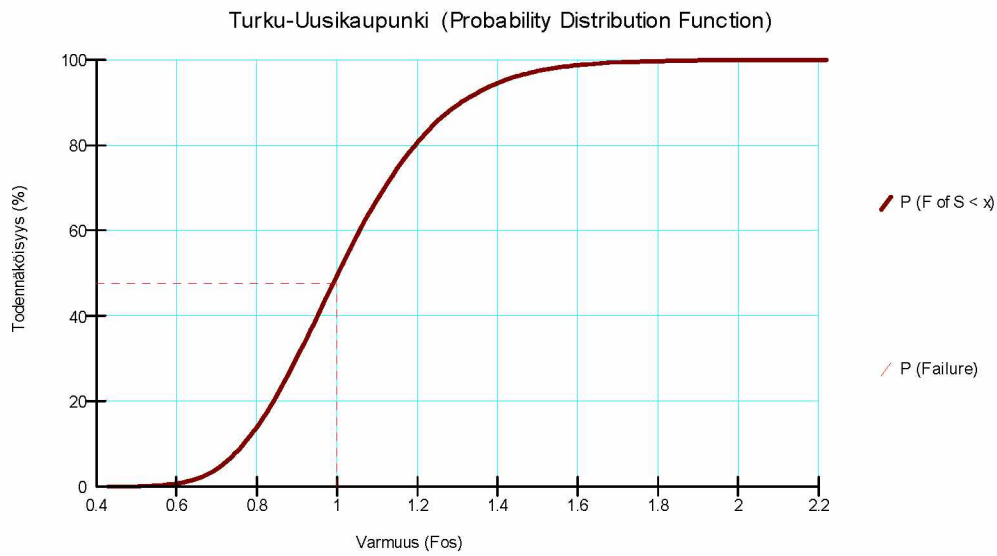
**Perniö**

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	+1 m
0	1.522 (0,27 %)	1.017 (49,1 %)	-
24	1.170 (16,7 %)	0.854 (87,2 %)	-
35,2	1.060 (38,2 %)	0.797 (94,4 %)	-
42,4	0,999 (52,9 %)	0.763 (97,0 %)	-
48	0.957 (64,9 %)	0.739 (98,2 %)	-

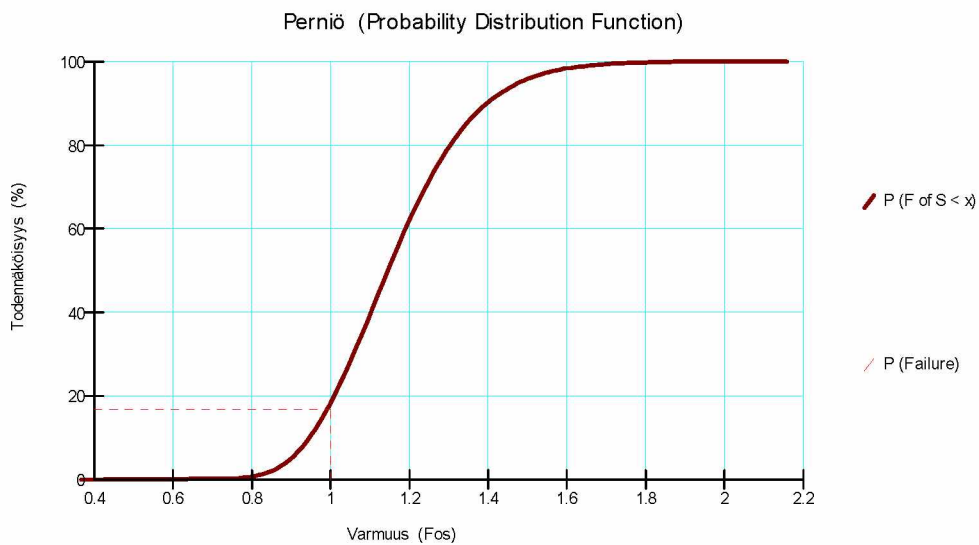
Kotka-Kouvolan savikerroksen leikkauslujuuden keskihajonta oli 2,9, Turku–Uusikaupungin 2,09 ja Perniön 1,9. Kotka-Kouvolan keskihajonta oli oletetusti kaikkein suurin. Laskennassa saatu ”sortuman todennäköisyys” tarkoittaa millä mahdollisuudella laskennassa saatu kokonaisvarmuus on pienempi kuin yksi, eli todennäköisyys milloin  $F_{\text{kok}} < 1,0$ .



Kuva 58. Kotka–Kouvola laskennasta saatu todennäköisyyden kiertymäfunktio 35,2 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla ja normaalilla pengerkorkeudella. Sortuman todennäköisyys on 69,8 %, kokonaisvarmuus  $F = 0,96$  ja luotettavuusindeksi ( $\beta$ ) on käytännössä nolla.

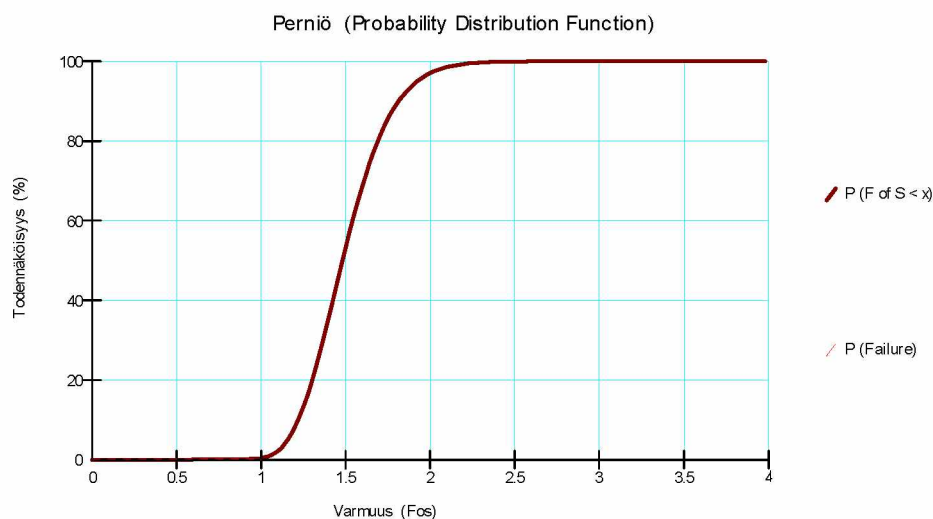


Kuva 59. Turku-Uusikaupunki laskennasta saatu todennäköisyyden kiertymäfunktio 24 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla ja normaalilla pengerkorkeudella. Sortuman todennäköisyys on 47,7 %, kokonaisvarmuus  $F = 1,04$  ja luotettavuusindeksi  $\beta = 0,16$ .



Kuva 60. Perniön laskennasta saatu todennäköisyyden kiertymäfunktio 24 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla ja normaalilla pengerkorkeudella. Sortuman todennäköisyys on 16,7 %, kokonaisvarmuus  $F = 1,17$  ja luotettavuusindeksi  $\beta = 0,95$ .





Kuva 61. Perniön laskennasta saatu todennäköisyyden kiertymäfunktio ilman junakuormaa ja normaalilla pengerkorkeudella. Sortuman todennäköisyys on 0,22 %, kokonaisvarmuus  $F = 1,52$  ja luotettavuusindeksi  $\beta = 2,2$ .

Laskentojen tuloksista voidaan huomata, että kokonaisvarmuuden ollessa noin yksi ( $F = 1,0$ ) on saatu ”todennäköisyys sortumalle” noin 50 %. Kun kokonaisvarmuus  $F = 1,5$  on ”todennäköisyys sortumalle” noin 0,03 %. Mielenkiintoinen havainto on se, että vielä tapauksissa missä kokonaisvarmuus on jo selvästi yli yhden ( $F > 1,2$ ) on todennäköisyys olla vielä suhteellisen korkea.

Luotettavuusindeksi  $\beta$  vaihteli laskennoissa kohteen ja laskentatapauksen todennäköisyyden mukaan, ollen korkeimmillaan  $\beta = 2,75$  kohteessa Turku–Uusikaupunki, jossa (ilman junakuormaa ja alennetulla pengerkorkeudella) saatu kokonaisvarmuus oli  $F = 2,65$ . Tässä tapauksessa luotettavuusindeksin voidaan todeta olevan vielä varsin alhainen verrattuna korkeaan kokonaisvarmuuteen. Tapauksissa missä kokonaisvarmuus oli noin  $F = 1,0$  oli luotettavuusindeksi käytännössä  $\beta = 0$ . Kun kokonaisvarmuus oli noin  $F = 1,5$ , vaihteli luotettavuusindeksi  $\beta = 1,5 \dots 2,2$  välillä. Sekä suhteellisen korkeat todennäköisyydet, että matalat luotettavuusindeksit kertovat leikkauslujuuden suuresta vaihtelusta ja tämän aiheuttamasta vaikutuksesta laskentaan.

Laskentatapauksissa joissa kokonaisvarmuus on erittäin korkea tai alhainen, käytettyjen leikkauslujuuksien todennäköisyysjakaumien pitkälle ulottuvat ääripäät saattoivat merkittävästi vaikuttaa laskentojen tuloksiin. Log-normaalijakaumat antavat huomattavan korkeille tai alhaisille leikkauslujuuksille vielä merkittäviä todennäköisyysarvoja, vaikka tällaisia äärituloksia ei lähtöaineistosta esiintynytäkään. Tähän ilmiöön voi vaikuttaa rajaamalla jakaumien ääripäitä, eli käyttämällä niin sanottua ”leikattua jakaumaa”.

Liukupinnan muodostumisessa ei ollut havaittavissa suurta eroa verrattuna tavalliseen laskentaan, jossa savikerrokset oli jaettu useaan osaan. Todennäköisyyslaskennoista saadut tulokset varmuuslukujen osalta olivat yleisesti hieman korkeampia verrattuna tavallisiin laskentoihin, jossa savikerrokset oli jaettu useampaan kerrokseen. Kotka-Kouvolan erot olivat vain noin muutaman prosentin luokkaa suhteessa alkuperäisiin varmuuslukuihin. Turku–Uusikaupungin kohdalla erot olivat keski-

määrin noin 5 %. Kohteen Perniön kohdalla tällaisia eroja ei sinänsä ollut, koska kaikki lamellilaskelmat tehtiin yhtenevällä savikerroksella.

Laskentatapauksissa, missä maakerroskohtaiset vaihtelut parametreissa ovat suuria, tulisi maakerrokset jakaa omiin osiinsa. Useiden savikerroksien mallinnus yhtenäisenä kerroksena voi vääristää laskentatuloksia. Kohteen Kotka-Kouvola kohdalla olisi voinut odottaa laskennassa paljon isompia eroja, koska savikerrokset poikkesivat leikkauslujuudeltaan toisistaan hyvin selvästi. Yhdenmukaisuus alkuperäisiin laskentoihin on kuitenkin selitettävissä siinä, että todennäköisyystarkastelussa käytetyn savikerroksen leikkauslujuus vastasi sitä savikerrosta, minkä läpi kriittisin liukupinta yleensä kulki.

## 6 Yhteenveto

### Yleistä

Laskelmat suoritettiin kahdella eri laskentaohjelmalla käyttäen Mohr-Coulombin materiaalimallia ja suljettua leikkauslujuutta. Laskelmissa oleellimmat muuttujat olivat junakuorma, pengerkorkeus, koheesiomaiden leikkauslujuus. Suurin osa laskelmista tehtiin sekä kokonaisvarmuus- että osavarmuusmenetelmällä. Laskelmia on käyty läpi tarkemmin kappaleessa 4.5 ja laskennan tulokset näkyvät liitteessä 1, jonne on taulukoitu kaikki laskelmissa saadut varmuusluvut. Diplomityölle tarkemmin johdannossa (kappale 1) esitetyt tutkimuskysymykset ja tavoitteet täyttyivät.

Laskentakohteiden varmuudet olivat alhaisia. Ilman ulkoisia kuormia kokonaisvarmuudet olivat  $F = 1,04 \dots 1,52$  väliltä ja varmuudet laskivat nopeasti kuormitusta lisättäessä. Elementtimenetelmällä saadut tulokset vastasivat varsin hyvin lamellimenetelmällä laskettuja varmuuksia ollen hieman suurempia. Käytettäessä lamellimenetelmissä optimoituja liukupintoja varmuudet olivat selvästi alhaisempia ollen suurimmillaan Perniön kohteessa, joissa useita tapauksia laskettiin vertailun vuoksi myös optimoiduilla liukupinnoilla. Vaikka laskelmissa saadut varmuuskertoimet olivat useimmissa tapauksissa alle yhden, se ei sinänsä vähennä laskentatulosten mielekkyyttä. Nykyiset laskentamallit ja menetelmät voivat antaa varmuuden suhteen lähtökohtaisesti varsin konservatiivisia (varovaisia) arvoja. Tämä on kuitenkin hyvä asia, sillä geoteknisessä mitoituksessa on luontaisesti paljon epävarmuustekijöitä.

### Osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmä

Verratessa osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmää täytyy ensin tarkastella, minkälaisia osavarmuuksia laskennoissa käytettiin. Kappaleessa 3.2.1 taulukossa 4 on esitetty eri suunnitteluohjeiden varmuuslukuja. Osavarmuuksilla laskettaessa vaatimus varmuudeksi on  $F \geq 1,0$ .

Laskentojen perusteella varmuuskertoimien ero osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmän kesken vaihteli laskennoissa keskimäärin noin 40... 55 % välillä. Ilman ulkoista junakuormaa olevissa tapauksissa ero oli yleensä noin 40 % ja junakuormala olevissa tapauksissa yleensä noin 50 %. Osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmällä laskettujen varmuuksien vastaavuus toisiinsa nähden on riippuvainen pengersuhteesta, lujuusparametreista ja ulkoisesta kuormituksesta.

Laskentojen perusteella käytetty osavarmuusmenetelmän varmuustaso on hieman alhaisempi kuin vastaava verrattuna kokonaisvarmuusmenetelmään. Osavarmuusmenetelmän varmuustaso vaikuttaisi kuitenkin olevan korkeampi tapauksissa, joissa junakuorman vaikutus on merkittävä. Junakuorman tapauksissa osavarmuusmenetelmän varmuustaso  $F = 1,0$  vastaa karkeasti kokonaisvarmuusmenetelmän kokonaisvarmuutta  $F = 1,5$ . Ratapengermaailmassa tällaiset ovat yleensä aina mitoitettavia tapauksia. Ainakin näissä tapauksissa RHK ohjeen B15 antamat osavarmuus- ja kokonaisvarmuusluvut eivät ole ristiriidassa.

Käytetyt RHK ohjeen B15 osavarmuusluvut ovat lähes samoja kuin kansallisen liitteen vastaavat, poikkeuksena kitkakulman osavarmuusluku, joka on suurempi. Tämä tarkoittaa, että laskettaessa käyttäen kansallisen liitteen mukaisia osavarmuuslukuja, ovat varmuustasot hieman alhaisempia kuin mitä laskelmissa nyt käytetyt. Tämä on huolestuttavaa, koska tämä saattaa johtaa aikaisempaa alhaisempiin varmuustasoihin kuin mitä kokonaisvarmuusmenettelyllä on totuttu saamaan. Suurin vaikutus tällä on kohteisiin, missä suuret ulkoiset voimat eivät ole merkittävässä osassa stabiliteetin kannalta. Suurempien osavarmuuskertoimien käyttö tietysti nostaisi varmuustasoa, mutta tällä olisi haittapuolensa. Ylimoitettut osavarmuuskertoimet voisivat johtaa ylivoimaisiin ja nostaa näin turhaan rakentamisen kustannuksia.

Osavarmuusmenetelmän käyttö aiheuttaa laskentaan käytännön ongelmia. Suuri osa laskennan parametreista on muutettava osavarmuuslukujen avulla, mikä tekee laskentaprosessista työläämpää. Käyttäessä osavarmuuslukuja laskentoja täytyy siis usein tehdä useilla eri parametreilla, jos käyttörajatilatarkastelu tehdään ominaisparametreja käyttäen. Toiseksi osavarmuusmenetelmällä saatu varmuusluku ei selvästi kerro kuinka lähellä laskenta on kriittistä stabiliteettitasoa, toisin kuin kokonaisvarmuusmenetelmässä, missä  $F = 1,0$  kertoo, että sortuma on todennäköinen. Osavarmuusmenetelmässä saatu varmuusluku kertoo vain onko penkereen varmuus ohjeiden kannalta riittävä. Laskentojen tuloksista voidaan toki saada vertailukohtaa sille mikä olisi vastaava luku osavarmuusmenetelmässä, mutta tämä vaihtelee tapauskohtaisesti.

Laskenta FEM-malleilla on pulmallista tapauksissa, joissa varmuuskerroin lähestyy yhtä ( $F = 1,0$ ). Esimerkiksi Plaxis ei pysty käsittelemään alle yhden varmuuskertoimen varmuustasoa, mikä johtaa laskennan epäonnistumiseen. Tämä pulmallisuus korostui erityisesti osavarmuusmenetelmällä laskettaessa, jossa varmuusluvut ovat pienempiä, kuin kokonaisvarmuusmenetelmällä laskettaessa. Tehdyt FEM-laskennan tulokset penkereen varmuuden suhteen vastasivat lamellimenetelmässä saatuja tuloksia, antaen hieman korkeampia varmuuksia. Elementtimallissa saatu liukupinta vastasi yllättävän paljon lamellimenetelmällä saatua ympyräliukupintaa. Laskeminen elementtimenetelmällä oli selvästi työläämpää kuin lamellimenetelmällä. Laskentojen perusteella FEM-laskennan käyttö ei näytä tuovan merkittävää lisäarvoa penkereitten vakavuuden tarkasteluun. Tämä vaikuttaa ainakin pitävän paikkansa tapauksissa, missä laskennoissa käytetään suljettua leikkauslujuutta, pengerroprofiili on suhteellisen yksinkertainen sekä materiaalimallina on M-C.

Teoriassa osavarmuusmenetelmän tapa muokata lujuusparametreja voi aiheuttaa epärealistisia murtomekanismeja. Laskennoissa osavarmuusmenetelmällä ei kuitenkaan vaikuttanut olevan merkittävää vaikutusta murtotavan muodostumiseen verrattuna kokonaisvarmuusmenettelyyn. Osa- ja kokonaisvarmuusmenetelmät vaikuttavat tuottavan puhtaissa savimaissa samanlaisia liukupintoja. Tämä ei silti sulje pois mahdollisuutta, että liukupinnan sijainti voisi vääristyä tai muuttua osavarmuusmenetelmällä laskettaessa. Tämä olisi mahdollisesti paremmin havaittavissa käytettäessä geometrialtaan toisenlaisia pengerroprofiileja, tehokkaita lujuusparametreja tai tehokkaampaa laskentaproseduuria liukupinnan löytämiseksi.

Olisi suotavaa, että osavarmuuslaskentaa käytettäessä tehtäisiin myös aina vertailulaskenta kokonaisvarmuuslaskennalla, vaikka suunnitteluohjeet eivät sitä vaatisikaan.

## Todennäköisyystarkastelu (RBD)

Todennäköisyystarkastelu on periaatteessa vain yksi keino tarkastella tai mitoitaa penkereen stabiliteettia. RBD:n juuret voi sanoa olevan osavarmuusmenetelmässä, koska parametriset osavarmuusluvut ovat lähtöisin parametrisistä vaihteluista. RBD:n voisi jopa mieltää hieman osavarmuusmenetelmän kaltaisena laskentatapana, jossa osavarmuuslukujen sijasta käytettäisiin parametrisiä todennäköisyyksiä tai todennäköisyysjakaumia. Laskennasta saatu lopputulos on todennäköisyys milloin kokonaisvarmuus on  $F < 1,0$ .

Työssä tehtiin penkereille yksinkertainen todennäköisyystarkastelu. Laskenta tehtiin kokonaisvarmuusmenetelmällä eri pengerkorkeuksilla ja junakuormilla, muuttujana oli saven log-normaali-jakaumaa noudattava leikkauslujuus. Laskennasta saatiin varmuuskertoimet ja todennäköisyys milloin varmuuskerroin  $F < 1,0$ . Tehtyjen laskentojen perusteella saven leikkauslujuuden vaihtelu oli merkittävää ja sillä oli kohdepenkereiden tapauksessa suuri vaikutus laskentojen stabiliteettiin. Todennäköisyystarkastelusta saatavasta prosentuaalisesta todennäköisyydestä tai luotettavuusindeksistä on mahdollista saada merkittävää hyötyä varmuuteen vaikuttavien riskien arvioinnissa.

Vaikkakin tehty RBD oli karkea yksinkertaistus, se silti nostaa esiin muutamia huomioita:

- Oikein tehtynä RBD huomioi mitoituskohteen yksilölliset ominaisuudet ja parametrien vaihtelut.
- RBD:llä on mahdollista tutkia, miten merkittävää yksittäisen parametrin vaihtelu on stabiliteetin kannalta, sekä mahdollisesti tarkastella parametrisiä osavarmuuskerroimien riittävyyttä tapauskohtaisesti
- Kiertymäfunktiolla voi hyvin havainnollistaa miten parametrisiä vaihtelu vaikuttaa stabiliteettiin.

Maalajien ominaisuudet vaihtelevat yleensä kohdekohtaisesti, joten tutkimusten, joiden pohjalta laskentaparametrien valitaan, täytyisi olla riittävän kattavia ja laadukkaita. Tämä piirre korostuu entisestään RBD-laskennassa. Mitta-aineiston käsittely tekee laskentaprosessista työläämpää. Lisäksi muodostettaessa parametrisiä todennäköisyysjakaumia, yksittäinen mittatulos saattaa vaikuttaa huomattavasti laskentaan, jos tutkimuksia on vähän. Laskentamalli olisi järkevää jakaa osiin parametrisiä vaihteluitten mukaan.

Ymmärrettävistä syistä RBD on tavalliseen käytännön suunnitteluun ja mitoitukseen epäkäytännöllinen työkalu. Tämä ei tarkoita, etteikö sillä olisi käyttömahdollisuuksia esimerkiksi erityisen vaativissa kohteissa. Luotettavuusindeksi voi antaa paljon paremman kuvan stabiliteetin riskialttiudesta kuin pelkkä varmuusluku.

Koska geotekniikkaan liittyy usein paljon epävarmuuksia, voi todennäköisyystarkastelun käyttö olla hyödyllistä, koska se tarjoaa keinoja tunnistaa ja vertailla stabiliteettilaskennan kannalta kaikkein merkittävimpiä tekijöitä. RBD esimerkiksi mahdollistaa erilaisten mitoituskohtojen ja menetelmien tutkimisen sekä vertailun.

**Muita huomioita**

Laskentoja tehtiin käyttäen sekä ympyränkaaren muotoista liukupintaa että optimoitua ns. vapaata liukupintaa. Erityisesti Perniön tapauksessa optimoitu liukupinta tuotti huomattavasti alhaisempia laskentatuloksia kuin ympyräliukupinta. Optimoitu liukupinta myös vastasi paremmin Perniön sorrutuskokeessa tapahtunutta murto-mekanismia. Kuitenkaan muissa kohteissa optimoidun- ja ympyräliukupinnan ero eivät varmuuden kannalta olleet yhtä merkittäviä. Mikäli mahdollista, olisi suositeltavaa tehdä varmuustarkastelu ympyrämuotoisen liukupinnan lisäksi aina myös optimoitua tai niin sanottua vapaata liukupintaa käyttäen.

## Lähdeluettelo

Arhippanen, E., Fagerström, H. (1977). Rakennustekniikan käsikirja: Yleiset perusteet (1 ja 2 osa), Osasto 17, Geotekniikka. 2 painos. Helsinki. Kustannusosakeyhtiö Tammi.

Baecher, B. B., Christian, J. T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. USA. John Wiley and Sons. 619 s.

Bengtsson, B. Å., Johannesson, P., Mikkola, M., Vasama, M. (1977). Rakennustekniikan käsikirja: Yleiset perusteet (1 ja 2 osa), Osasto 15, Lujuusoppi. 2 painos. Helsinki. Kustannusosakeyhtiö Tammi.

Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground. ASCE. Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue, 1–54 s.

Chandrupatla, T. R., Belegundu, A. D. (2002). Introduction to finite elements in engineering. 3rd edition. New Jersey, USA. Prentice-Hall. 453 s.

Cheng Y.M. et al. 2006. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. Computers and Geotechnics. Vol. 34. No. 3. s 137-150.

Chowdhury, R. N. (1978). Slope analysis. Amsterdam. Elsevier scientific publishing company.

Das, M. B. 2010. Geotechnical Engineering Handbook. J. Ross Publishing. 800 s.

Eurokoodi Help Desk. Suomen eurokoodeja käsittelevä internetsivusto. Luettu 1.2.2013. (<http://www.eurocodes.fi/index.htm>)

Fellenius, W. (1922). Statens järnvägars geotekniska kommission 1914-22 slutbetänkande. Stockholm, Sweden. 180 s.

Fredlund, D. G., Krahn, J. 1977. Comparison of slope stability methods of analysis. Saskatoon, Canada. University of Saskatchewan.

Griffiths, D.V., Lane P.A. (1990). Finite element analysis of the shear vane test. Comput Struct, vol. 37, no.6. 1105-1116 s.

Gylland, A.S., Jostand, H.P., Nordal, S. (2012). Failure geometry around shear vane in sensitive clay. Proceedings of the 16th Nordic Geotechnical Meeting, Vol 1/2. Copenhagen. 103-110 s.

Helenlund, K. V. (1974). Pohjarakennus. Helsinki. Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 459 s.

Hunt, R. E. (1986). Geotechnical Engineering Techniques and Practices. New York City, U.S. McGraw-Hill. 729 s.

Jääskeläinen, R. (2011). Geotekniikan perusteet. 3 painos. Jyväskylä. Tammertekniikka. 384 s.

Karstunen, M. (2012). Basic concepts of Plasticity and Mohr Coulomb Model. University of Strathclyde. Aalto Yliopiston kurssin Rak-50.3149 luentokalvo.

Karttunen, V. (2002). TKK:n kurssin Mat-2.130 (Matemaattinen malliajattelu) internetsivu. TKK, Aalto Yliopisto. Luettu 5.4.2013.

([http://www.sal.tkk.fi/vanhat\\_sivut/Opinnot/Mat2.130/verkkoekskut2002/verkkoxq04.html](http://www.sal.tkk.fi/vanhat_sivut/Opinnot/Mat2.130/verkkoekskut2002/verkkoxq04.html))

Kärki I. (2010). Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen rataympäristössä. Diplomityö. Espoo. Aalto-yliopisto, Teknillinen korkeakoulu. 67 s.

Ladd, C. C. (1969). The prediction of in situ stress strain behavior of soft saturated clay during undrained shear. Bolkesjö Symp. Norway. Norwegian Geotechnical Institute.

Lojander, M. (1990). RIL 157-I Geomekaniikka I. 2. painos. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 479 s.

Liikenne- ja viestintäministeriö LVM. (2010). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1 Geotekninen suunnittelu, Yleiset säännöt: Soveltaminen infrarakenteisiin. Liikenne- ja viestintäministeriö LVM. 13 s.

Lojander, M., Laaksonen, R. (1990). RIL 157-2 Geomekaniikka II. 2. painos. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto.

Mellin, I. (2006). Todennäköisyyslaskenta: Todennäköisyysjakaumia. TKK:n kurssin Mat-1.2600 (Sovellettu todennäköisyys) kurssikirja. TKK, Aalto Yliopisto. 303-452 s.

Nakamura A., Cai F., Ugai K. (2008). Embankment basal stability analysis using shear strength reduction finite element method. Sähköinen artikkeli. 6 s.

(<http://www.forum8.co.jp/product/uc1/jiban/pdf/geo200806.pdf>)

Phoon, K-K. (2008). Numerical recipes for reliability analysis – a primer. Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering - Computations and Applications. London and New York. Taylor & Francis. 1-75 s.

Plaxis 2011. Material Models Manual. 202 s.

Plaxis 2011. Reference Manual. 290 s.

Plaxis 2011. Scientific Manual. 66 s.

Rantamäki, M. Jääskeläinen, R. Tammirinne, M. (2001). Geotekniikka. 18 painos. Helsinki. Otatieto. 307 s

Ratahallintokeskus RHK. (2008). Ratatekniset ohjeet RATO. Helsinki. Ratahallintokeskus.



Ratahallintokeskus RHK. (2006). Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15. Helsinki. Ratahallintokeskus.

Ratahallintokeskus RHK. (2006). Kirjallisuus ja laskennallinen tausta-aineisto. Ratahallintokeskuksen julkaisu, A10/2006. Helsinki. Ratahallintokeskus. 319 s.

Ratahallintokeskus RHK. (2009). Olemassa olevien ratapenkereitten stabiiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Ratahallintokeskuksen julkaisu, A9/2009. Helsinki. Ratahallintokeskus. 134 s.

Ratahallintokeskus RHK. (2010). Ratapenkereitten sorrutuskokeen instrumentointi ja analysointi. Ratahallintokeskuksen julkaisu, 25/2010. Helsinki. Ratahallintokeskus. 150 s.

RIL 157-2. (1990). Geomekaniikka II. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 433 s.

RIL 121. (2004). RIL 121 Pohjarakennusohjeet. 2. painos. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 433 s.

RIL 207. (2009). Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RocNews. (2004). A new Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique. RocNews. Sähköinen artikkeli. 10 s.  
(<http://www.rocscience.com/highlights>)

Roylance, D. (2001). Finite Element Analysis. Department of Materials Science and Engineering. Cambridge. Massachusetts Institute of Technology.

Simon, B. (2012). Eurocode 7 – fundamental issues and some implications for users. Nordic Geotechnical Meeting 2012, Vol. 1/2. Copenhagen. 29-52 s.

Slope 2007. (2008). Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version - An Engineering Methodology. 4 Edition. Calgary, Alberta, Canada. GEO-SLOPE International, Ltd. 351 s.

Spenser, E. 1967. A Method of Analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotechnique, 17(1):1-26

Spyrakos, C. C. (1996). Finite Element Modeling in Engineering Practice. Bedford, NS, Canada. Algor Inc. 74 s.

Torstensson, B-A. (1977). Time-Dependent Effects in the Field Vane Test. International Symposium on Soft Clay. Bangkok. 387-397 s.

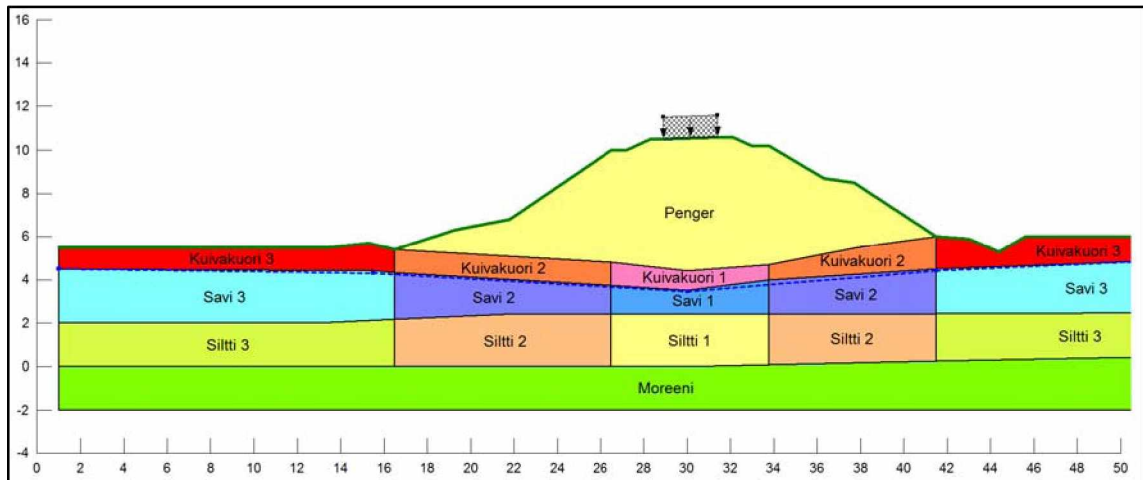
Weck, O., Kim, I-Y. (2004). Engineering Design and Rapid Prototyping: Finite Element Method. Massachusetts Institute of Technology.  
([http://web.mit.edu/16.810/www/16.810\\_L4\\_CAE.pdf](http://web.mit.edu/16.810/www/16.810_L4_CAE.pdf))

Wu, T. H. (2008). Reliability analysis of slopes. Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering - Computations and Applications. London and New York. Taylor & Francis. 413-447 s.

Zotsenko, M., Vynnykov, Y., Kharchenko, M. (2011.) Evaluation of Failure Probability of Soil Cushions. International Symposium on Geotechnical Safety and Risk. Munich, Germany. 249- 258 s.

# Laskennan parametrit ja tulokset

## Laskennan tulokset, Kotka–Kouvola



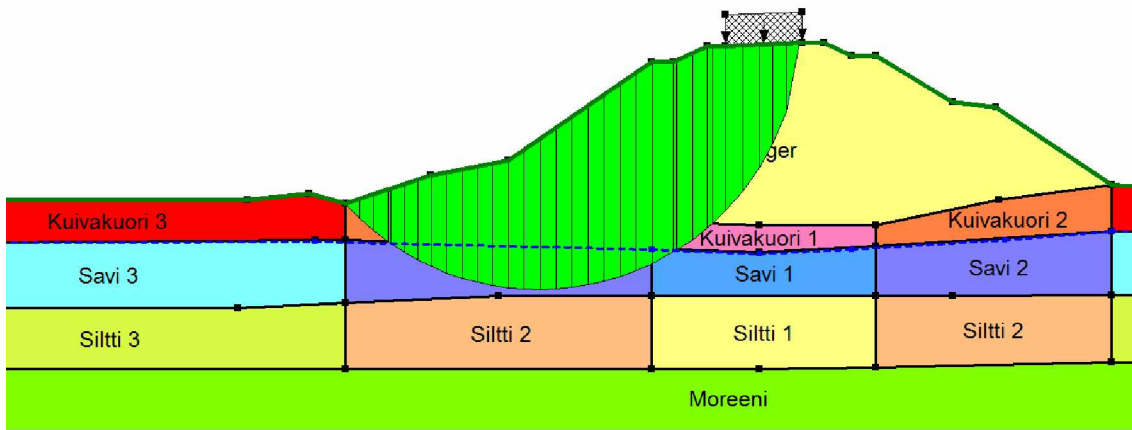
Kuva 1. Kotka–Kouvola penkereen laskentamalli, jossa näkyvät maalajirajat.

Taulukko 1. Kotka–Kouvola kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

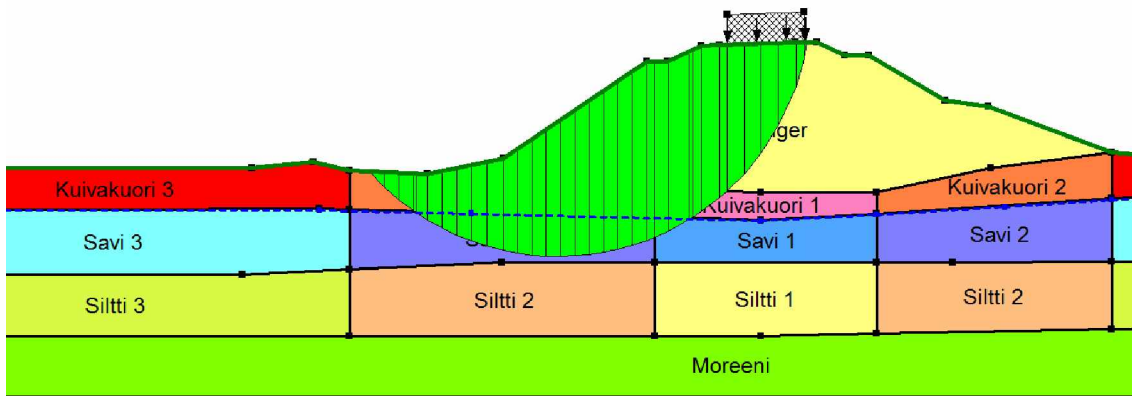
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Kuivakuori 1	19	20	0
Kuivakuori 2	19	15	0
Kuivakuori 3	19	14,4	0
Savi 1	17	15,9	0
Savi 2	16	11,9	0
Savi 3	16	9,3	0
Siltti 1	17,5	27,2	0
Siltti 2	17	18,2	0
Siltti 3	16,5	17,2	0
Moreeni	19	-	30

Taulukko 2. Kotka–Kouvola osavarmuuslaskennan parametrit.

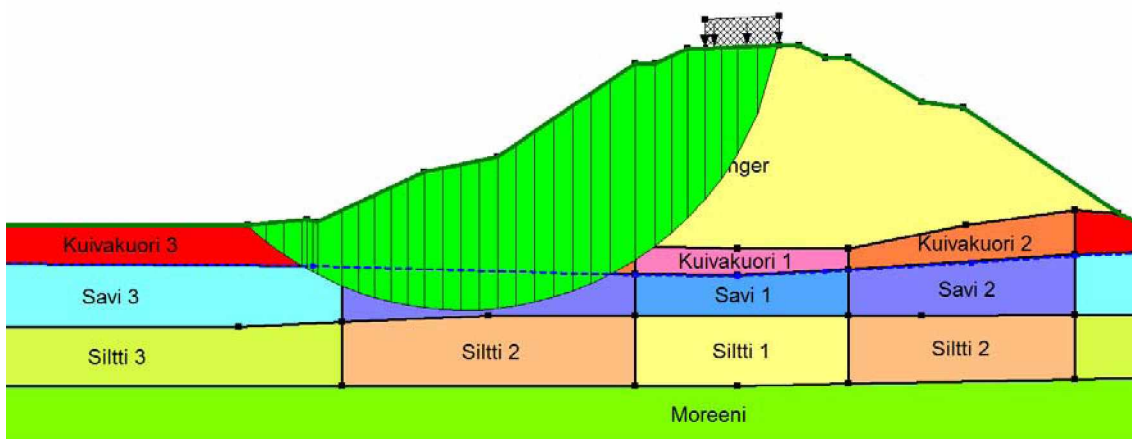
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	27,4
Kuivakuori 1	19	14,3	0
Kuivakuori 2	19	10,7	0
Kuivakuori 3	19	10,3	0
Savi 1	17	11,4	0
Savi 2	16	8,5	0
Savi 3	16	6,7	0
Siltti 1	17,5	19,4	0
Siltti 2	17	13	0
Siltti 3	16,5	12,3	0
Moreeni	19	-	23,2



Kuva 2. Kotka-Kouvola penkereen tyypillinen liukupinta, joka alkaa viivakuorman reunasta ja päättyy penkereen juurella olevaan ojaan. Pengerkorkeus normaali.



Kuva 3. Kotka-Kouvola penkereen liukupinnan muodostuminen, kun pengertä laskettu 1 metri.



Kuva 4. Kotka-Kouvola penkereen liukupinnan muodostuminen, kun pengertä nostettu 1 metri.

**Kokonaisvarmuuslaskennan tulokset***Taulukko 3. Kotka–Kouvola kokonaisvarmuuden laskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5/-5 kN/m<sup>2</sup>)*

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>1.106</b>	<b>1.037</b>	<b>0.926</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	-	<b>0.977</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>1.004</b>	<b>0.951</b>	<b>0.871</b> (0.881)*	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>0.942</b>	<b>0.938</b>	<b>0.861</b> (0.863)*	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	<b>0.938</b>	<b>0.927</b>	<b>0.854</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>1.381</b>	<b>1.291</b>	<b>1.153</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>1.221</b>	<b>1.162</b>	<b>1.069</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>1.197</b>	<b>1.141</b>	<b>1.056</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
48	<b>1.180</b>	<b>1.127</b>	<b>1.045</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>0.787</b> (0.794)*	<b>0.754</b> (0.767)*	<b>0.682</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>0.738</b> (0.742)*	<b>0.722</b>	<b>0.663</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>0.729</b>	<b>0.716</b>	<b>0.659</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
48	<b>0.723</b>	<b>0.711</b>	<b>0.655</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

\*Huom. Tapauksia jossa laskennan todennäköisimmän liukupinnan yläpää ei alkanut junakuorman reunan ja penkereen oikean yläreunan välistä, vaan liukupinnan yläpää alkoi yleensä junakuorman alta. Näissä tapauksissa kummatkin arvot ovat esitetty taulukoissa.

*Taulukko 4. Kotka–Kouvolan kokonaisvarmuuden tuloksia optimoidulla liukupinnalla. Muuttujina junakuorma.*

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>0,977</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	<b>0,931</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>0,894</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

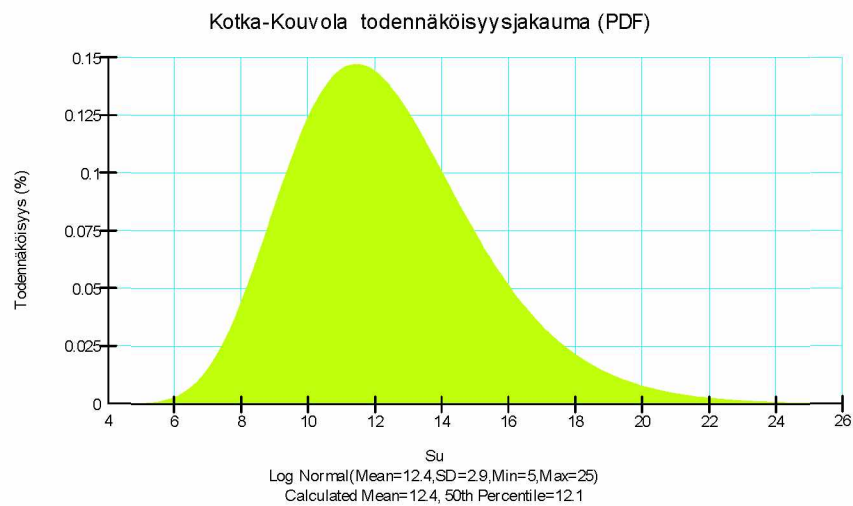
**Osavarmuuslaskennan tulokset***Taulukko 5. Kotka–Kouvola osavarmuuslaskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5/-5 kN/m<sup>2</sup>)*

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>0.799</b>	<b>0.751</b>	<b>0.666</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	-	<b>0,697</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.706</b>	<b>0.675</b>	<b>0.619</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	<b>0.689</b>	<b>0.663</b>	<b>0.610</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	<b>0.678</b>	<b>0.654</b>	<b>0.604</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>0.998</b>	<b>0.933</b>	<b>0.830</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.860</b>	<b>0.821</b>	<b>0.761</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	<b>0.840</b>	<b>0.803</b>	<b>0.750</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	<b>0.824</b>	<b>0.790</b>	<b>0.741</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>0.569</b> (0.574)*	<b>0.540</b> (0.553)*	<b>0.484</b> (0.491)*	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.534</b>	<b>0.512</b> (0.516)*	<b>0.464</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	<b>0.527</b>	<b>0.506</b>	<b>0.459</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	<b>0.522</b>	<b>0.500</b>	<b>0.455</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

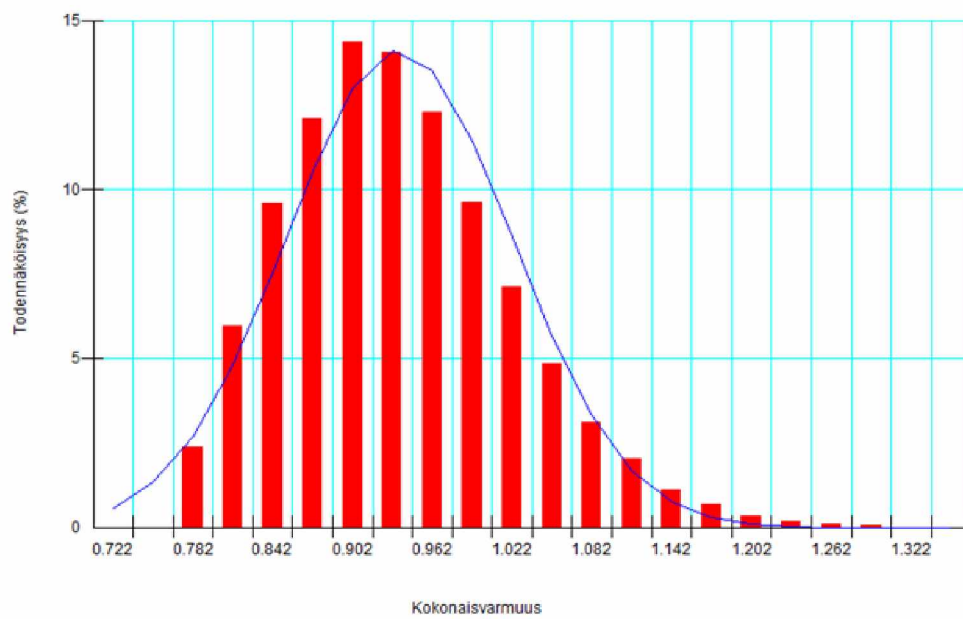
\*Huom. Tapauksia jossa laskennan todennäköisimmän liukupinnan yläpää ei alkanut junakuorman reunan ja penkereen oikean yläreunan välistä, vaan liukupinnan yläpää alkoi yleensä junakuorman alta. Näissä tapauksissa kummatkin arvot ovat esitetty taulukoissa.

**Todennäköisyysjakaumalaskennan tulokset***Taulukko 6. Kotka–Kouvola saven leikkauslujuuden todennäköisyyslaskennan tulokset. Taulukossa on esitetty sekä varmuuskerroin, että todennäköisyys murtumalle. Muuttujina ovat pengerkorkeus ja junakuorma.*

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m
0	<b>1.103 (17,0%)</b>	<b>1.050 (35,1%)</b>	<b>0.943 (93,12%)</b>
35,2	<b>1.013 (47,0%)</b>	<b>0.961 (69,4%)</b>	<b>0.888 (99,71%)</b>
42,4	<b>0.997 (55,2%)</b>	<b>0.949 (74,3%)</b>	<b>0.878 (99,89%)</b>
48	<b>0.984 (60,9%)</b>	<b>0.938 (78,4%)</b>	<b>0.871 (99,98%)</b>

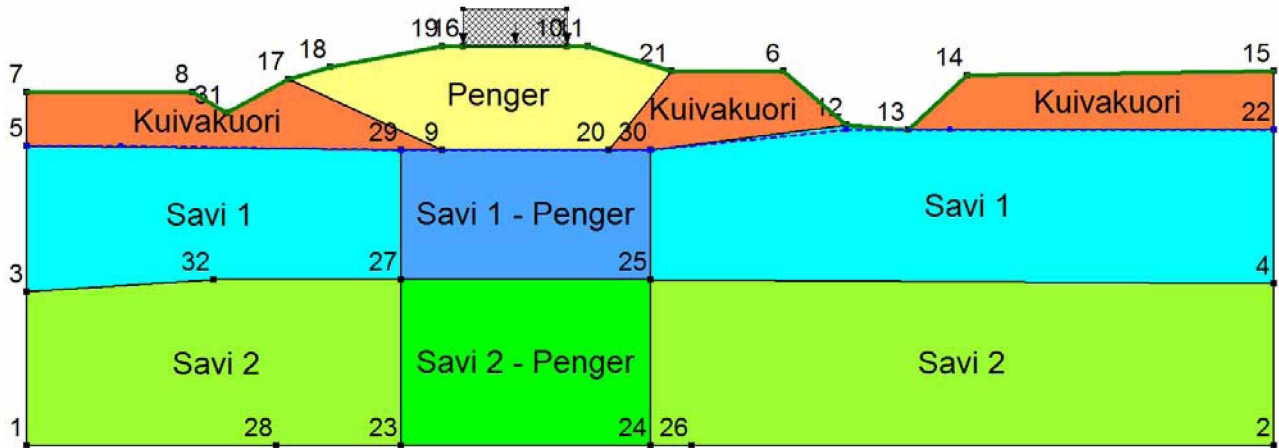


Kuva 5. Kotka-Kouvola saven leikkauslujuuden log-normaali todennäköisyysjakauma. Saven keskimääräinen leikkauslujuus  $S_u=12.4$  kN/m<sup>2</sup> ja keskihajonta 2,9.



Kuva 6. Kotka-Kouvola todennäköisyyslaskennan jakauma normaalilla pengerkorkeudella ja 48 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla.

## Laskennan tulokset, Turku-Uusikaupunki



Kuva 7. Turku-Uusikaupunki penkereen laskentamalli, jossa näkyvät maalajirajat.

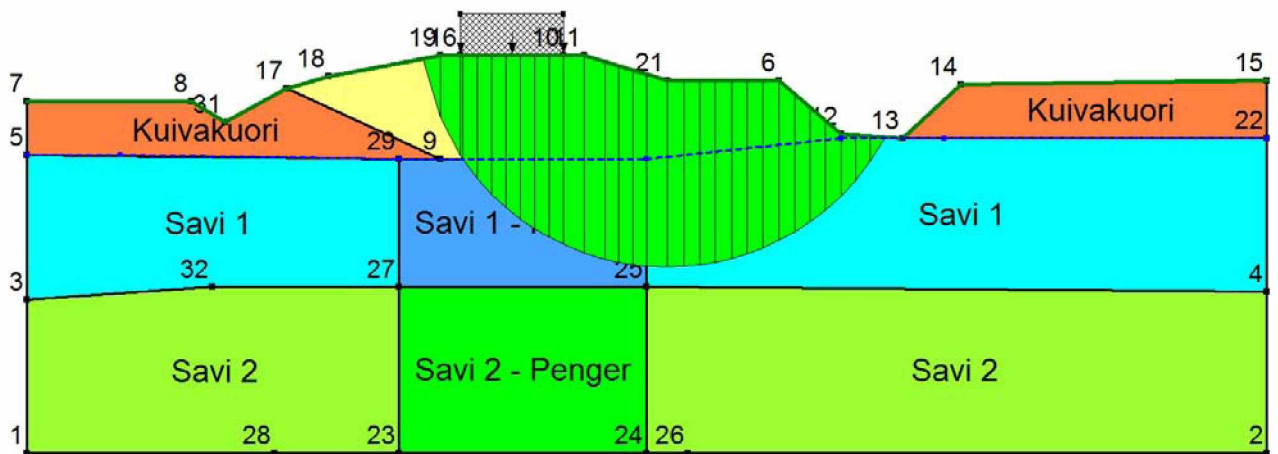
Taulukko 7. Turku-Uusikaupunki kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Kuivakuori	16	11,0	0
Savi 1 (Penger)	15,4	10,7	0
Savi 1	14,7	7,1	0
Savi 2 (Penger)	15	12,2	0
Savi 2	14,9	10,5	0

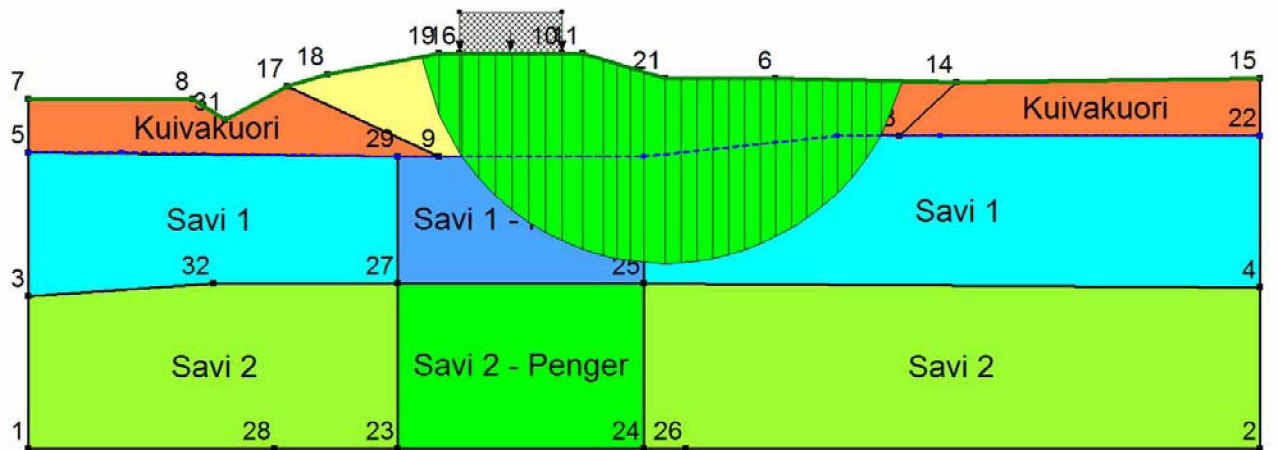
Taulukko 8. Turku-Uusikaupunki osavarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	27,4
Kuivakuori	16	7,9	0
Savi 1 (Penger)	15,4	7,6	0
Savi 1	14,7	5,1	0
Savi 2 (Penger)	15	8,7	0
Savi 2	14,9	7,5	0

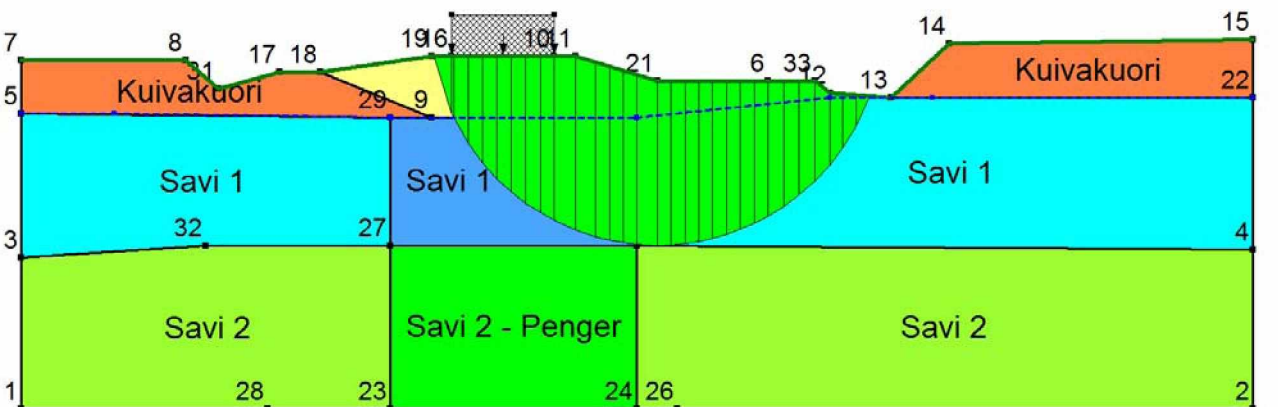




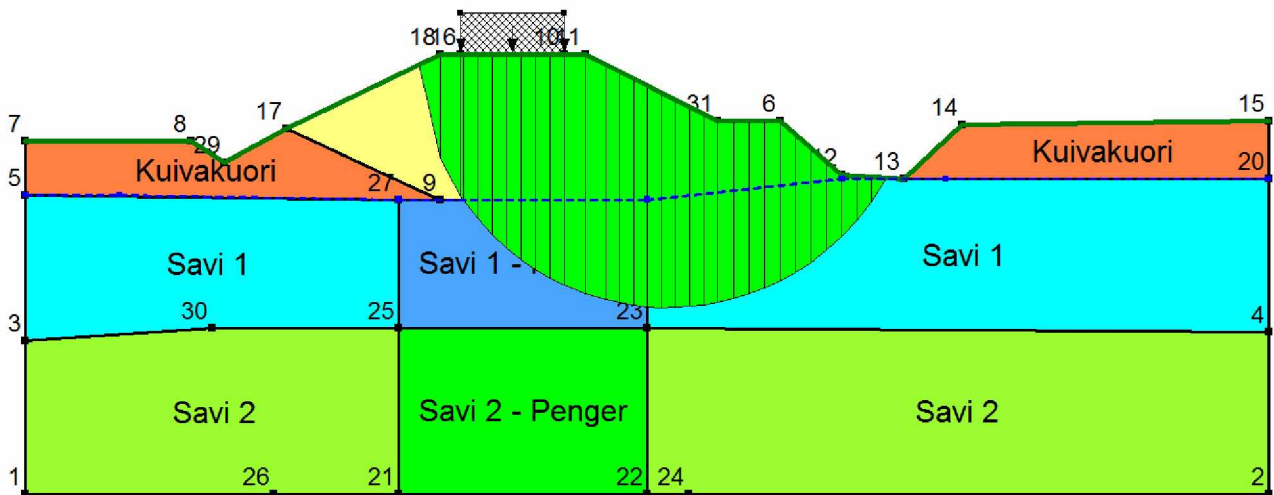
Kuva 8. Turku-Uusikaupunki penkereen tyypillinen liukupinta, joka alkaa viivakuorman reunasta ja päättyy penkereen juurella olevaan ojaan. Pengerkorkeus normaali.



Kuva 9. Turku-Uusikaupunki penkereen tyypillinen liukupinta normaalilla pengerkorkeudella, kun sivuoja on poistettu.



Kuva 10. Turku-Uusikaupunki penkereen tyypillinen liukupinta, kun pengertä alennettu 1 metri.



Kuva 11. Turku-Uusikaupunki penkereen tyypillinen liukupinta, kun pengertä nostettu 1 metri.

### Kokonaisvarmuuslaskennan tulokset

Taulukko 9. Turku-Uusikaupunki kokonaisvarmuuden laskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5/-5 kN/m<sup>2</sup>).

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	2.450	1.386	0.921	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	-	0.980	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	1.106	0.865	0.657	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	0.991	0.802	0.618	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	0.916	0.757	0.691	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	3.780	2.093	1.367	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	1.725	1.307	1.002	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	1.546	1.215	0.945	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
48	1.431	1.152	0.904	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	1.073	0.627	-	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	0.477	0.379	-	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 10. Kotka-Kouvola kokonaisvarmuuden tuloksia optimoidulla liukupinnalla. Muuttujina junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	1.293	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	0,923	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 11. Turku-Uusikaupunki kokonaisvarmuuden laskennan tulokset, kun sivuoja poistettu. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	2.623	1.379	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	1.314	0.920	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	1.140	0.809	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

## Osavarmuuslaskennan tulokset

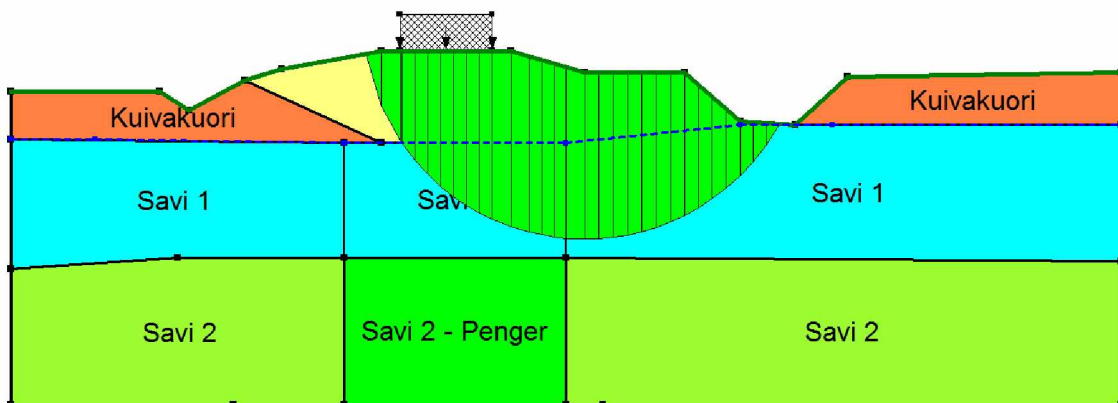
Taulukko 12. Turku-Uusikaupunki osavarmuuslaskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5/-5 kN/m<sup>2</sup>)

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	1.752	0.993	0.660	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	-	0.647	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	0.675	0.554	0.379	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	0.598	0.505	0.379	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	0.548	0.472	0.379	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	2.711	1.506	0.985	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	1.056	0.846	0.660	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	0.937	0.777	0.615	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	0.860	0.728	0.584	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.771	0.451	-	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	0.295	0.242	-	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 13. Turku-Uusikaupunki osavarmuuslaskennan laskennan tulokset, kun sivuoja poistettu. Muuttujina pengerkorkeus ja junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	1.881	0.988	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	0.810	0.580	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	0.661	0.501	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

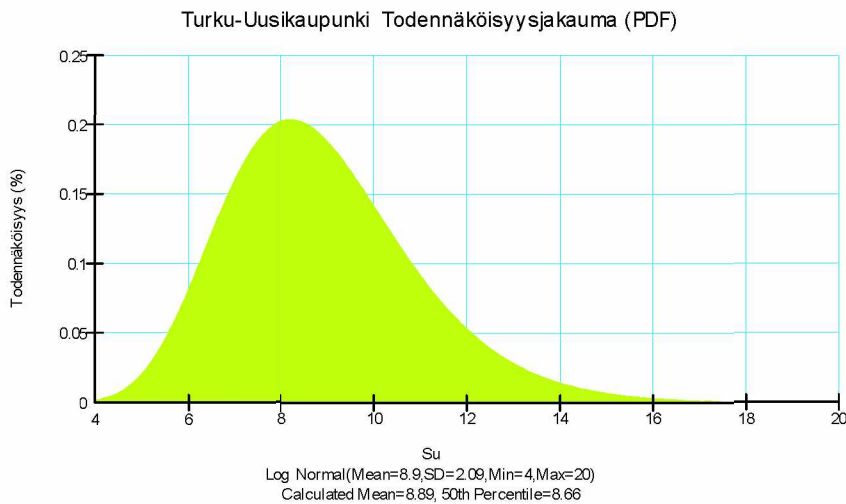
## Todennäköisyysjakaumalaskennan tulokset



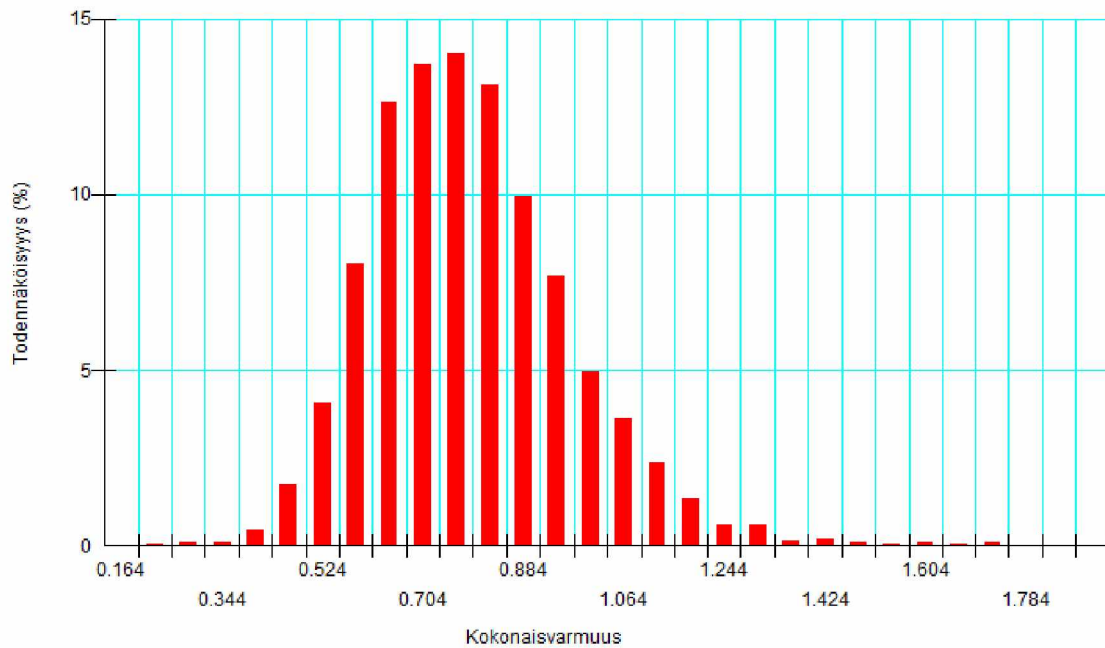
Kuva 12. Turku-Uusikaupunki todennäköisyyslaskennan laskentamalli ja tyypillinen muodostunut liukupinta (normaali pengerkorkeus) ylemmän savi-kerroksen ollessa laskennassa yhteneväinen.

Taulukko 14. Turku-Uusikaupunki todennäköisyyslaskennan tulokset saven leikkauslujuuden todennäköisyysjakaumalla. Taulukossa on esitetty sekä varmuuskerroin, että todennäköisyys murtumalle. Muuttujina ovat pengerkorkeus ja junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	-1 m	+0 m	+1 m
0	2.652 (0,11 %)	1.473 (3,74 %)	0.960 (62,1 %)
24	1.430 (7,11 %)	1.035 (47,7 %)	0.757 (92,0 %)
35,2	1.164 (30,0 %)	0.907 (71,1 %)	0.683 (97,0 %)
42,4	1.040 (47,5 %)	0.836 (82,5 %)	0.641 (98,5 %)
48	0.960 (61,6 %)	0.787 (88,6 %)	0.612 (99,1 %)

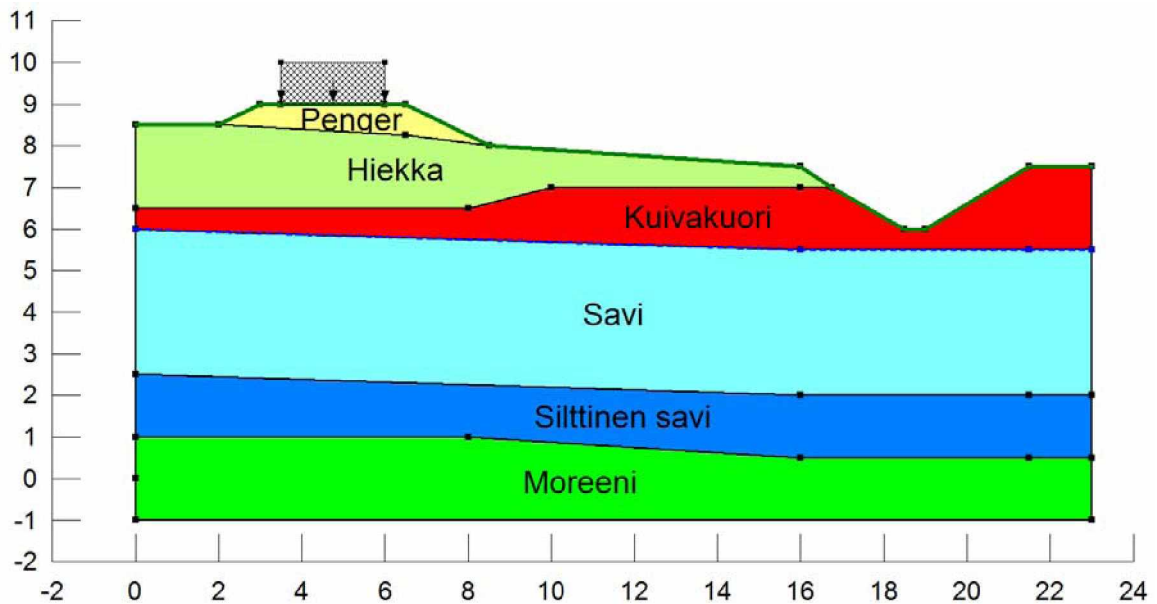


Kuva 13. Turku-Uusikaupunki saven leikkauslujuuden log-normaali todennäköisyysjakauma. Saven keskimääräinen leikkauslujuus  $S_u=8.9$  kN/m<sup>2</sup> ja keskihajonta 2,09.



Kuva 14. Turku-Uusikaupunki todennäköisyyslaskennan jakauma normaalilla pengerkorkeudella ja 48 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla.

## Laskennan tulokset, Perniö (Slope)



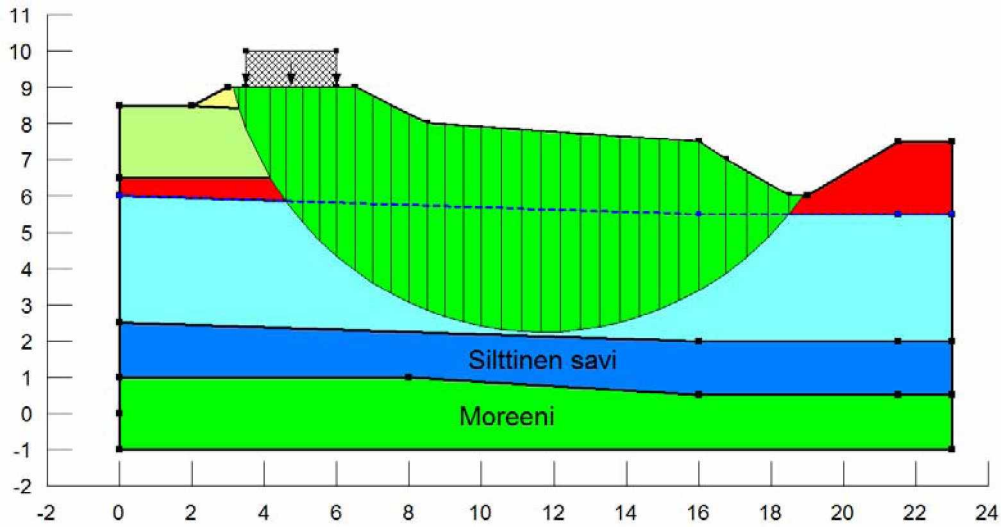
Kuva 15. Perniön penkereen laskentamalli, jossa näkyvät maalajirajat.

Taulukko 15. Perniö kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

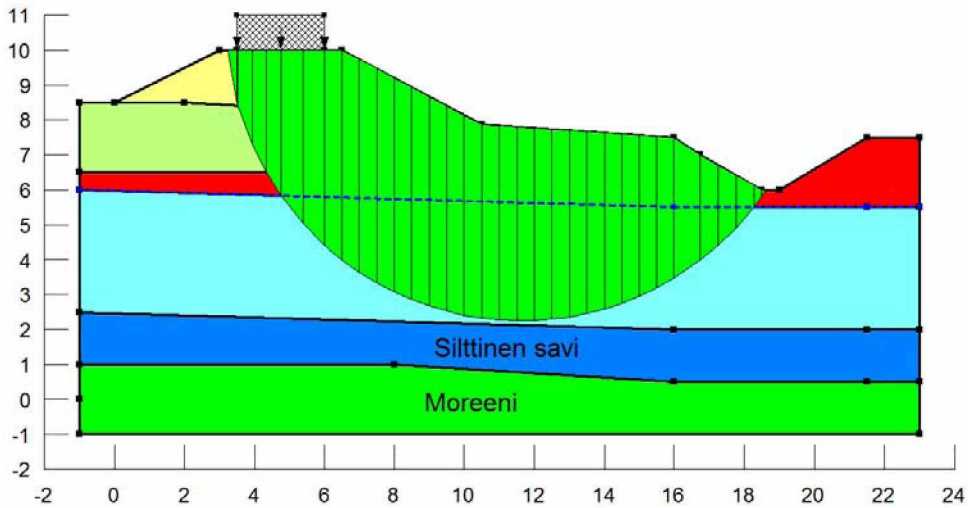
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	35
Hiekka	19	-	34
Kuivakuori	17	20,0	0
Savi	15,5	9,8	0
Silttinen savi	16,5	15,8	0
Moreeni	19	-	35

Taulukko 16. Perniö osavarmuuslaskennan parametrit.

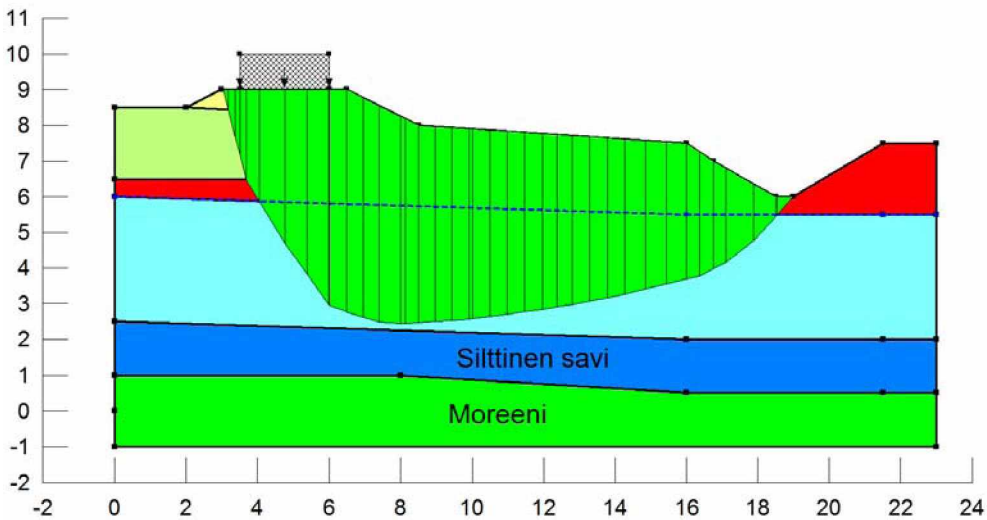
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$
Penger	20	-	27,4
Hiekka	19	-	26,6
Kuivakuori	17	14,3	0
Savi	15,5	7,0	0
Silttinen savi	16,5	11,3	0
Moreeni	19	-	27,4



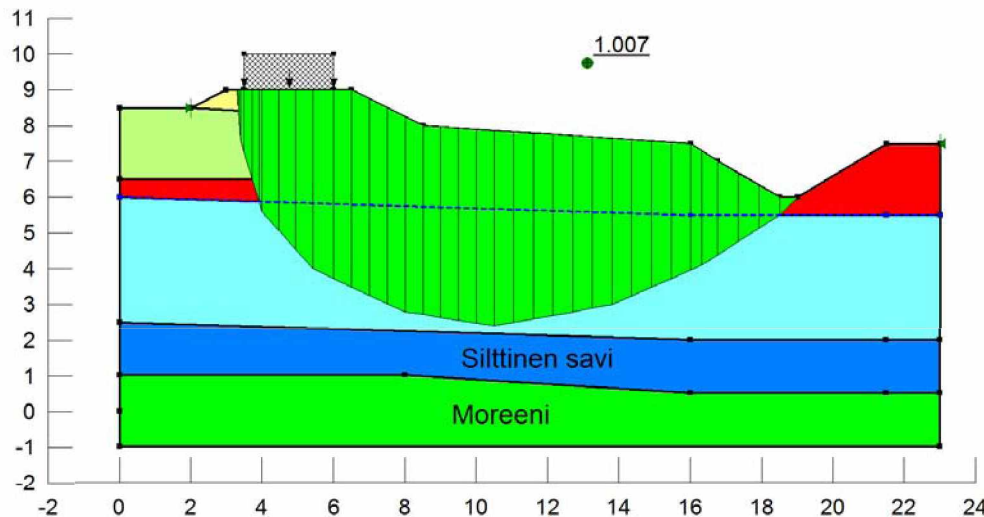
Kuva 16. Perniön laskennan tyypillinen liukupinta, joka alkaa viivakuorman reunasta ja päättyy penkereen juurella olevaan ojaan.



Kuva 17. Perniön laskennan tyypillinen liukupinta, kun pengerkorkeutta kasvatettu metrillä (+1m).



Kuva 18. Perniön laskenta optimoitu liukupinta, 42,4 kN/m<sup>2</sup> kuormalla.



Kuva 19. Perniön laskennan täysin manuaalisesti määritetty liukupinta. Liukupinta on tehty vastaamaan Plaxiksen FEM mallissa saatua liukupinnan muotoa. Laskennassa käytetty  $42,4 \text{ kN/m}^2$  kuormaa.

#### Kokonaisvarmuuslaskennan tulokset

Taulukko 17. Perniön kokonaisvarmuuden laskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus ( $+5/-5 \text{ kN/m}^2$ ).

$\text{kN/m}^2$ ( $b=2,5\text{m}$ )	+0 m	+1 m	$S_u$ :n muutos
0	1.522	1.001	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	1.170	0.854	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	1.060	0.797	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	1,000	0.763	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	0.957	0.739	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
85	0,770	-	
0	2.188	1.482	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
24	1.673	1.240	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	1.51	1.152	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	1.423	1.104	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
48	1.326	1.068	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.839	0.564	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
24	0.650	0.475	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	0.590	0.443	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 18. Perniön kokonaisvarmuuden tuloksia optimoidulla liukupinnalla. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma.

$\text{kN/m}^2$ ( $b=2,5\text{m}$ )	+0 m	+1 m	$S_u$ :n muutos
0	1.445	0.960	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	1.083	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	0.867	0.675	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
85	0.571	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 19. Perniön kokonaisvarmuuden tuloksia manuaalisesti määritetyllä liukupinnalla. Muuttujina junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	S <sub>u</sub> :n muutos
35,2	<b>1.085</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>1.007</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	<b>0.955</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

## Osavarmuuslaskennan tulokset

Taulukko 20. Perniön osavarmuuslaskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5/-5 kN/m<sup>2</sup>).

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>1.059</b>	<b>0.726</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	<b>0.786</b>	<b>0.596</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.698</b>	<b>0.547</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	<b>0.652</b>	<b>0.519</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	<b>0.619</b>	<b>0.491</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>1.545</b>	<b>1.066</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	<b>1.124</b>	<b>0.850</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.995</b>	<b>0.777</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
55,1	<b>0.930</b>	<b>0.738</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
62,4	<b>0.884</b>	<b>0.710</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>0.597</b>	<b>0.410</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	<b>0.434</b>	<b>0.330</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0.386</b>	<b>0.303</b>	-5 (kN/m <sup>2</sup> )

Taulukko 21. Perniön osavarmuuslaskennan tuloksia optimoidulla liukupinnalla. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma.

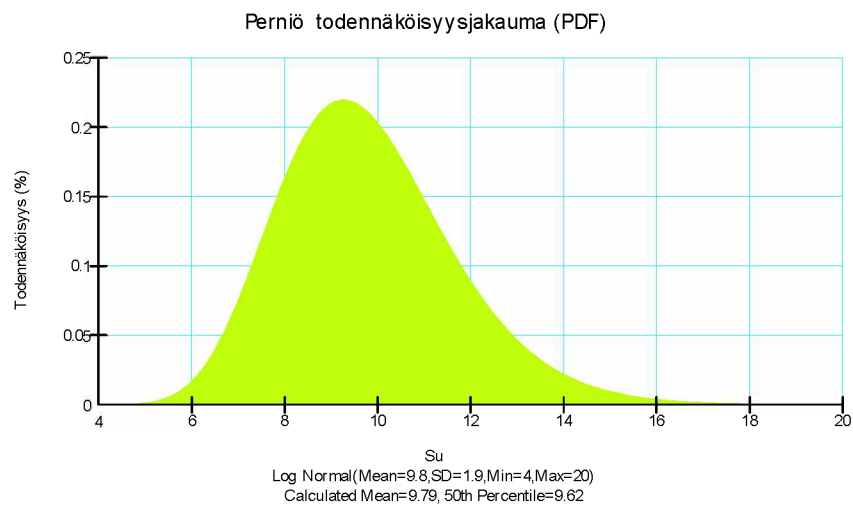
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>1.019</b>	<b>0.686</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	<b>0.714</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	<b>0,540</b>	<b>0,470</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )

## Todennäköisyysjakaumalaskennan tulokset

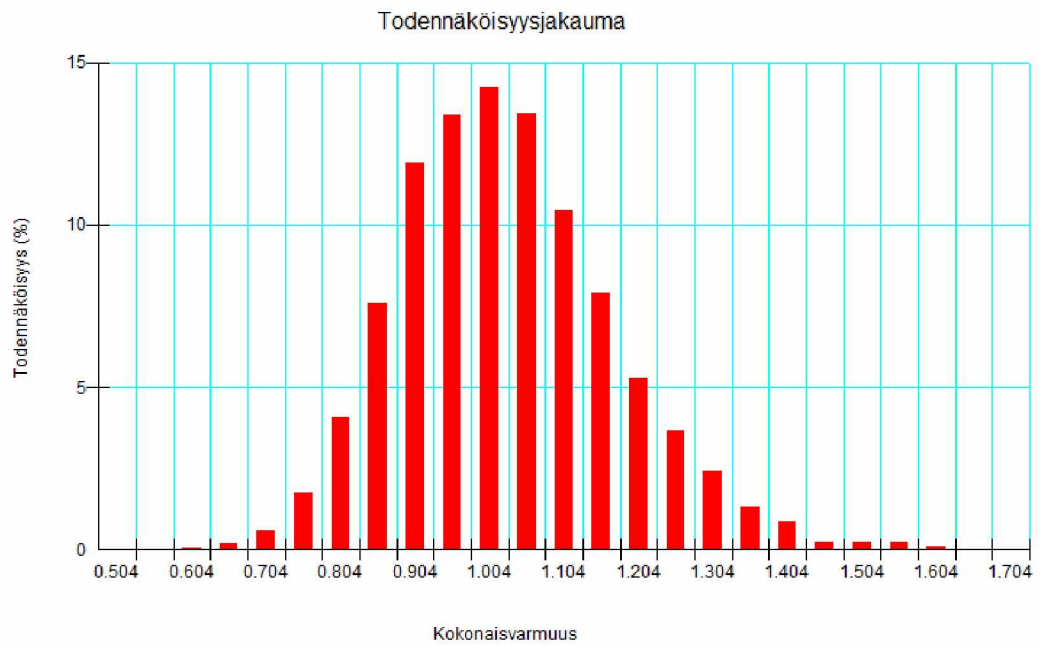
Taulukko 22. Perniön todennäköisyyslaskennan tulokset saven leikkauslujuuden todennäköisyysjakaumalla. Taulukossa on esitetty sekä varmuuskerroin, että todennäköisyys murtumalle. Muuttujina ovat pengerkorkeus ja junakuorma.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m
0	<b>1.522 (0,27 %)</b>	<b>1.017 (49,1 %)</b>
24	<b>1.170 (16,7 %)</b>	<b>0.854 (87,2 %)</b>
35,2	<b>1.060 (38,2 %)</b>	<b>0.797 (94,4 %)</b>
42,4	<b>0,999 (53,8 %)</b>	<b>0.763 (97,0 %)</b>
48	<b>0.957 (64,9 %)</b>	<b>0.739 (98,2 %)</b>





Kuva 20. Perniön saven leikkauslujuuden log-normaali todennäköisyysjakauma. Saven keskimääräinen leikkauslujuus  $S_u=9,8$  kN/m<sup>2</sup> ja keskihajonta 1,9.



Kuva 21. Perniön todennäköisyyslaskennan jakauma normaalilla pengerkorkeudella ja 48 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla.

## Laskennan tulokset, Perniö (Plaxis)

Taulukko 23. Perniö Plaxis kokonaisvarmuuslaskennan parametrit.

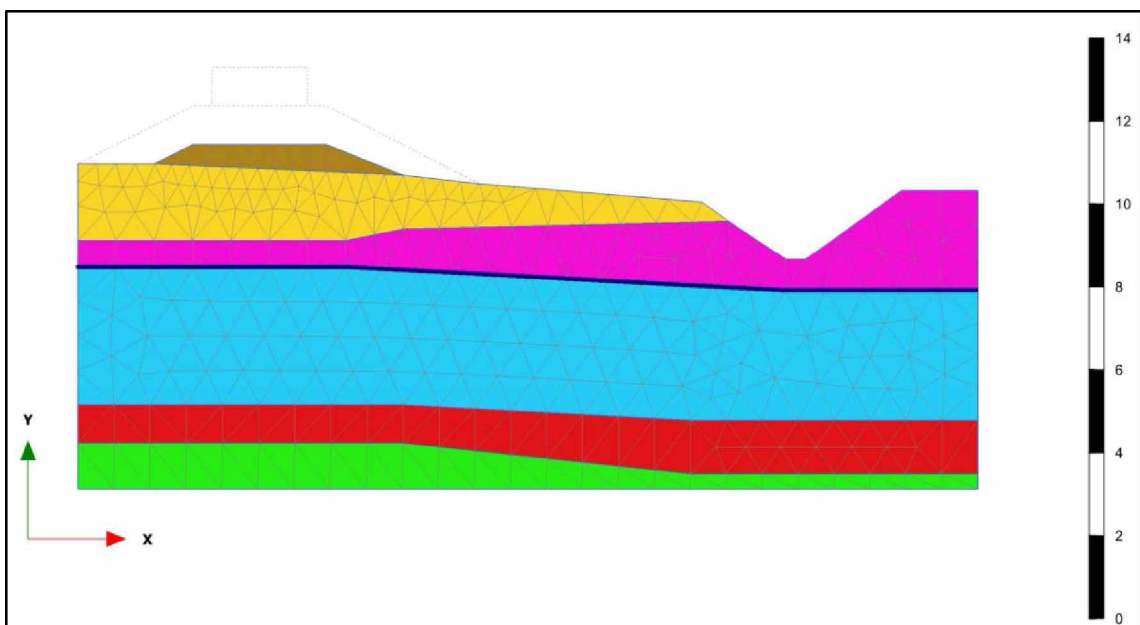
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$	$\lambda$	$\nu$	$E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )
Penger	20	-	35	5	0,30	100
Hiekka	19	-	34	4	0,33	20
Kuivakuori	17	20,0	1*	0	0,33	10
Savi	15,5	9,8	1*	0	0,33	3
Silttinen savi	16,5	15,8	1*	0	0,33	5
Moreeni	19	-	35	5	0,30	20

\*Laskennassa koheesiomaille käytetty kestävyysleikkauskestävyyskulma oli yksi ( $\varphi=1$ ), koska arvo nolla olisi ohjelman manuaalin mukaan saattanut aiheuttaa laskennallisia ongelmia.

Taulukko 24. Perniö osavarmuuslaskennan parametrit.

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	$\gamma$	$S_u$	$\varphi$	$\lambda$	$\nu$	$E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )
Penger	20	-	27,4	0	0,30	100
Hiekka	19	-	26,6	0	0,33	20
Kuivakuori	17	14,3	1*	0	0,33	10
Savi	15,5	7,0	1*	0	0,33	3
Silttinen savi	16,5	11,3	1*	0	0,33	5
Moreeni	19	-	27,4	0	0,30	20

\*Laskennassa koheesiomaille käytetty kestävyysleikkauskestävyyskulma oli yksi ( $\varphi=1$ ), koska arvo nolla olisi ohjelman manuaalin mukaan saattanut aiheuttaa laskennallisia ongelmia.



Kuva 22. Perniön FEM-laskennassa käytetty elementtiverkko, normaalilla pengerkorkeudella.

### Plaxis kokonaisvarmuuslaskennan tulokset

Taulukko 25. Perniön kokonaisvarmuuden laskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5 kN/m<sup>2</sup>).

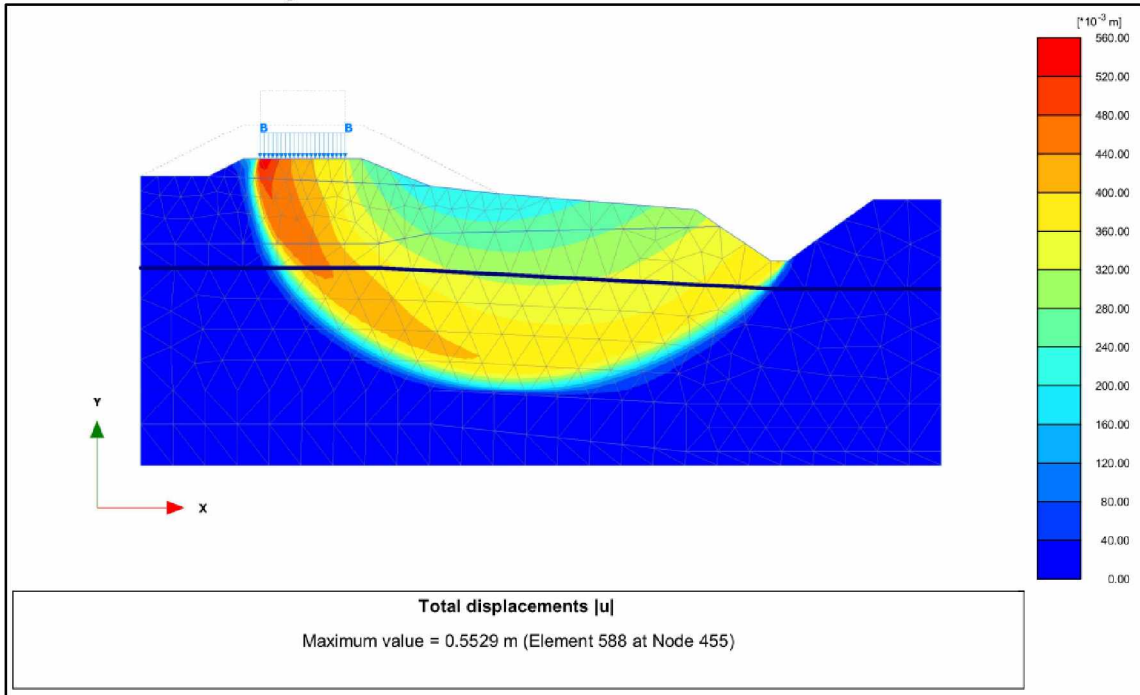
kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>1.701</b>	<b>1.169</b>	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
24	<b>1.323</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>1.197</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>1.128</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
48	-	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>2.337</b>	<b>1.602</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
24	<b>1.817</b>	<b>1.371</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
35,2	<b>1.639</b>	<b>1.277</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
42,4	<b>1.539</b>	<b>1.227</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
48	<b>1.471</b>	<b>1.177</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )

### Plaxis osavarmuuslaskennan tulokset

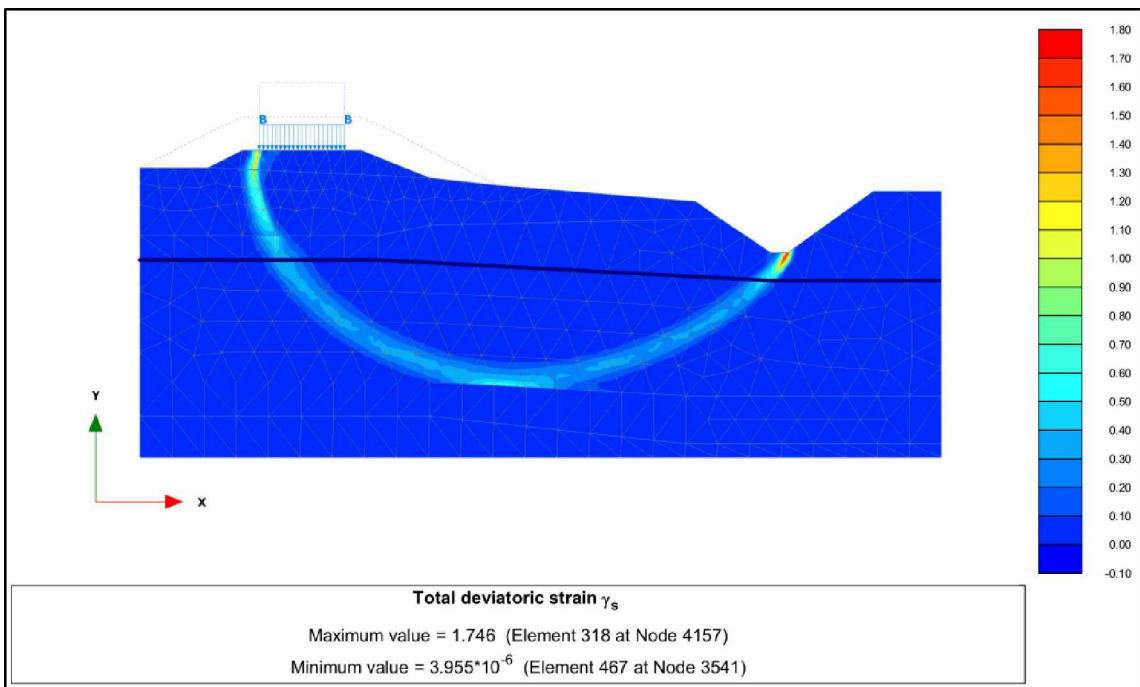
Taulukko 26. Perniön osavarmuuslaskennan tulokset. Muuttujina pengerkorkeus, junakuorma ja saven leikkauslujuus (+5 kN/m<sup>2</sup>).

kN/m <sup>2</sup> (b=2,5m)	+0 m	+1 m	S <sub>u</sub> :n muutos
0	<b>1.248</b>	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	-	-	+0 (kN/m <sup>2</sup> )
0	<b>1.704</b>	<b>1.171</b>	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
31,2	<b>1.239</b>	-	+5 (kN/m <sup>2</sup> )
45,8	-	-	+5 (kN/m <sup>2</sup> )

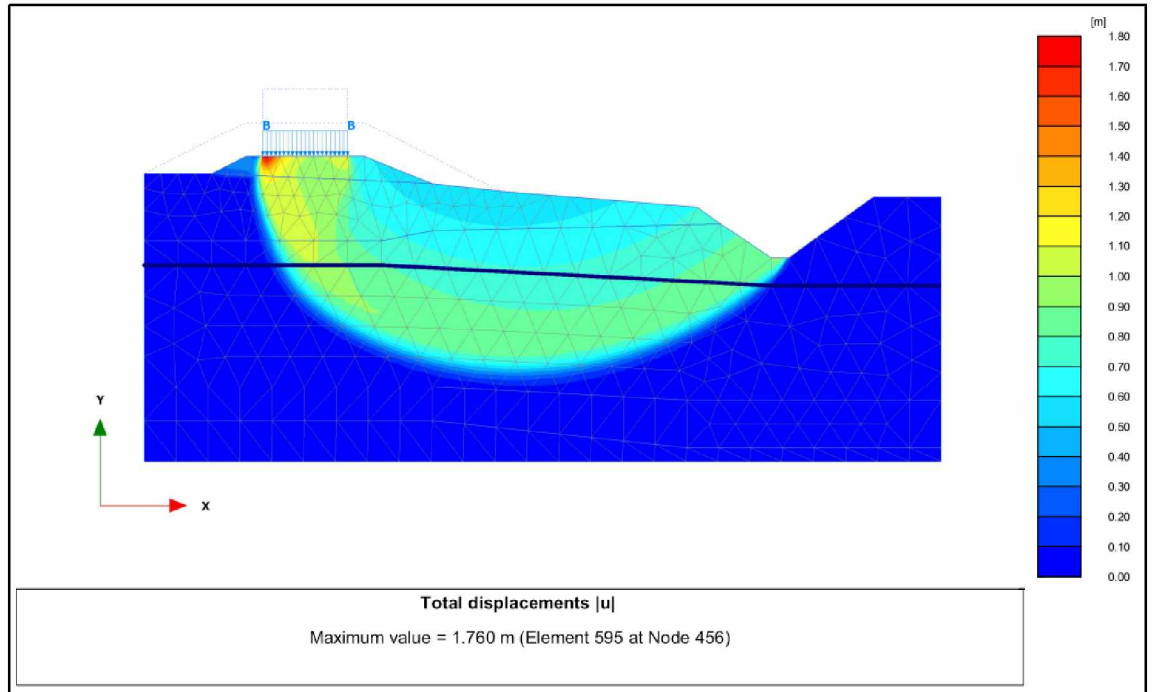
Plaxis laskennan kuvaajat



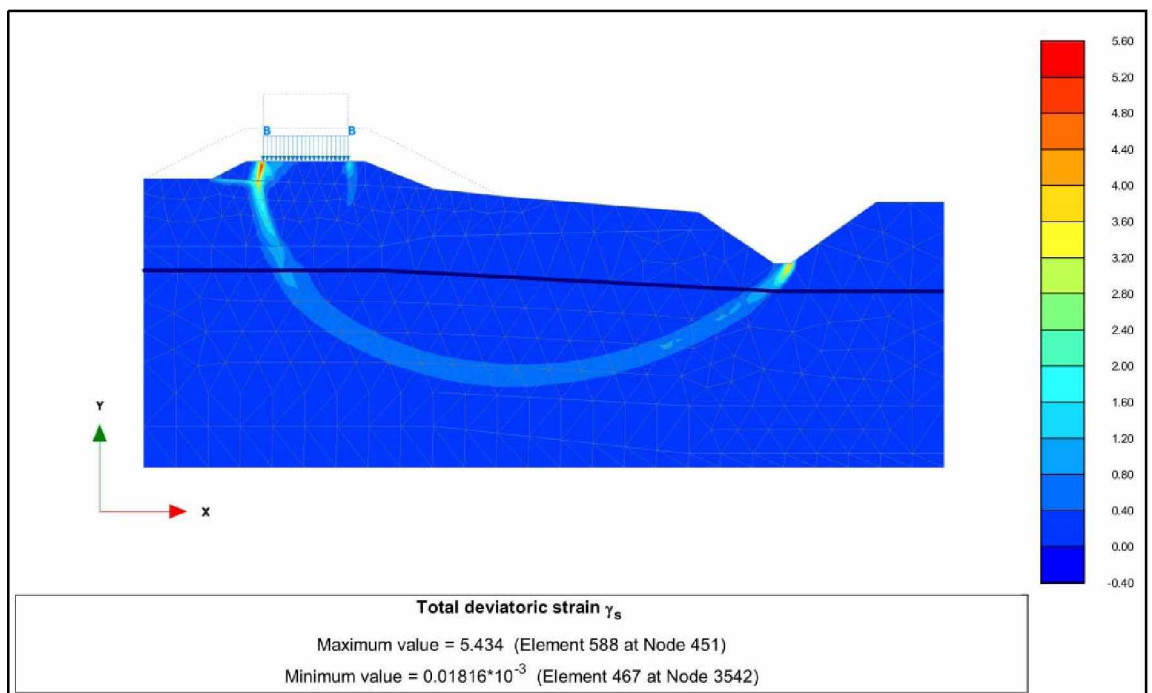
Kuva 23. Koepenkereen siirtymät normaalilla pengerkorkeudella ja 42,4 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla.



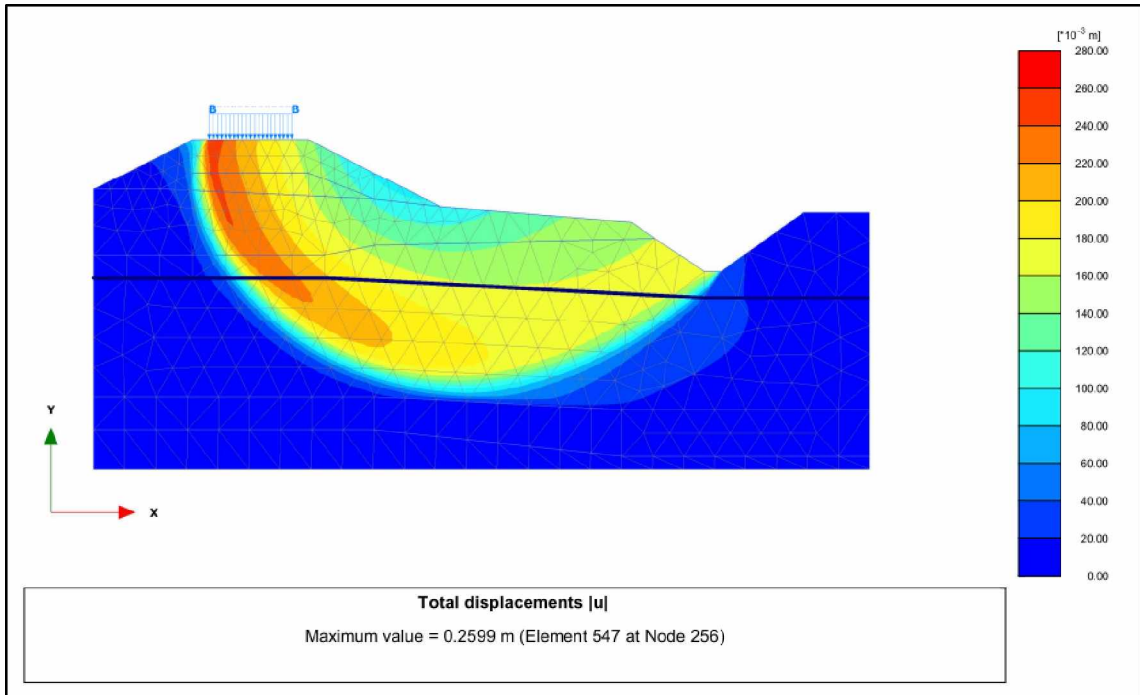
Kuva 24. Koepenkereen jännitys normaalilla pengerkorkeudella ja 42,4 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla.



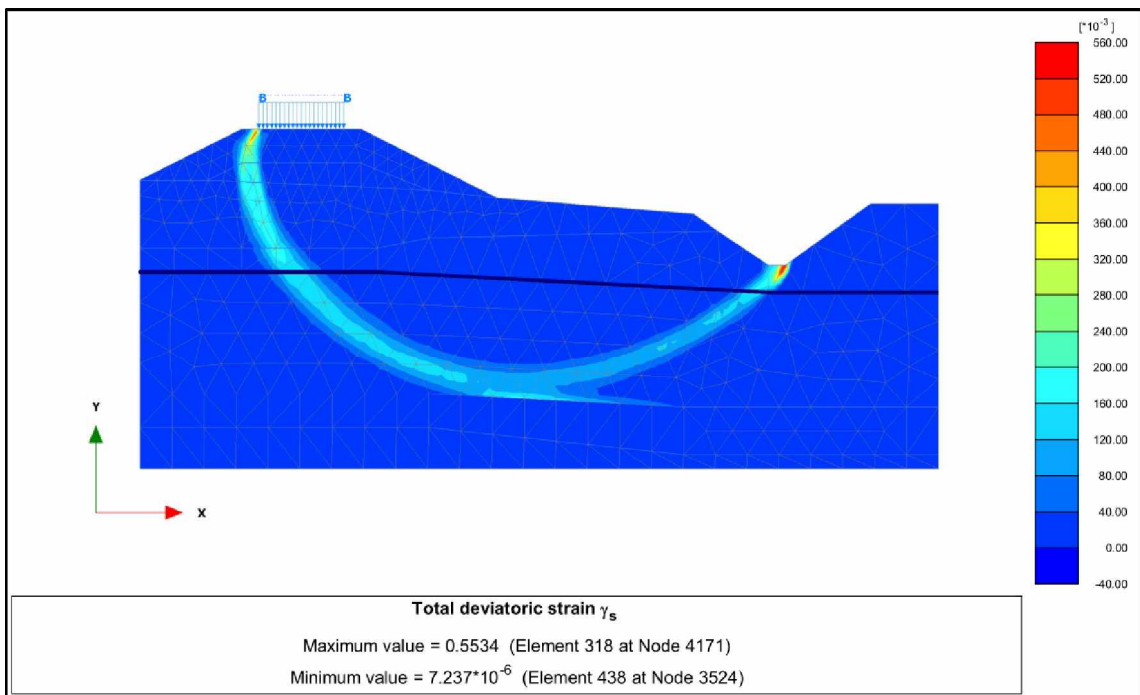
Kuva 25. Koepenkereen siirtymät normaalilla pengerkorkeudella ja  $48 \text{ kN/m}^2$  junakuormalla, kun saven leikkauslujuutta on kasvatettu  $+5 \text{ kN/m}^2$ .



Kuva 26. Koepenkereen jännitys normaalilla pengerkorkeudella ja  $48 \text{ kN/m}^2$  juna kuormalla, kun saven leikkauslujuutta on kasvatettu  $+5 \text{ kN/m}^2$ .



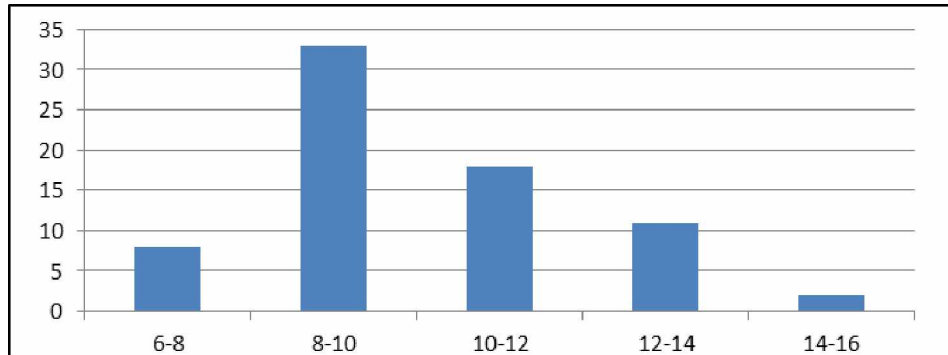
Kuva 27. Koepenkereen siirtymät +1.0m pengerkorkeudella ja 48 kN/m<sup>2</sup> juna-kuormalla, kun saven leikkauslujuutta on kasvatettu +5 kN/m<sup>2</sup>.



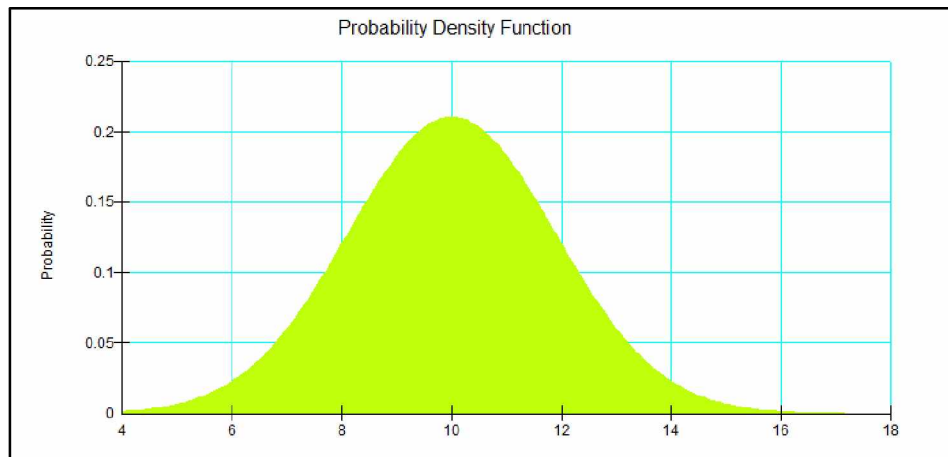
Kuva 28. Koepenkereen jännitys +1.0m pengerkorkeudella ja 48 kN/m<sup>2</sup> junakuormalla, kun saven leikkauslujuutta on kasvatettu +5 kN/m<sup>2</sup>.

# Siipikairausvastukset

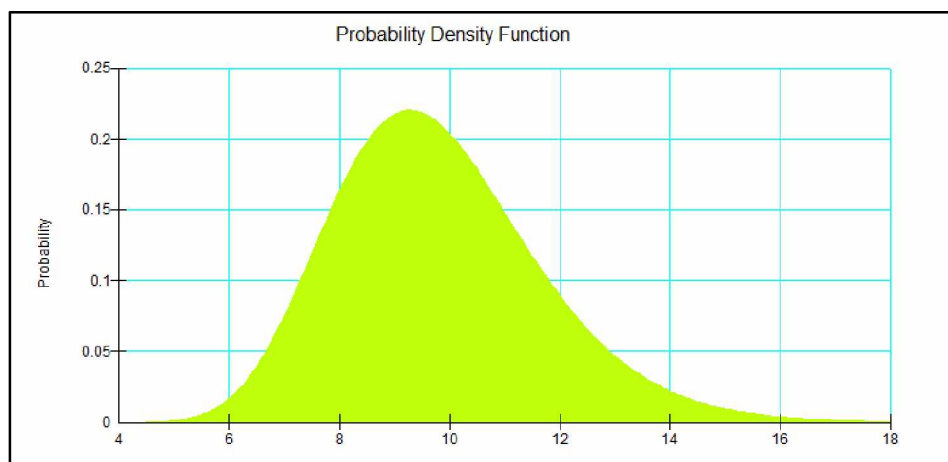
## Perniö



Kuva 1. Perniön savikerroksen siipikairausten perusteella saatu leikkauslujuuden jakautuminen. X-akselilla mittaustulokset on jaksotettu leikkauslujuuden mukaisesti ( $\text{kN/m}^2$ ) ja y-akselilla on kunkin jakson yleisyys.

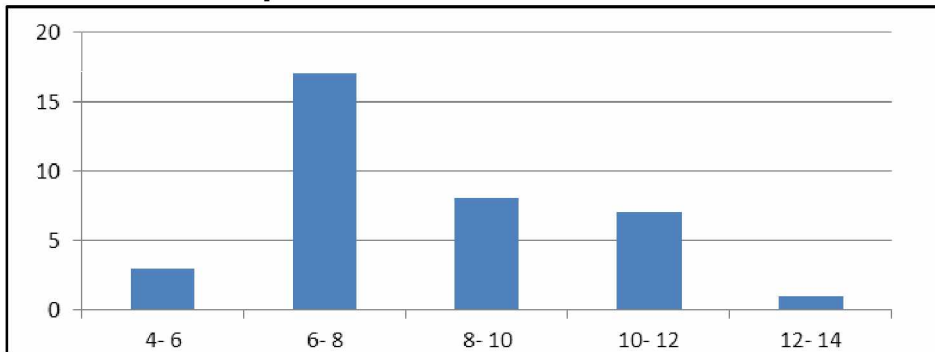


Kuva 2. Perniön mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mittatulosten pohjalta muodostettu log-normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saaven leikkauslujuudelle.

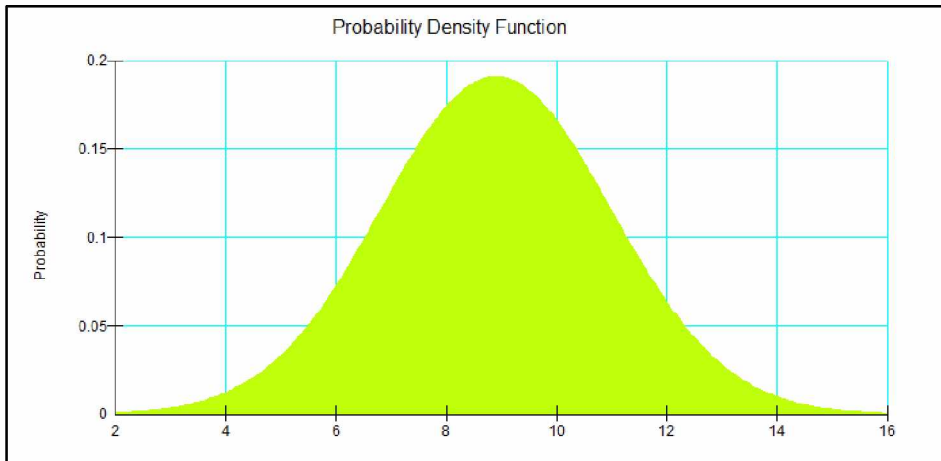


Kuva 3. Perniön mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mittatulosten pohjalta muodostettu normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saaven leikkauslujuudelle.

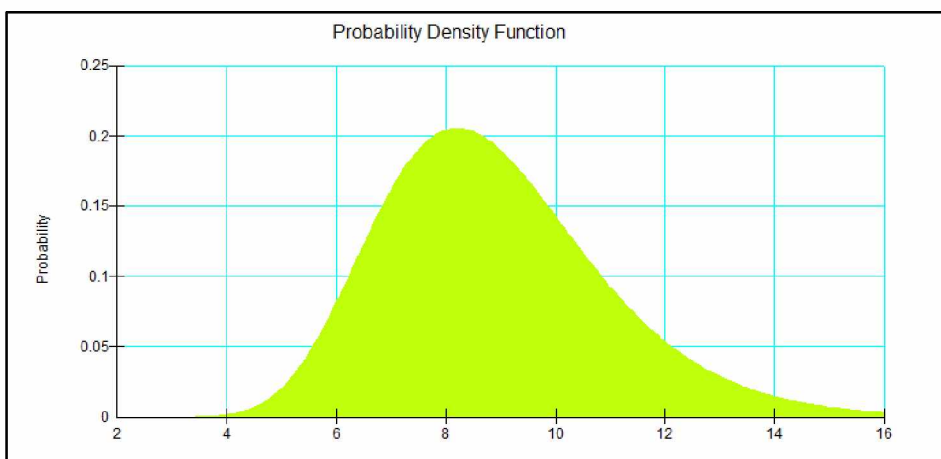
## Turku-Uusikaupunki



Kuva 4. Turku-Uusikaupunki savikerroksen siipikairausten perusteella saatu leikkauslujuuden jakautuminen. X-akselilla mittaustulokset on jaksotettu leikkauslujuuden mukaisesti (kN/m<sup>2</sup>) ja y-akselilla on kunkin jakson yleisyys.



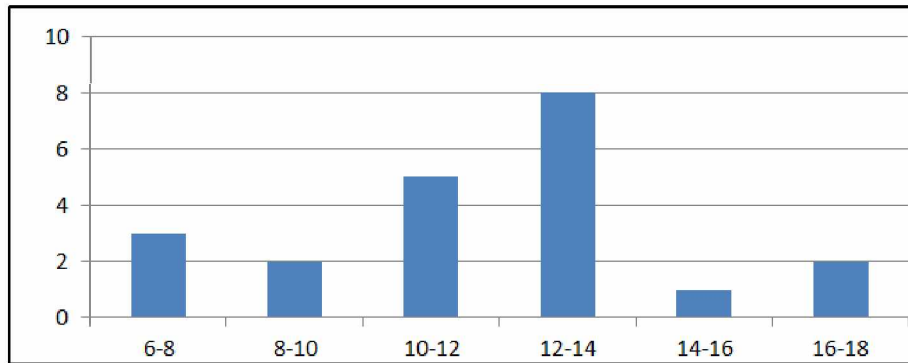
Kuva 5. Turku-Uusikaupunki mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mitatutulosten pohjalta muodostettu log-normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saven leikkauslujuudelle.



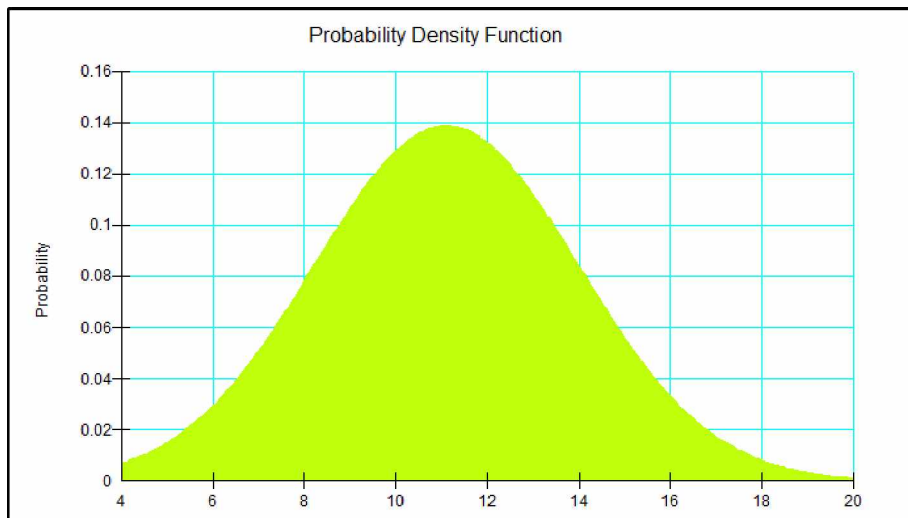
Kuva 6. Turku-Uusikaupunki mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mitatutulosten pohjalta muodostettu log-normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saven leikkauslujuudelle.



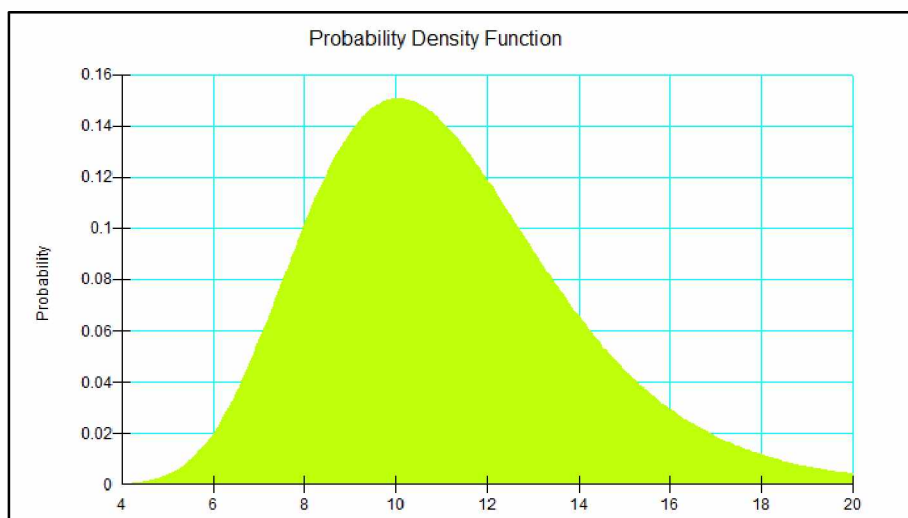
## Kotka-Kouvola



Kuva 7. Kotka-Kouvola savikerroksen siipikairausten perusteella saatu leikkauslujuuden jakautuminen. X-akselilla mittaustulokset on jaksotettu leikkauslujuuden mukaisesti ( $\text{kN/m}^2$ ) ja y-akselilla on kunkin jakson yleisyys.



Kuva 8. Kotka-Kouvola mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mittatulosten pohjalta muodostettu normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saven leikkauslujuudelle.



Kuva 9. Kotka-Kouvola mitoituskohteen savikerroksen siipikairausten mittatulosten pohjalta muodostettu log-normaalijakauman tiheysfunktion kuvaaja saven leikkauslujuudelle.





