

Leena Korkiala-Tanttu  
Monica Löfman

## Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa





Leena Korkiala-Tanttu, Monica Löfman

Luotettavuuden arviointi ja  
riskienhallinta geoteknisessä  
suunnittelussa

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2016

*Kannen kuva: Anssi Viiru*

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

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-318-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Leena Korkiala-Tanttu ja Monica Löfman: Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa.** Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2016. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2016. 101 sivua ja 1 liite. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-318-7.

**Avainsanat:** luotettavuus, riskienhallinta, geotekninen suunnittelu, elinkaari

## Tiivistelmä

Geotekniseen suunnitelmaan liittyvä epävarmuus otetaan nykyisin yleensä huomioon omaksumalla varmuuslukumenetelmä. Vaihtoehtoinen lähestymistapa on luotettavuuteen perustuva suunnittelu eli RBD (reliability-based design). RBD-menetelmissä eri tekijöihin liittyvä epävarmuus voidaan ottaa huomioon käyttämällä jakaumia vakioarvojen sijaan – kyseessä on siis todennäköisyyslaskentaan ja tilastolliseen analyysiin perustuva menetelmä. Tässä selvityksessä kuvaillaan RBD-menetelmien keskeiset periaatteet, laskentamenetelmät ja sovelluskohteet. RBD-menetelmien käyttö sekä stabiliteetti- että painumalaskelmissa kuvaillaan myös laskentaesimerkkien avulla.

Selvityksessä kuvaillaan eri epävarmuuden lähteet geoteknisessä suunnittelussa. Näistä kenties merkittävin on maaparametreihin liittyvä epävarmuus, ja tutkimuksessa selvitetään myös pohjasuhteiden tunnistamiseen liittyviä riskejä sekä eri pohjatutkimusten luotettavuutta. RBD-menetelmissä maaparametreihin tai kuormiin liittyvä epävarmuus voidaan ottaa huomioon variaatiokertoimen avulla, ja tieto variaatiokertoimesta edelleen mahdollistaa muuttujan jakauman arvioinnin. Selvityksessä kuvaillaan, kuinka variaatiokerroin määritetään, ja listataan eri maaparametrien variaatiokertoimien tyypillisiä vaihteluvälejä. Lisäksi selvityksessä ohjeistetaan, kuinka maaparametrin ominaisarvo voidaan määrittää tilastollisten menetelmien avulla.

Selvityksessä käsitellään myös geotekniseen suunnitteluun liittyvien riskien tunnistusta ja hallintaa. Riskienhallinta on olennainen osa luotettavaa suunnittelua, mutta olemassa olevat työkalut eivät ole kovinkaan tehokkaita. Erityisesti infrarakentamisessa käyttörajatila on usein mitoittava, ja esimerkiksi painumaerot heijastuvat suoraan elinkaarikustannuksiin. Selvityksessä kuvaillaan elinkaaritarkastelujen pääperiaatteet sekä tarkastellaan elinkaarikustannusanalyysiin ongelmakohtia. Käyttörajatilamitoitukseen liittyvien riskien arvioinnissa RBD-menetelmät ovat varteenotettava lähestymistapa.

RBD-menetelmien käyttö Suomessa on kuitenkin edelleen vähäistä. Ohjeistusta ei ole juurikaan saatavilla, ja maaparametrien sekä kuormien jakaumien luotettava määrittäminen vaatii lisää tutkimustyötä.

**Leena Korkiala-Tanttu och Monica Löfman: Bedömning av tillförlitlighet samt riskhantering inom geoteknisk planering.** Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2016. Trafikverkets undersökningar och utredningar 44/2016. 101 sidor och 1 bilaga. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-318-7.

## Sammanfattning

I dagens läge behandlas osäkerheten i samband med en geoteknisk plan i allmänhet med säkerhetstalmetoden. En alternativ metod är s.k. tillförlitlighetsbaserad planering, dvs. RBD (reliability-based design). Med RBD-metoder är det möjligt att ta hänsyn till osäkerheten i samband med olika faktorer genom att använda fördelningar i stället för standardvärden. Det är således fråga om en metod som bygger på sannolikhetskalkyler och statistisk analys. I den här studien beskrivs de centrala principerna, beräkningsprinciperna och tillämpningsmålen för RBD-metoder. Användningen av RBD-metoder för både stabilitets- och sättningskalkyler beskrivs också med hjälp av kalkylexempel.

Studien beskriver de olika osäkerhetskällorna vid geoteknisk planering. Den främsta av dessa är kanske osäkerheten i fråga om markparametrarna, och studien utreder också risker som förknippas med identifieringen av grundförhållanden samt tillförlitligheten av olika grundundersökningar. I RBD-metoder kan osäkerheten i samband med markparametrar eller laster beaktas med hjälp av en variationskoefficient, och informationen om variationskoefficienten gör det möjligt att bedöma variabelns fördelning. Studien beskriver hur en variationskoefficient definieras och listar typiska variationsintervaller för variationskoefficienterna för olika markparametrar. I studien ges också instruktioner för hur egenvärdet för en markparameter kan fastställas med statistiska metoder.

I studien behandlas dessutom identifieringen och hanteringen av risker i anslutning till geoteknisk planering. Riskhantering är en väsentlig del av tillförlitlig planering, men de existerande verktygen är inte särskilt effektiva. Särskilt vid infrastrukturbyggande ska bruksgränstillståndet ofta dimensioneras och till exempel sättningsdifferenser påverkar direkt livscykelkostnaderna. Studien beskriver huvudprinciperna för livscykelanalyser och granskar problematiska punkter i anslutning till analys av livscykelkostnader. Vid bedömningen av risker som gäller dimensioneringen av bruksgränsdimensioner är RBD-analyser ett beaktansvärt tillvägagångssätt.

RBD-metoder används emellertid fortfarande i mycket liten omfattning i Finland. Det finns knappt några instruktioner att få och det behövs mer forskning för att markparametrarna och fördelningen av laster ska kunna fastställas tillförlitligt.

**Leena Korkiala-Tanttu and Monica Löfman: Reliability assessment and risk management in geotechnical design.** Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2016. Research reports of the Finnish Transport Agency 44/2016. 101 pages and 1 appendix. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-318-7.

## Summary

Nowadays, the uncertainty related to geotechnical design is usually taken into account by adopting a safety factor method. The alternative approach is reliability-based design or RBD. In RBD, the uncertainty in different factors is taken into account by using a distribution instead of fixed values – thus this method is based on probabilistic and statistical analyses. In this report, RBD is introduced by describing the main principles, calculation methods and applications. The usage of RBD methods is further introduced by using calculation examples of stability and settlement problems.

In the report, the sources of uncertainty in geotechnical design are described. Probably the most significant of these is the uncertainty in soil parameters, and the risks related to identifying the soil layers and the reliability of different soil investigation methods are studied as well. In RBD, the uncertainty in soil parameters and loads can be taken into account by using the coefficient of variation, which enables the estimation of the distribution of the variable. In the report, the determination of coefficient of variation is described and typical ranges of coefficient of variation for different soil parameters are listed. In addition, instructions on how to determine the characteristic value by using statistical methods are provided.

Furthermore, the risk assessment and management in geotechnical design are studied. Risk management is a crucial part of reliable design, yet tools provided for risk management are often inefficient. In infrastructure construction especially, the design is often governed by serviceability limit state. Moreover, differential settlement increase life circle costs. As such, the main principles of life circle assessment and life circle cost analysis are introduced as well. When it comes to risk assessment of serviceability limit state design, RBD methods can be quite useful.

Even so, usage of RBD methods in Finland is still uncommon. Guidance and instructions in Finnish are almost nonexistent, and further research is required in order to enable reliable determination of distributions of soil parameters and loads.

## Esipuhe

Tämä raportti perustuu Liikenneviraston toimeksiannosta Aalto yliopistossa tehtyyn T&K-projektiin Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa. Projektin tavoitteena oli selvittää maaperätietoihin liittyvää epävarmuutta sekä lähtötietojen kattavuuden vaikutusta epävarmuuteen. Toinen tavoite on tuottaa menettelyitä kohteen riskien arviointiin lähtötietojen hankinnassa, niiden laadun arvioinnissa sekä suunnitelmaratkaisujen taustalla olevien mitoitusten menetelmien arvioinnissa. Tutkimuksella analysointiin riskien arvioinnin nykyiset menettelyt ja hankittiin perustietoa luotettavuuteen perustuvan suunnittelumenetelmien käytölle. Projekti oli luonteeltaan taustaselvitys riskienhallintaan perustuvien soveltamisesta geoteknisessä suunnittelussa. Työ osana tehtiin yös Monica Löfmanin diplomityö "Perniön saven parametrien luotettavuuden ja saven eri ominaisuuksien välisten korrelaatioiden arviointi".

Projekti tehtiin Aalto-yliopiston insinööritieteiden korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa professori Leena Korkiala-Tantun ja tekniikan kandidaatti Monica Löfmanin toimesta.

Liikennevirastosta työtä ohjasivat Panu Tolla, Veli-Matti Uotinen ja Erkki Mäkelä.

Helsingissä syyskuussa 2016

Liikennevirasto  
Tekniikka ja ympäristö -osasto



# Sisällysluettelo

KÄSITELISTA .....	9
1 JOHDANTO .....	10
1.1 Työn tausta .....	10
1.2 Työn tavoitteet .....	11
2 RISKIENHALLINTA JA LUOTETTAVUUSANALYYSIT OSANA GEOTEKNISTÄ SUUNNITTELUA .....	13
2.1 Geotekninen suunnittelu prosessina .....	13
2.2 Riskien tunnistaminen .....	15
2.3 Väylärakenteiden elinkaaritarkastelut .....	19
2.3.1 Elinkaaritarkastelujen lähtökohdat .....	19
2.3.2 Elinkaarikustannusanalyysi .....	20
2.3.3 Elinkaarikustannuslaskennan ongelmakohtia .....	21
2.4 Riskianalyysin elementit geotekniikassa .....	22
2.5 Pohjasuhteiden tunnistus ja pohjatutkimusten luotettavuus .....	24
2.6 Ominaisarvo ja maaparametreihin liittyvä epävarmuus .....	31
2.6.1 Epävarmuustekijät maaparametrien määrittämisessä .....	31
2.6.2 Ominaisarvon määrittäminen (Eurokoodi) .....	33
2.6.3 Ominaisarvon määrittäminen tilastollisten menetelmien avulla .....	34
2.6.4 Ominaisarvon määrittäminen: Esimerkkejä .....	39
2.7 Kuormat .....	40
2.7.1 Kuormia koskevat ohjeet .....	40
2.7.2 Kuormiin liittyvä epävarmuus .....	42
2.8 Laskentamalleihin liittyvä epävarmuus .....	46
3 TODENNÄKÖISYYSLASKENTA JA TILASTOLLISET MENETELMÄT GEOTEKNISESSÄ SUUNNITTELUSSA .....	48
3.1 Luotettavuuteen perustuva suunnittelu ja varmuuslukumenetelmät .....	48
3.2 Laskentaparametrit RBD-menetelmissä .....	52
3.2.1 Maaparametrien COV-arvot .....	52
3.2.2 Korrelaation pituus $\theta$ .....	58
3.2.3 Maaparametreille soveltuvia tiheysfunktioita .....	60
3.3 Bayesin menetelmä .....	62
3.3.1 Maaparametrien jakauman päivitys Bayesin menetelmällä .....	62
3.3.2 Bayesin menetelmän muut sovellukset .....	65
3.4 Trendifunktion ja korrelaation arviointi .....	67
3.5 Laskentamenetelmät (RBD) .....	68
4 ESIMERKKEJÄ TODENNÄKÖISYYSLASKENTAMENETELMIEN SUORITTAMISESTA .....	71
4.1 Painumalaskelmien suorittaminen todennäköisyysmenetelmillä .....	71
4.1.1 Ratapenger Perniön savikolla .....	71
4.1.2 Temmesjoen oikaisun painumalaskelmien ja painumamittausten analysointi .....	81
4.2 Stabiiliteettilaskelmat .....	84
4.2.1 RBD sovellukset liukupintalaskelmissa .....	84
4.2.2 Esimerkki Temmesjoen oikaisu – stabiiliteettilaskelmien lähtötietojen tilastolliset tarkastelut .....	85

4.2.3	Esimerkki Temmesjoen oikaisu – suunnitelmavaiheen tarkastelut .....	89
4.2.4	Esimerkki Temmesjoen oikaisu – RBD-tarkastelut .....	90
5	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET .....	93
6	KEHITYSEHDOTUKSET .....	95
	LÄHTEET .....	97
LIITTEET		
Liite 1	Esimerkkejä pohjatutkimuksien anomaliaista ja kairausten suoritus- tavan vaikutuksesta kairausvastukseen	

## Käsitelista

Käsite	Kuvaus	Esimerkki
<i>A priori</i> -tieto ( <i>a priori</i> - knowledge, prior knowledge)	Mikä tahansa kokemusperäinen tieto	Kokemukseen perustuvat maaparametrien tyypilliset arvot (vaihteluvälit), koekuormitusten tai seurantamittausten tulokset
Bayesin menetelmä (Bayesian approach, Bayesian updating)	Teoreema, joka perustuu ehdolliseen todennäköisyyteen; mikä on tapahtuman B todennäköisyys sillä ehdolla, että A tapahtuu myös tai on jo tapahtunut	Tiedetään, missä rajoissa suomalaisten savien suljettu leikkauslujuus yleensä vaihtelee ( <i>a priori</i> -tieto). Mikäli havaittu arvo osuu tälle välille, tähän maaparametriin liittyvä epävarmuus on pienempi
Kokonaisepävarmuus (total uncertainty)	Maan ominaisuuteen liittyvä epävarmuus, joka sisältää maan luonnollisen vaihtelun ja muunnosmallin aiheuttaman epävarmuuden, mittausrvirheen sekä tilastollisen epävarmuuden. Voidaan kuvata COV-arvon avulla	Suljetun leikkauslujuuden arvon vaihtelu homogeenisen kerroksen sisällä. Havaittu vaihtelu edustaa kokonaisepävarmuutta
Korrelaation pituus ((auto)correlation length, fluctuation length)	Se etäisyys, minkä sisällä maan ominaisuuden arvot korreloivat merkittävästi keskenään	Havaitaan hyvin esimerkiksi puristinkairauksen tuloksista; trendi on havaittavissa, mutta havainnot "heilahtelevat" sen ympärillä (fluctuation). Korrelaation pituus kuvaa sitä, kuinka suuri tämän heilahtelun taajuus on
Luotettavuuteen perustuva suunnittelu, RBD (reliability based design)	Suunnittelu, jossa pyritään selvittämään mitoituskriteerin ylittymisen todennäköisyys	Arvioidaan todennäköisyys sille, että luiskan stabiiliteetti ei ole riittävä (varmuusluku alle 1)
Maan luonnollinen vaihtelu (inherent variability)	Geologisten prosessien aiheuttama paikallinen vaihtelu maan ominaisuudessa. Voidaan kuvata COV-arvon avulla	Suljetun leikkauslujuuden arvon vaihtelu homogeenisen kerroksen sisällä. Voidaan määrittää vain vähentämällä havaitusta kokonaisepävarmuudesta (COV) muut epävarmuuden lähteet (kuten mittausrvirhe)
Mittausrvirhe (measurement error)	Mittaukseen liittyvä epävarmuus, jonka aiheuttavat mittauslaitteiston ominaisuudet (kuten mittauksen tarkkuus) ja mittauksen suoritustapa. Voidaan kuvata COV-arvon avulla	Siipikairauksella määritetty suljettu leikkauslujuus ei kasva syvyyden suhteen kuivakuorikerroksen alla. Syynä voi olla esimerkiksi mittaustekniikasta aiheutuva maan häiriintyminen
Muunnosmalliin liittyvä epävarmuus (transformation error, transformation model uncertainty)	Epävarmuus, joka liittyy jonkinlaiseen empiiriseen yhteyteen, jonka avulla mitatusta ominaisuudesta johdetaan maaparametri. Voidaan kuvata COV-arvon avulla	Muunnosmalleja: Suljetun leikkauslujuuden arvointi puristinkairauksessa mitatun kärkivastuksen avulla. Suljetun leikkauslujuuden redusointi juoksurajan avulla
Tilastollinen epävarmuus (statistical uncertainty)	Riippuu maan luonnollisesta vaihtelusta ja havaintojen määrästä sen homogeenisen kerroksen sisällä, jolle lasketaan keskiarvo. Voidaan kuvata COV-arvon avulla	Maakerroksen maaparametrille määritetään keskiarvo: Epävarmuus on sitä suurempi, mitä vähemmän havaintoja on, ja mitä enemmän tutkittu ominaisuus vaihtelee kerroksen sisällä luonnostaan
Variaatiokerroin, COV (coefficient of variation)	Ominaisuuden keskihajonnan ja keskiarvon välinen suhde. Ilmaistaan joko suhdelukuna tai prosentteina	Määrittää esimerkiksi normaalijakauman "leveuden"; mitä suurempi COV, sitä leveämpi jakauma ja siten sitä suurempi epävarmuus, joka liittyy tutkittavaan ominaisuuteen

# 1 Johdanto

## 1.1 Työn tausta

Perinteisten determinististen varmuuslukumenetelmien sijaan voidaan geoteknisten rakenteiden suunnittelussa käyttää todennäköisyyslaskentaan perustuvia menetelmiä. Tällaiset menetelmät ja erityisesti luotettavuuteen perustuva suunnittelu (Reliability Based Design eli RBD) ovat tällä hetkellä käytössä esimerkiksi rakennesuunnittelun alalla. Todennäköisyyspohjaiset menetelmät ovat kuitenkin pikku hiljaa kotiutumassa myös pohjarakennussuunnitteluun ja esimerkiksi paaluperustuksia suunnitellaan ulkomailla jo nyt RBD-menetelmien avulla.

Todennäköisyystarkastelut ovat oleellinen osa luotettavaa ja taloudellista suunnittelua ja työn suoritusta. Tällä hetkellä menetelmiä on sovellettu ensisijaisesti tutkimuksessa, mutta lisääntyneen tiedon ja osaamisen myötä näitä menetelmiä on voitu soveltaa myös käytännön suunnittelussa. Todennäköisyyspohjaisia menetelmiä käytetään myös erityisesti rakentamisen aikana, ja näissä tarkkailumenetelmissä ("Observational Method") kohteen riskitasoa arvioidaan ja päivitetään mittaus-tietojen avulla. Yksi laajimmista esimerkeistä todennäköisyyspohjaisten tarkastelujen ja riskien hallinnan sovelluksista on alankomainen Geoimpuls-tutkimusprojekti, jossa tutkitaan koko maan maapatojen turvallisuutta ja eroosioriskiä omaisuuden hallinnan näkökulmasta ([www.geoimpuls.org](http://www.geoimpuls.org)).

Tällä hetkellä luotettavuuteen perustuvaa suunnittelua (RBD) käytetään ensisijaisesti vaativien kohteiden suunnittelussa. RBD-menetelmissä lähtökohtana on, että maaparametreihin ja muihin tekijöihin liittyvä epävarmuus voidaan määritellä kvantitatiivisesti variaatiokertoimen, eli COV-arvon (coefficient of variation) avulla. COV-arvo määritetään tilastollisin menetelmin, ja on sitä suurempi, mitä enemmän kyseinen ominaisuus vaihtelee. Erityisesti maaparametrien tapauksessa suurta vaihtelua havaitaan usein jopa varsin ohuen maakerroksen sisällä, joten maaparametreihin liittyvä epävarmuus on merkittävää. Vaikka todennäköisyyspohjaisia menetelmiä ei käytettäisikään varsinaisessa suunnittelussa, tieto tyypillisistä COV-arvoista mahdollistaa maaparametrien ominaisarvon määrittämisen luotettavasti ja systemaattisesti, vaikka koehavaintoja olisikin niukasti. Myös Eurokoodi ohjeistaa ominaisarvon määrittämisen näiden tilastollisten menetelmien avulla.

Todennäköisyystarkastelujen suoritus ei poista rakentamiseen liittyvää epävarmuutta eikä kokemuksen ja insinööripäätelyn (engineering judgement) tarvetta. RBD-menetelmien käyttö kuitenkin mahdollistaa suunnitelman luotettavuuden arvioinnin sekä riskien tunnistamisen. Suunnitelman turvallisuuteen, taloudellisuuteen tai toimivuuteen liittyvä epävarmuus ja erityisesti sen suuruusluokka voidaan siten arvioida. RBD-menetelmät ovat myös Eurokoodin osavarmuuslukumenetelmän taustalla, sillä osavarmuusluvut on määritetty siten, että tulos vastaa tiettyä luotettavuuden minimitasoa.

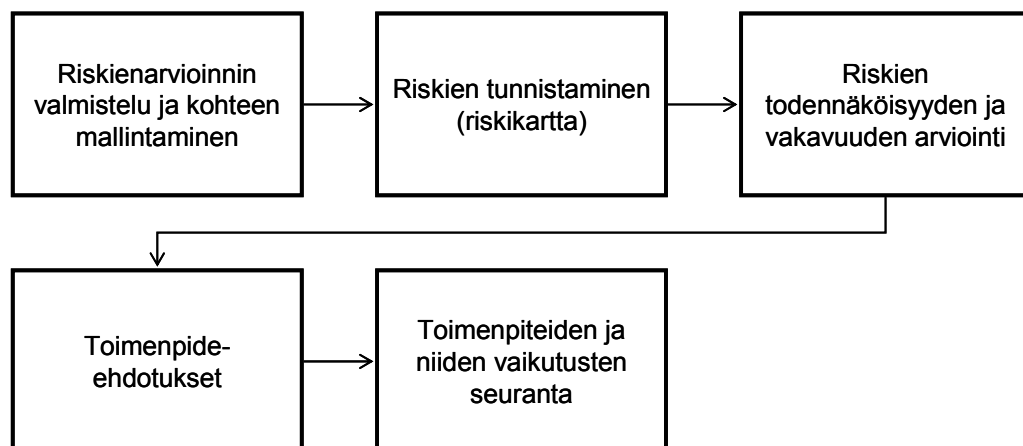
Todennäköisyyslaskentamenetelmät vaihtelevat hyvin yksinkertaisista Excel-pohjaisista menetelmistä monimutkaisempiin satunnaiskenttäpohjaisiin (Random Fields) ja elementtilaskentamenetelmien sovelluksiin. Todennäköisyysmenetelmiä on sisällytetty joihinkin kaupallisiin laskentaohjelmiin, mikä edelleen madaltaa RBD-menetelmien käyttöönoton kynnyksiä.

Viime vuosien aikana aihepiiristä on julkaistu paljon kirjallisuutta. Parhaita alan perusteoksia ovat "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering" (Baecher & Christian 2003) ja "Risk Assessment in Geotechnical Engineering" (Fenton & Griffiths 2008). Kiinnostavia artikkeleita löytyy myös julkaisusarjasta "Georisk" ja alan konferenssikirjallisuudesta kuten Geotechnical Safety and Risk 2015 (vapaa julkaisu [www.ISGSR2015.org](http://www.ISGSR2015.org)).

## 1.2 Työn tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on selvittää maaperätietoihin liittyvää epävarmuutta sekä lähtötietojen kattavuuden vaikutusta suunnitelman luotettavuuteen. Toinen tavoite on tuottaa menettelyitä kohteen riskien arviointiin lähtötietojen hankinnassa, niiden laadun arvioinnissa sekä suunnitelmaratkaisujen taustalla olevien mitoitusmenetelmien arvioinnissa. Tutkimusraportti tulee toimimaan Liikenneviraston ohjeen taustaselvityksenä.

Tutkimus tukeutuu Liikenneviraston ratojen riskienhallintaohjeessa (Liikennevirasto 2010) esitettyyn prosessikuvaukseen. Liikenneviraston ohjeiden mukaan riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa perustuu riskien tunnistamiseen ja laskennalliseen mitoitukseen (Kuva 1).



Kuva 1. Riskienarvioinnin prosessin eteneminen (Liikennevirasto 2010).

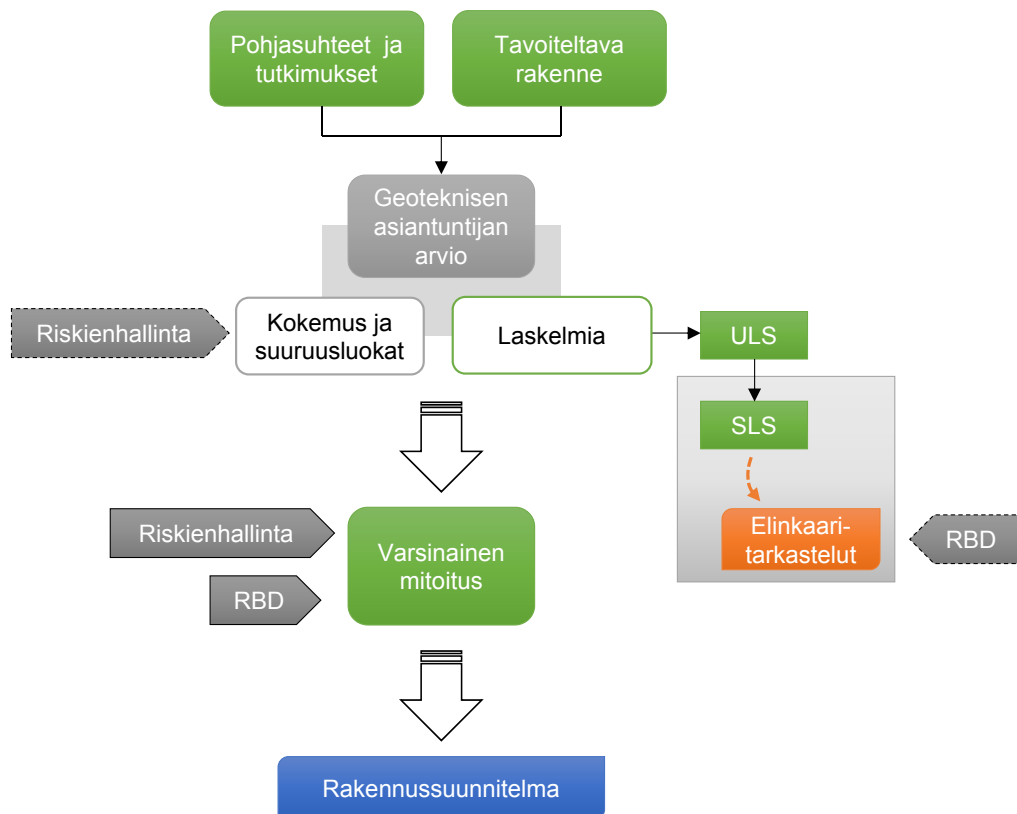
Tutkimusraportti sisältää kirjallisuuteen perustuvan kuvauksen RBD-menetelmien soveltamisesta laskentaan sekä erilaisia tilastollisia menetelmiä laskennan lähtötietojen määrittämiseksi. Mukana on erilaisia esimerkkejä parametrien määrittämiseksi. Esimerkkikohteina mukana ovat Perniön savikon laboratoriokokeet, Temmesjoen oikaisun ja VT3 Laihian kohdan pohjatutkimusaineisto sekä Helsingin kaupungin alueelta Kivikon alueen kairauksia. Raportissa on myös kuvattu, miten eurokoodi ohjeistaa tilastollisten ja RBD-menetelmien käytön vakavuus- sekä painumalaskelmissa. Kuormiin liittyvä epävarmuutta on käsitelty ensi sijassa Liikenneviraston ohjeistuksen mukaisesti. Tutkimuksessa esitetään menetelmiä pohjaolosuhteiden ja pohjatutkimusten riskien tunnistamiseksi.

Tutkimusraportissa on käytetty yhtenäisyyden vuoksi termiä kunnossapito tarkoittamaan suhteellisen säännöllisesti tapahtuvia väylärakenteen toimivuutta parantavia korjaustoimenpiteitä. Esimerkkinä näistä toimenpiteistä ovat ratarakenteen tuenta, vesiväylien ruoppausta ja tien päällysrakenteen uudelleenpäällystystä sekä rakenteen pinnan muodon korjausta.

## 2 Riskienhallinta ja luotettavuusanalyysit osana geoteknistä suunnittelua

### 2.1 Geotekninen suunnittelu prosessina

Geoteknisen suunnittelun prosessi ja sen liittymäpinnat riskienhallintaan ja RBD-menetelmiin on esitetty alla olevassa kaaviossa (Kuva 2). Perustuen tulkittuihin pohjasuhteisiin sekä tavoiteltavaan rakenteeseen, geotekninen asiantuntija tekee ensimmäisen arvion kohteen ratkaisusta. Ratkaisujen arvio ja valinta perustuu kustannusarvioon, kokemustietoon, suuruusluokka-arviointeihin, alustaviin laskelmiin sekä vaihtoehtojen vertailuun. Vasta arvion jälkeen suoritetaan varsinainen mitoitus, jonka tuloksena vastaavasti saadaan lopullinen rakennussuunnitelma. Rakentamisvaiheessa rakennussuunnitelmaa tarkennetaan edelleen saatujen olosuhdetietojen ja seuranta- sekä laadunvalvontamittausten perusteella.



Kuva 2. Geoteknisen suunnittelun prosessi ja riskienhallinta sekä RBD sen osana.

Riskienhallinta vaikuttaa taustalla jo geoteknisen asiantuntijan ensimmäisissä arvioissa (Kuva 2). Lisäksi tässä vaiheessa, ennen varsinaista mitoitusta, geotekninen asiantuntija tekee alustavia laskelmia, jotka käsittävät sekä murtorajatila- (ultimate limit state, ULS) että käyttörajatilatarkastelut (serviceability limit state, SLS). Käyttörajatilan ja elinkaaritarkastelujen välillä on selkeä yhteys erityisesti infrarakentamisen puolella. Esimerkiksi tien painumat käyttörajatilassa vaikuttavat suoraan väylän käyttö- ja kunnossapitokustannuksiin. Luotettavuuteen perustuvan suunnittelun (RBD) menetelmiä voidaan hyödyntää erityisesti käyttörajatila-

tarkasteluissa, vaikka niitä tähän ei olekaan juuri käytetty. Alustavan luotettavuus-analyysin avulla voidaan arvioida, kuinka suuri epävarmuus liittyy esimerkiksi painumiin ja sitä kautta elinkaarikustannuksien arviointiin. Tällä hetkellä laskelmien luotettavuus ei vaikuta elinkaarikustannuksien arviointiin millään tavalla, mikä on varsin epäloogista. Lisäksi suunnittelijan subjektiivinen näkemys vaikuttaa parametrien valintaan ja sitä kautta myös laskelmien lopputulokseen.

Varsinaisessa mitoituksessa riskienhallintaa ja RBD-menetelmiä voidaan hyödyntää suunnitelman luotettavuuden arvioinnissa laajemminkin. Riskejä voidaan vähentää ja suunnitelman luotettavuutta voidaan parantaa esimerkiksi lisäämällä pohjatutkimusten määrää. Kun riskit on tunnistettu, lisätutkimukset osataan kohdistaa paremmin ja tutkimusten määrä voidaan optimoida, jolloin myös pohjatutkimuskustannuksissa pystytään säästämään. Myös erilaisin monitorointi- ja seurantamenetelmien avulla voidaan pienentää ja hallita suunnitelmiin ja rakentamiseen liittyviä riskejä rakennusaikana ja rakenteen käytön aikana.

Kuten edellä kävi ilmi, riskienhallinta vaikuttaa taustalla jo geoteknisen asiantuntijan ensimmäisissä arvioissa. Tässä vaiheessa erityisesti riskien tunnistus on tärkeässä asemassa, ja kokemustiedon lisäksi voidaan hyödyntää olemassa olevia riskienhallintatyökaluja. Geotekniikan puolella riskienhallintamenetelmät ovat kuitenkin varsin suurpiirteisiä, ja tehokkaampien menetelmien tarve on ilmeinen, kuten myös van Staverenin (2013) koosteesta käy ilmi.

Van Staveren (2013) on koostanut yhteenvetoraportin selvityksestä, jossa kartoitettiin maailmanlaajuisesti projektien kokonaisriskien (Project RM) ja geoteknisten riskien (GeoRM) hallintamenetelmiä. Kyseiseen tutkimukseen osallistui kaikkiaan kymmenen maata mukaan lukien Suomi. Tutkimukseen osallistuivat tilaajien, urakoitsijoiden, isojen infraprojektien sekä suunnittelijoiden edustajia. Lähes kaikkien maiden (mukaan lukien Suomi) osalta geotekniset riskit olivat osa kokonaisriskien hallintaa, eikä geoteknisiä riskejä yleensä eriytetty muista riskeistä tai määritelty niiden sisältöä. Vain kolmella tutkituista maista oli esittää joitakin erityisiä GeoRM-standardeja tai ohjeistusta mukaan lukien Liikenneviraston ohjeistus ratarakentamisen riskien hallinnasta (Liikennevirasto 2010).

Toisaalta vain yhdessä maassa ProjectRM-menettelyä sovelletaan kaikissa rakentamishankkeissa. Kaikissa tutkituissa maissa projektien riskien hallintaa käytetään rakentamisaikavaiheessa. Lähes kaikissa maissa ProjectRM-menettelyä sovelletaan myös suunnittelussa ja hankinnassa. Sen sijaan kaavoituksessa, kunnossapitovaiheessa tai käytöstä poisoton vaiheessa ProjectPM-menettelyä sovelletaan vain harvoissa maissa. Yleinen GeoRM-menettelyn tavoitteina oli parantaa suunnittelun laatua (kestävyys- ja turvallisuusmielessä), varmistaa aikataulujen pitävyys, vähentää konflikteja ja lisätä riskien yleistä hallintaa. Tehdystä tutkimuksesta ei selvinnyt, kuinka hyvin näitä tavoitteita oli saavutettu. Toiveena esitettiinkin, että riskienhallinnasta ja hyödyistä olisi tulevaisuudessa esittää konkreettisia esimerkkejä. Tyypillisesti riskienhallinnan soveltamisen esteet muodostuivat projektiorganisaatioista ja niiden johtamiskulttuureista ja myös teknisistä ratkaisuista (van Staveren 2010).



## 2.2 Riskien tunnistaminen

Suunnitteluun alkuvaiheessa suunnittelu perustuu ensisijassa asiantuntija-arvioihin tai karkeisiin suuruusluokka-arviointeihin. Tässä vaiheessa keskeistä on tunnistaa epävarmuutta aiheuttavat tekijät ja olosuhteet vähäisilläkin pohjatutkimustiedoilla. Myös muut lähtötiedot ovat yleensä alustavia, kuten väylägeometria, siltojen paikat. Myös eri rakennusmenetelmiin liittyvien epävarmuuksien tunnistaminen sekä tieto niiden linkittymisestä eri olosuhteisiin ovat tärkeässä asemassa. Käytettäessä tietomallipohjaisia suunnittelumenetelmiä tarve määrittää eri maalaji- tai toimenpidepintoja on kasvanut. Samalla kaivataan myös parempia ja luotettavampia menetelmiä näiden pintojen määrittämistä ja mallinnusta varten. Esimerkiksi geofysikaalisilla mittausmenetelmillä yhdistettynä perinteiseen pohjatutkimusaineistoon voidaan parantaa 3D-pintojen tulkinnan luotettavuutta.

Geoteknisen suunnitteluvaiheen riskien arviointi perustuu geoteknisen suunnittelijan asiantuntija-arvioihin. Riskien tunnistamisen ja dokumentoinnin käytännön työkaluna käytetään erilaisia tarkistuslistoja (vrt. Liikennevirasto 2010). Näiden perusteella laaditaan koko projektin käsittävä riskimatriisi, jossa arvioidaan riskin todennäköisyyttä ja sen vakavuutta yleensä luokittelevasti. Riskimatriisi määrittää myös toimenpiteet mahdollisen riskin toteutuessa. Kuvattu menettelytapa toimii yleisellä tasolla melko hyvin ja kattaa yleispiirteisesti riskit. Ongelmana kuitenkin on, että riskien tunnistamisen taso näillä työkaluilla on yleinen, eikä siitä ole helposti johdettavissa konkreettisia johtopäätöksiä. Lisäksi se on yleensä luokittelevaa, jolloin riskin määrällinen arvio on suhteellisen epämääräistä. Ongelmana on lisäksi se, että referenssitaso, eli hyväksyttävänä pidettävä taso epävarmuudelle, on vaikeasti määritettävissä.

Pohjatutkimusten tulkinnan luotettavuus ja tarkkuus muodostavat merkittävän osan pohjarakentamisen riskien tunnistamisesta. Pohjatutkimusten puolella viime vuosikymmenten kehityskohteena on ollut erityisesti mittaustekniikka, mutta varsinaiset suoritustekniikat sen sijaan eivät ole merkittävästi kehittyneet. Poikkeuksena tästä ovat olleet puristin-heijarikairausmenetelmän kehittäminen ja siipikairaukseen liittyvät menetelmäkehitykset. Myös puristinkairausmekaniikka on kansainvälisesti kehittynyt, vaikka tämä kehitystyö ei laajasti olekaan Suomeen rantautunut. Riskien tunnistamisessa on tärkeä käyttää monipuolisesti eri tutkimusmenetelmiä rinnakkain, jotta pystytään arvioimaan esimerkiksi siipikairauksen tai laboratoriokokeiden tulosten luotettavuutta. Näin voidaan sallia myös yksittäisiä virheellisiä tuloksia, kun toisilla menetelmillä voidaan osoittaa oikeampi suuruusluokka. Pohjatutkimusten luotettavuutta käsitellään seikkaperäisemmin Luvussa 2.5.

Riskien tunnistaminen infrarakennuskohteissa sisältää omia haasteitaan. Tyypillisesti infrarakennuskohteet ovat laajoja, pitkiä linjamaisia kohteita, joissa pohjaolosuhteet ja geologia voivat vaihdella huomattavasti eri linjan osissa. Näin myös eri osissa kohdetta riskien määrä ja luonne vaihtelevat, jolloin tunnistaminen voi olla haastavaa. Rakentaminen on usein korjaus- tai muutosrakentamista ja lisäksi kohde sijaitsee usein tiheästi rakennetuilla alueilla tai olemassa olevan, toimivan väylän vieressä. Tällöin olemassa olevan liikenteen ja rakenteiden luotettava toiminta rakennusaikana pitää pystyä takaamaan rakennustyön aikana. Tämä aiheuttaa merkittävästi suurempaa työtä, kun eri työvaiheet on suunniteltava siten, että ympäröivien rakenteiden toiminta voidaan taata. Lisäksi tämä rajaa käytettävissä olevia toimenpiteitä ja niiden kestoja. Erityisesti rautateihin liittyvässä pohjarakentamisessa haasteena on rajallinen rakentamiseen käytettävä aika, sillä junaliikenteelle ei saa aiheutua ylimääräisiä häi-

riöitä. Tästä seuraa, että rautatiekohteissa työsuunnittelu joudutaan tekemään ensimmäisen kerran jo osana rakennussuunnittelua. Suunnitelmien vaativuus lisääntyy, mikä taas lisää tarvetta saada monipuolista ja tarkkaa tietoa kohteen pohjasuhteista ja ominaisuuksista.

Infrarakentamiselle tyypillistä on lähtötietojen niukkuus. Lisäksi on pohjaolosuhteita ja maalajeja, joiden ominaisuuksia on haastava tutkia. Tällaisia haasteita aiheuttavat esimerkiksi sellaiset maalajit, joista on vaikea saada laadukkaita näytteitä (sensitiiviset maakerrokset) sekä syvällä sijaitsevat maakerrokset tai pintamaan vaikeasti läpäistävät täyttömaat. Myös olemassa olevien täyttömaiden tutkiminen voi olla lähes mahdotonta, mikäli täyttömaa sijaitsee osittain pohjavedenpinnan alapuolella, on pilaantunutta tai erittäin homogeenista.

Radan rakentamisen riskien tunnistamista on kartoitettu Liikenneviraston ohjeessa (Liikennevirasto ohje 10/2010) ”Riskien hallinta radansuunnittelussa”. Useimmat näistä riskeistä koskevat myös muiden väylien suunnittelua. Ohjeen liitteissä 1/6, 1/7, 1/12 on esitetty erilaisia hankesuunnittelun tarkistuslistoja ratasuunnittelua varten.

Taulukoihin 1 ja 2 on koottu, uudelleen ryhmitelty ja muokattu lähtötietojen hankintaan sekä geotekniseen suunnitteluun liittyviä riskejä näiden listojen perusteella (Liikennevirasto 2010). Taulukot sisältävät myös esimerkkejä ja keinoja sille, miten kyseessä olevia riskejä voi tunnistaa. Riskien tunnistamiseen liittyy aina maastokäynti, eli kohteeseen tutustumisen paikan päällä. Tunnistamista helpottaa ja nopeuttaa merkittävästi suunnittelijan oma kokemustieto. Lisäksi Liitteessä 1 on esitetty esimerkkitapauksia liittyen pohjatutkimuksiin liittyvien anomalioiden tunnistamiseen leikkauskuvista.

*Taulukko 1. Geotekniseen suunnittelun lähtötietoihin liittyvien riskien tunnistaminen.*

Riskityyppi	Riskin kuvaus	Käytännöllisiä työkaluja tunnistamiseen*
Maastomalli	Maapinta- ja avokalliotiedot	Avokallio- ja maanpinnat eivät yhdy, mittaustarkkuudet, Geofys, katso Luku 2.5 ja Liite 1
Pohjatutkimustiedot; maa- ja kallioperä	Lähtötietojen luotettavuus, laajuus ja ajantasaisuus	Katso Luku 2.5
	Sulfidisavi	Musta väri, paha haju, GTK:n kartoitustiedot (Vertanen 2016)
	Sivukaltevat maa- ja kalliopinnat	Ympäristön pinnan muodot, voivat jatkua samankaltaisina syvemmällä, PO
	Ohuet moreeni- tai kitka- maakerrokset kalliopinnan päällä	Kairausvastus, eri kairaustapojen käyttö (PA, HE, HP, maavastuskairaus,...)
	Leikkausmassojen laadun arviointi	Kairausvastus, koekuopat, näytteenotto
	Painumaominaisuuksien arviointi	Laboratoriokokeet, CU, SI, ennakkotiedot, maavastusluotaukset
	Lujuusominaisuuksien arviointi	Kairaukset: CU, SI, HP varauksella, laboratoriokokeet, <i>a priori</i> -tiedot
	Kivisyys	Ympäristön kivisyys, PO, HP ja HE
Maaleikkaukset pehmeiköllä	Kairausvastus, koekuopat, näytteenotto	

	Kitkamaiden tiivys ja muut ominaisuudet	HE, HP, PA (löyhät tai keskitiiviit), näytteenotto, koekuopat
Pohjatutkimustiedot; pohja- ja pintavesitiedot	Maamateriaalin vedenläpäisevyys	Rakeisuus, pumppauskokeet maastossa, <i>a priori</i> -tiedot
	Paineellinen pohjavesi	Ennakkotiedot geologiasta: tiivis savi- tai silttikerros hyvin vettä johtavien kerrosten päällä; lähteet, vuotavat kairausreiät
Olemassa olevat rakenteet ja ympäristötiedot	Rakennusten ja rakenteiden perustukset	Rakennuslupa-aineistot, vanhat suunnitelmat, koekuopat, läpiporaukset, Geofys
	Pohjanvahvistukset, ml. teräs- ja muut lujitteet, vanhat routalevyt	Vanhat suunnitelmat, koekuopat, kairaukset penkereen läpi, Geofys
	Väylän kuntotiedot	Tasaisuusmittaukset (PTM, Emma-vaunu), maatutkaukset, video- ja valokuvaukset, laserskannaukset
	Ojien ja rumpujen kunto	Kuntokartoitukset, video- ja valokuvaukset, laserskannaukset
	Johto- ja putkitiedot, niiden risteämät, voimajohdot	Kaapelointitiedot, kartat, Geofys, omistajien tiedot, kaapelikartoitukset
	Pilaantuneet maat, kylästetyt pölkyt, torjunta-aineet	Toiminnallinen historia, näytteenotto, ympäristöselvitykset, haastattelut (työtekijät, naapurit, viranomaiset)

\*Geofys = geofysikaaliset menetelmät; *a priori* tiedot = aiempaan kokemukseen perustuvat tiedot; GTK = Geologian tutkimuskeskus; PO = porakonekairaus; PA = painokairaus; HE = heijari-kairaus; HP = heijari-puristin -kairaus; CU = huokospainekairaus (CPTU); SI = siipikairaus

Taulukko 2. Geotekniseen suunnitteluun liittyvien riskien tunnistaminen.

Riskityyppi	Riskin kuvaus	Käytännöllisiä työkaluja tunnistamiseen
Geotekninen suunnittelu	Nykyisen radan tai rakenteen stabiliteetti	Tiedot kohteen kunnossapitotoimenpiteistä, stabiliteettilaskelmien luotettavuus, monitorointi
	Vakavuuslaskennan rajoitukset esim. leikkausluiskien osalta	Useamman laskentamenetelmän käyttö, herkkyystarkastelut
	Huokospaineen nousu	Huokospaineen seuranta, pohjarakennusmenetelmien valinta
	Esirakentaminen ja epätasaiset painumat	Rakenteiden (uudet ja olemassa olevat) painumalaskelmat ja niiden luotettavuus, herkkyystarkastelut, monitorointi
	Työvaihesuunnittelu	Työnaikaisen liikenteen järjestäminen, työturvallisuus
	Uudet tai poikkeuksellisen vaativat työmenetelmät	Menetelmistä saadut tiedot, samankaltaisten menetelmien toteutumat myös ulkomailla, seurantamenetelmä, monitorointi
	Pengervärähtely	Suuret liikennöintinopeudet, maanvaraiset penkereet pehmeiköllä
	Oheisrakenteiden geosuunnittelu	Työjärjestyksen suunnittelu, rakenteiden yhteistoiminta
	Tukiseinien maanpaine - siirtymäriippuvuus	Useamman laskentamenetelmän käyttö, herkkyystarkastelut, siirtymäseuranta
	Paalutus ja paalutyypin valinta	Paalutyypin valinta riippuu olosuhteista, läpäisevyydestä, vaikutuksesta tärinään ja huokospaineen kasvuun, monitorointi
	Ratkaisujen kustannukset ja toteuttamiskelpoisuus, vaihtoehto- ja periaateratkaisut	Menetelmistä saadut tiedot, vastaavien kohteiden toteutumat, kohteen monitorointi
Tärinä	Tärinää rajoittavat rakenteet, tärinämittaukset	
Paikalliset olosuhteet	Rankkasateet, liettyminen ja tulviminen	Tiedot aiemmista tulvista, alueen tulvariskien tunnistaminen, kuivatuksen suunnittelu
	Rakentamisen aikaiset päästöt	Työmaan järjestäminen, käytettävä kalusto ja materiaalit
	Pohjavedenpinnan muutokset	Rakentamisen ja ympäristön toimenpiteiden aiheuttamat muutokset pohjavedessä, myös pitkäaikaiset
	Ympäristölupamääräykset	Ympäristölupa sitoo teknisiä ratkaisuja. Aikatauluriski, jos luvan saanti kestää kauan.

Taulukoissa listattujen tekijöiden lisäksi myös kaivantojen ja leikkausten pohjavedenhallintaan liittyy usein riskejä. Riskejä liittyy sekä suunnitteluun että toteutusvaiheeseen, mutta yleensä riskejä ei tunnisteta (tehokkaat työkalut puuttuvat). Lisäksi pohjaveden aleneman mallinnus ja virtaustarkastelut ovat usein karkeita, mikä lisää suunnitteluun liittyvää epävarmuutta ja edelleen riskejä.

Lisäksi nykyään ongelmia aiheuttavat erityisesti eri tekniikka-alojen yhteensovittamisen riskit. Tiedonvaihto on puutteellista, ja suunnitteluajataulut ovat kohtuuttoman tiukat. Myös osaamisa puutteet lisäävät riskiä; esimerkiksi väylä- tai kuivatussuunnittelija ei ehkä aina tunnista, että tarvitaan geoteknista suunnittelua, jolloin geoteknisesti vaativien rakenteiden suunnittelu jää puutteelliseksi.

## 2.3 Väylärakenteiden elinkaaritarkastelut

### 2.3.1 Elinkaaritarkastelujen lähtökohdat

Elinkaariajattelussa pyritään tarkastelemaan rakenteen koko elinkaarta raaka-aineiden hankinnasta loppusijoitukseen tai kierrätykseen asti. Elinkaaritarkasteluissa huomioidaan kolme eri näkökulmaa; ekologisuus, taloudellisuus sekä toimivuus pyrkien samalla hankkeiden huomioon laajemmissa LCA-tarkasteluissa kuten esimerkiksi EIMI-järjestelmän avulla (Korkiala-Tanttu et al. 2006). Sen sijaan myöhempien suunnitteluvaiheiden toimivuusvaatimukset otetaan huomioon LCC-tarkastelussa. Toimivuudella tarkoitetaan yleensä väylän tai valintojen kokonaisedullisuutta. Rakenteen tai tuotteen elinkaarta tarkastellaan yleensä ympäristövaikutusten (LCA Life Cycle Assessment) tai -kustannusten (LCC Life Cycle Cost) perusteella.

Alkuvaiheen suunnittelussa toimivuuden sijaan tarkastellaan sosiaalisia vaikutuksia. Näitä vaikutuksia ovat muun muassa ajonopeus ja turvallisuus. Tien toimivuutta tarkastellaan yleensä teknisenä toimivuutena, joka sisältää pinnan tasaisuuden (käyttäjän kokema ajomukavuus) sekä kitkaominaisuudet (Tammirinne et al. 2002). Pinnan tasaisuus puolestaan riippuu useasta tekijästä, erityisesti painumista, urautumisesta ja erilaisista vaurioista mukaan lukien routavauriot. Väylän parempi toimivuus näyttyy yleensä kalliimpina investointikustannuksena (esimerkiksi paalulaattaratkaisu) ja sen jälkeen ehkä harventuneena ja halvempina kunnossapitotarpeena. Sen sijaan matalammat investointikustannukset (esimerkiksi maanvarainen ratkaisu tai esikuormitus ja pystyjoitus) edellyttävät useammin toistuvia ja laajempia (kalliimpia) kunnossapitotoimenpiteitä.

Elinkaarikustannuslaskennalla pyritään etsimään kunnossapitotason optimia, eli sitä tasoa, mille tien vaurioitumisen sallitaan laskea (Tammirinne et al. 2002, Koskela 2011). Sen lisäksi elinkaarikustannukset ovat vahvasti sidoksissa ympäristövaikutuksiin; pienemmät elinkaarikustannukset tarkoittavat usein myös alhaisempia ympäristövaikutuksia (Korkiala-Tanttu et al. 2007). Tämä koskee erityisesti luonnonvarojen käyttöä, joka onkin merkittävin väylärakentamisen ympäristövaikutus. On kuitenkin ympäristövaikutuksia, joihin tämä yhteys ei päde, kuten esimerkiksi meluntorjunta (Korkiala-Tanttu et al. 2006).

### 2.3.2 Elinkaarikustannusanalyysi

Väylärakenteiden elinkaari on tyypillisesti pitkä ja se koostuu useasta kunnossapitosyklistä. Elinkaarikustannusanalyysin avulla voidaan laskea eri rakennevaihtoehdoille valitun elinkaaren aikaiset tienpitäjän ja tienkäyttäjän kustannukset ja valita vuosikustannuksiltaan taloudellisin ratkaisu. Tien elinkaarella tarkoitetaan tässä yhteydessä tarkasteluajanjaksoa, jonka pituuden suunnittelija valitsee vaihtoehtoisten rakenneratkaisujen ja / tai toimenpiteiden välistä kustannusvertailua varten. Tarkasteluaika valitaan joko siten, että se päättyy seuraavaan raskaaseen rakenteen parantamistoimenpiteeseen, tai että tarkastelujakson pituus on vakio, esimerkiksi 20, 30 tai 40 vuotta. Kevytpäällysteisillä teillä tarkastelujakson pituus on lyhyempi kuin paksupäällysteisillä teillä, koska myös päällysrakenteen kestoikä on yleensä lyhyempi. Tarkasteluajan pidentyessä myös epävarmuustekijät lisääntyvät. Tienpitäjän kustannusten osana on myös väylän jäännösarvo tarkastelujakson lopussa. Lisäksi epävarmuutta tuovat rakenteen osien eripituiset elinkaaret, jotka esimerkiksi radoilla vaihtelevat paljon. Herkkyysanalyysillä voidaan arvioida suurimpien epävarmuustekijöiden ja riskien vaikutuksia elinkaarilaskennan tuloksiin. (Tuominen 2004).

Tyypillisesti elinkaarikustannusanalyysi käsittää vain väylän päällysrakenteet. Mutta koska uuden väylän rakentamisessa pohjarakennuskustannusten osuus voi olla hyvinkin suuri, elinkaarikustannusanalyysi suositellaan tehtäväksi pohjarakenteille (alusrakenteelle) ja päällysrakenteille erikseen (Tuhola et al. 2005).

Väylärakenteen elinkaarikustannusanalyysi on periaatteiltaan sama uudelle rakenteelle ja rakenteen parantamiselle. Koska elinkaarikustannusten arvioinnin tarkoituksena on rakennevaihtoehtojen välinen vertailu, laskennassa on tarpeen ottaa huomioon ainoastaan ne kustannukset, joilla on eroja eri vaihtoehtojen välillä. Kustannukset diskontataan tarkastelujakson alkuhetkeen ja lasketaan vuosikustannus tarkastelujakson aikana. Tienpitäjän ja tienkäyttäjien kustannukset voidaan laskea erikseen tai laskea niiden summa, joka pyritään minimoimaan. (Petäjä & Spoo 2001, Tammirinne 2002)

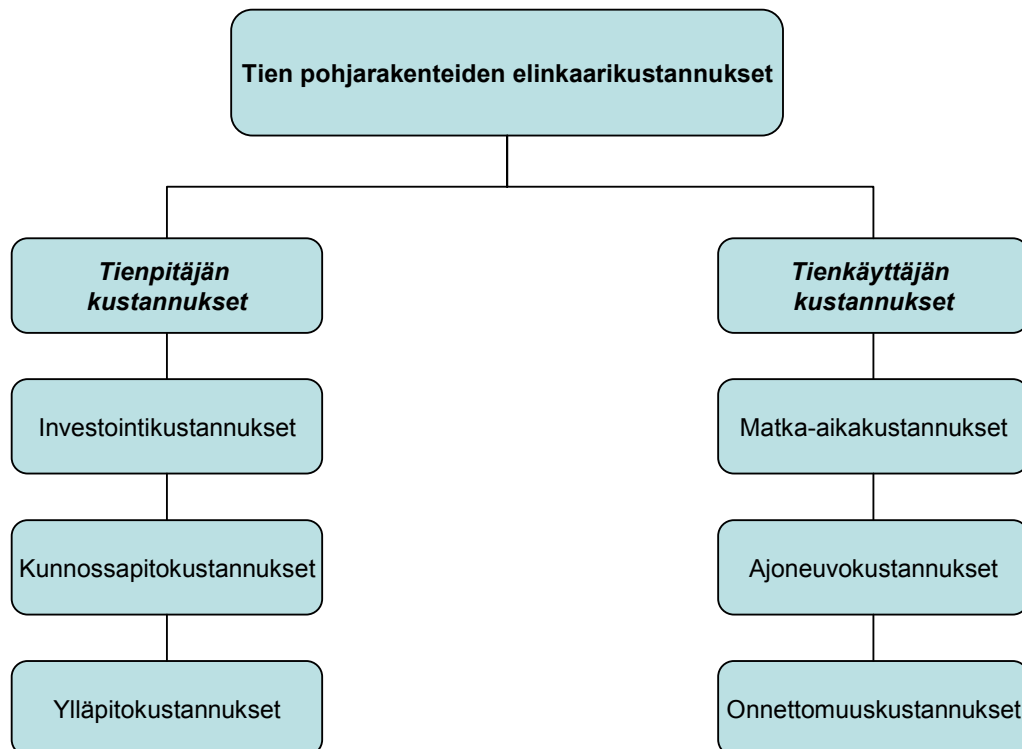
Elinkaaritarkastelun periaate tien pohjarakenteille on esitetty kaaviona Kuvassa 3. Tämä kaavio on käyttökelpoinen myös muiden väylien ja niiden rakenteiden osalta. Rakennevaihtoehtojen ja toimenpidestrategioiden vertailussa huomioidaan seuraavat väylänpitäjän ja käyttäjän kustannukset, joilla on eroja eri rakennevaihtoehtojen välillä (Juntunen 2004):

- rakentamisen tai rakenteen parantamisen kustannukset eli investointikustannukset sisältäen suunnittelukustannukset
- tulevien toimenpiteiden tienpitäjälle aiheuttamat kustannukset
- tulevien toimenpiteiden tienkäyttäjille aiheuttamat kustannukset
- vuosittaiset kunnossapitokustannukset
- vuosittaiset käyttäjien kustannukset.

Väylien infrastruktuuri sitoo omistajansa (Liikennevirasto) pääomaa ja samalla niiden pitäminen liikennöitävässä kunnossa (väylän hoito) aiheuttaa kuluja. Kunnossapito- ja uusimiskustannukset muodostavat huomattavan osan omistajalle muodostuvista väylien elinkaarikustannuksista, jolloin pienelläkin kunnossapidon tehostamisella voidaan saavuttaa suuria säästöjä (Jovanovic & Zaalberg 2000). Kunnossapitokustannukset määräytyvät sekä vaurioitumisen aiheuttaman korjaustarpeen että valettavien toimenpiteiden perusteella. Kunnossapidon suunnittelun merkitys teknisesti

ja taloudellisesti on erityisen tärkeää elinkaaren loppuvaiheessa (Rivier 1998), jolloin kunnossapitokustannukset ovat suuremmat kuin elinkaaren alussa (IHHA 2009).

Olemassa olevien infrarakenteiden uusimisstrategialla omaisuuden haltija pyrkii varmistamaan halutun palvelu- ja turvallisuustason mahdollisimman pienillä kustannuksilla (Esveld 2001). Valittu kunnossapitostrategia vaikuttaa materiaali- valintojen ohella koko elinkaaren ajan ehkäisevän kunnossapidon ja uusimisen määrään. Zoetemanin (2004) mukaan kunnossapito on ollut aliarvostettua ja jopa väheksyttyä, vaikka kunnossapito pidentää rakenteen elinikää, parantaa turvallisuutta, luo imagoa, vähentää liikennöintikustannuksia ja parantaa tehokkuutta.



Kuva 3. Tien pohjarakenteiden elinkaarikustannusten periaatteellinen jako (Juntunen 2004).

### 2.3.3 Elinkaarikustannuslaskennan ongelmakohtia

Tierakenteen elinkaarikustannuslaskennasta on esitetty esimerkkejä esimerkiksi TPPT-ohjelman Elinkaarikustannusten menetelmäkuvauksessa (Petäjä & Spoof 2001). Varsin yleisesti tierakenteiden elinkaarikustannuslaskennassa otetaan huomioon vain väylän pitäjän kustannukset eikä tienkäyttäjän kustannuksia oteta huomioon (vertaa Kuva 3). Jäännösarvon suuruus tarkastelujakson lopulla on vaikea arvioida ja sen painoarvo laskennassa on hyvin pieni. Näin silti vaikka rakenteen eri pohjarakenteiden kestoajat voivat erota merkittävästi toisistaan ja niiden toimivuudessa tarkastelujakson lopussa voi olla merkittäviä eroja.

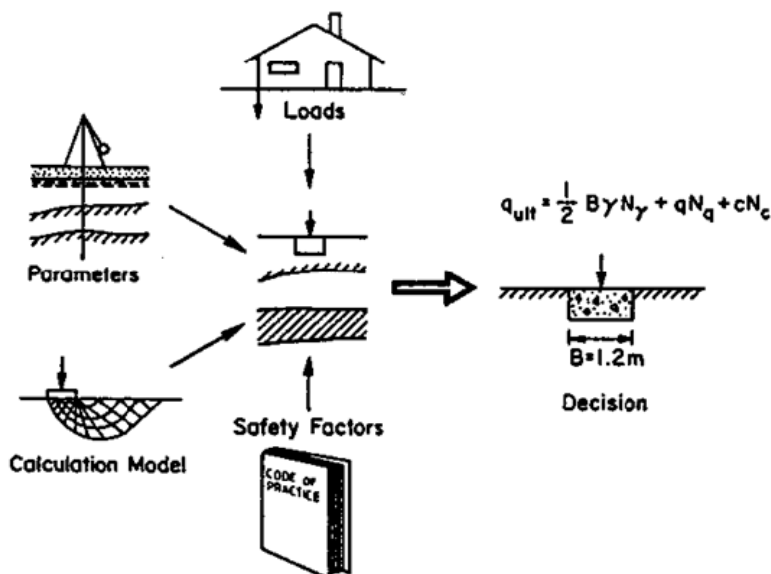
Sen lisäksi elinkaarikustannuslaskennan ongelmaksi on todettu se, että rakenteen investointikustannukset ovat dominoivia (mm. Juntunen 2004, Tuhola et al. 2005). Kunnossapitovaiheen arvioinnissa rakenteen todellista toimivuutta on haastava arvioida; pinnan epätasaisuuden pitää olla merkittävän suurta ennen kuin se aikaa vaikuttaa ajomukavuuteen. Juntusen (2004) esittämien esimerkkilaskelmien mukaan pelkkä investointilaskelmien huomiointi pohjarakenteiden valintapäätöksissä ei optimoi koko elinkaaren kustannuksia. Elinkaarilaskelmien perustana ovat rakenteen

käyttäytymisen (siis kunnossapitotoimenpiteiden) ennustaminen eli niin sanotut elinikämallit tai vaurioitumismallit. Riittävästä rakenteen kokonaisvarmuudesta on aina kaikissa pohjarakennusvaihtoehdoissa pidettävä huoli. Siksi oleellinen osa vaurioitumisarvioita onkin painumien hallinta. Tällöin mukaan tulevat kokonaispainumien ja painumaerojen suuruuden määrällinen ja ajallinen hallinta ja niiden esiintymisen todennäköisyyksien arviointi.

Tuhola et al. (2005) mukaan kokonaispainuman arvoa voidaan käyttää korjaustarpeen arviointiin, sillä se korreloi painumaerojen ja pituuskaltevuusmuutosten kanssa. Painumaerot johtuvat pohjasuhteiden vaihtelusta ja eri pohjarakennustapojen liittymiskohtien erilaisista painumakäyttäytymisistä. Sallittujen painumaerojen ja pituuskaltevuuden muutoksien raja-arvot perustuvat todellisiin haittoihin, kuten ajomukavuuden, turvallisuuden sekä rakenteen toimivuuden heikkenemiseen painuman seurauksena. Tähän asti pituuskaltevuuden ja painumaerojen arvioiminen on kuitenkin hankalampaa kuin kokonaispainuman arvioiminen. Tien sivukaltevuuden muutokseen perustuva korjaustarpeen arviointi ei yleensä ole järkevää kuin lyhyellä aikavälillä. Syynä on se, että sivukaltevuuden korjaustarve poistuu yleensä päällysteen normaalist kulumisesta aiheutuvien päällystyskertojen yhteydessä ilman merkittäviä lisäkustannuksia. (Tuhola et al. 2005). Tällä hetkellä laajasti käytössä olevilla Remix-tekniikoilla sivukaltevuutta on hankala korjata. Näitä osin saattaa olla tarvetta muuttaa päällystystekniikkaa esimerkiksi siten, että sivukaltevuus korjataan täytemassalla tai jollain muulla tavoin.

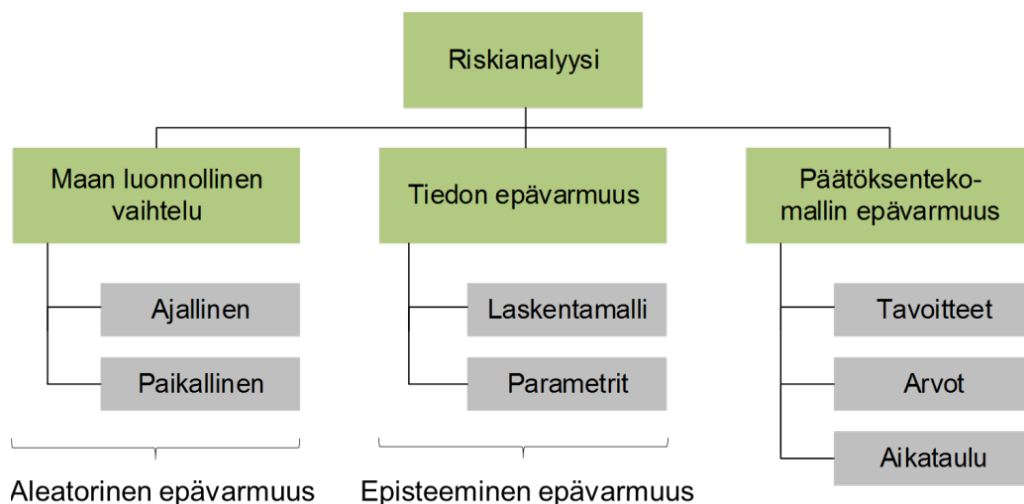
## 2.4 Riskianalyysin elementit geotekniikassa

Ovensenin (1989) mukaan geotekninen suunnittelu sisältää tyypillisesti neljä elementtiä eli maaparametrit, kuormat, laskentamallin sekä suunnittelujärjestelmä mukaan lukien varmuusluvut. Näiden tekijöiden perusteella geotekninen suunnittelija luo maamallin ja suorittaa mitoituksen (Kuva 4). Näihin kaikkiin elementteihin liittyy kuitenkin epävarmuutta, mikä pitää ottaa huomioon suunnittelussa sekä riskienhallinnassa. Kuvan 5 kaaviossa on esitetty eri epävarmuuden lähteet geoteknisen suunnittelun riskianalysissä.



Kuva 4. Geoteknisen suunnittelun elementit (Ovesen 1989).





Kuva 5. Aleatorinen, episteeminen ja päätöksenteko-mallin epävarmuus geoteknisen suunnittelun riskianalyysissä (Löfman 2016b, Luku 1.1).

Maan luonnollinen vaihtelu, sekä ajallinen (temporaalinen) että paikallinen (spatiaalinen), aiheuttavat hajontaa koetuloksissa. Myös koetulosten rajoitettu määrä aiheuttaa tilastollista epävarmuutta. Maan luonnollisen vaihtelun aiheuttama epävarmuus on luonteeltaan aleatorista eli satunnaisuuteen perustuvaa epävarmuutta. Toinen merkittävä epävarmuuden lähde on rajallinen tieto, eli niin sanottu episteeminen epävarmuus. Geoteknisessä suunnittelussa episteeminen epävarmuus aiheutuu pääasiallisesti parametrien valinnasta ja käytetyn laskentamallin yksinkertaistuksista. Geoteknisessä suunnittelussa fokus on usein maan ominaisuuksiin liittyvässä epävarmuudessa. Tulisi kuitenkin muistaa, että myös itse laskentamalli lisää tuloksen epävarmuutta, sillä mikään malli ei kuvaa täydellisesti maan käyttäytymistä. (Löfman 2016b, Luku 1).

Maaparametreihin liittyvä epävarmuus otetaan osavarmuuslukumenetelmissä huomioon ominisarvon määrittämisen avulla. Materiaalin osavarmuuskerroin edelleen huomioidaan maaparametrien arvoon, laskentamalliin sekä geometriaan liittyvät epävarmuudet sekä geometrian (Bond & Harris 2008). Jos epävarmuus sijoitetaan maamateriaalin ominaisuuksiin, käytetään suunnittelussa mitoitustapausta DA3 tai jos se kohdistetaan kestävyysasteeseen, niin käytetään mitoitustapausta DA2. Eurokoodin perustuvassa mitoituksessa laskentamenetelmään liittyvä epävarmuus otetaan huomioon erilaisin mallikertoimin.

Riskianalyysissä keskeisen osion muodostaa myös päätöksenteko. Päätöksenteko perustuu asetettuihin tavoitteisiin, arvoihin sekä aikatauluun. Päätöksentekomalli määrittää muun muassa vaaditun varmuustason, eli pienimmän sallitun luotettavuusindeksin  $\beta$  arvon (tai suurimman sallitun vaurioitumistodennäköisyyden), mikä on RBD-menetelmissä käytettävä mitoituskriteeri. Kokonaisvarmuuslukumenetelmien käytön aikana päätöksentekomalli määrittää vastaavasti pienimmät sallitut varmuusluvut eri tilanteissa. Pienin sallittu luotettavuusindeksi  $\beta$  oletettavasti takaa hyväksyttävän varmuustason, mutta todellista vaurioitumistodennäköisyyttä ei pystytä koskaan tarkasti määrittämään. Siispä myös päätöksentekomalli sisältää epävarmuutta.

## 2.5 Pohjasuhteiden tunnistus ja pohjatutkimusten luotettavuus

Pohjatutkimusmenetelmiin ja maaparametrien määrittämiseen niiden avulla liittyy luonnollisesti oma epävarmuutensa. Pohjatutkimusmenetelmien standardit ja menetelmäkuvausten nimitykset on koottu Liikenneviraston ohjeeseen 10/2015 "Geotekniset tutkimukset ja mittaukset" (Liikennevirasto 2015). Ohjeistuksia ja menetelmäkuvauksia ollaan päivittämässä useiden menetelmien osalta. Eurokoodi 7 (SFS-EN 1997-2 Geotekninen suunnittelu. Osa 2 Pohjatutkimus ja koestus (2007) on esitetty taulukot, joissa esitetään standardien mukaisten tutkimusmenetelmien soveltuvuus eri maalajeissa. Liikenneviraston ohjeessa 10/2015 on esitetty täsmennyksiä näihin taulukoihin koskien menetelmien soveltuvuutta erityisesti suomalaisissa maaperäolosuhteissa. Näillä ohjeistuksilla voidaan arvioida kyseisen menetelmän yleistä luotettavuutta. Varsinaiset menetelmäkuvaukset löytyvät standardeista ja Suomen Geoteknillisen Seuran (SGY) kairausoppaista. Näissä ohjeissa ei kuitenkaan yleensä oteta kantaa yksittäisen menetelmän epävarmuuteen tai mittaustarkkuuteen.

Epävarmuuden suuruus on usein sidonnainen myös olemassa oleviin pohjasuhteisiin ja pohjatutkimusten suoritustapaan ja laatuun mukaan lukien menetelmien kalibrointitihedät jne. Jos täytteen läpäisyyn ei esimerkiksi käytetä suojaputkea, mitattuun kairausvastukseen liittyy suuri epävarmuus tankokitkan kasvun takia (katso Liite 1). Todelliset geologiset poikkeamat tai ilmiöt - paineellinen pohjavesi, jyrkästi muuttuvat kallionpinta, dynaamiset kuormitukset - pitäisi kuitenkin pystyä tunnistamaan pohjatutkimusaineistosta. Kaikkiaan yhtenäistä kuvausta eri pohjatutkimusmenetelmien, niiden siirron ja muunnosten epävarmuuksista ei ole koottu, vaikka tarve olisi ilmeinen. Tässä luvussa on tuotu esimerkinomaisesti esiin muutamiin pohjatutkimusmenetelmiin liittyviä epävarmuustekijöitä.

Liikenneviraston ohjeessa "Maastotietojen hankinta – Toimintaohjeet" (Liikennevirasto 2011) on esitetty vaatimuksia pohjatutkimusten sijainti- ja mittaustarkkuuksille. Tätä täydentää Liikenneviraston ohje 10/2015 "Geotekniset tutkimukset ja mittaukset; suunnitteluvaiheen ohjaus", jossa on kuvattu pohjatutkimusaineiston hankintaa, eri toimijoiden roolia, tutkimusten laadunvalvontaa, menetelmäkuvausten ja suunnitelman eri vaiheiden tutkimuksia. Nämä ohjeet yhdessä kairausten menetelmäkuvausten ja standardien kanssa luovat kehyksen pohjatutkimusten epävarmuuksien hallintaan.

Kuten edellä kävi ilmi, sen lisäksi, että pohjatutkimustuloksissa on epävarmuutta ja virheitä, myös pohjatutkimustiedon tallennukseen ja siirtoon liittyy useita epävarmuustekijöitä. Näitä tekijöitä ovat virheet kairausten paikkatiedoissa, niiden koordinaatisto- ja korkeusjärjestelmissä sekä tiedonsiirrossa ja datan hukkuminen siirroissa tai tiedonsiirtoformaattien muunnoksissa. Tanttu (2015) on arvioinut Liikenneviraston (2011) kairausten mittausten tarkkuusvaatimuksien pohjalta kerrostietojen mittaustarkkuutta ja päätyneet arvoon  $\pm 0,15$  metriä. Jos otetaan huomioon myös kairausten ja mittausten mahdolliset XY-tietojen mittausrvirheet, todellinen korkeustaso kairauksessa voi poiketa arvioidusta jopa  $\pm 0,5$  metriä, vaikkei yhtäkään mittausrvirhettä olisikaan tehty. Kairaajan huomiot, läpiporatut kivet ja maalajitiedot (muun muassa oudot maalajinimitykset) saattavat helposti hukkua formaattimuunnosten tai siirtojen aikana. INFRA-formaatin (SGY 2011) päivitysten avulla tiedon siirtoon ja muunnoksiin liittyvää epävarmuutta on yritetty pienentää.

Osa pohjatutkimusmenetelmistä on niin sanottuja suoria menetelmiä ja ne antavat suoraan (tai lähes suoraan) arvon maaparametrille. Esimerkiksi siipikairausta voidaan pitää tällaisena suorana menetelmänä. Sen sijaan suurin osa menetelmistä on epäsuoria menetelmiä, joissa joku maaparametri, kuten suljettu leikkauslujuus, määritetään esimerkiksi puristinkairauksen kärkivastuksesta empiirisen kaavan avulla. Sekä suoriin että epäsuoriin määrittämenetelmiin liittyy parametrin muunnoksesta aiheutuva epävarmuus, joka kuitenkin lienee suurempi epäsuorien menetelmien kohdalla. Tästä epävarmuudesta tai muunnosvirheestä käytetään usein nimeä ”transform error”. Tämä muunnosmalliin liittyvä epävarmuus käsitellään yleisemmällä tasolla Luvussa 3.2.1. Pohjatutkimusten tapauksessa muunnosvirheeseen ja menetelmään liittyvään epävarmuuden suuruuteen vaikuttaa muun muassa se, että useinkaan geoteknisellä suunnittelijalla ei ole käytettävissään tietoa siitä millaisella kalustolla ja laitteistolla pohjatutkimukset on tehty.

Tieto **käytetystä laitteistosta** on erityisen tärkeää lujuusominaisuuksien määrittämisessä. Siipikairauksessa tulisi tietää, onko käytetty suoja-putkea ja miten momentti on mitattu (Ukonjärvi 2014). Samoin puristinkairauksen kairausoppaan VI (SGY 2001) mukaan kärkivastusta tulisi korjata kalustokohtaisella pinta-alakertoimella. Tätä tietoa ei kuitenkaan yleensä ole saatavilla vaikka INFRA-formaatissa on mahdollista syöttää kairautietoihin maininta kalustosta ja kairaajasta. Toisaalta pelkkä kalustotieto ei riitä, koska tarvitaan tietoa valmistajan ilmoittamasta ja kairaajan kalibroinnilla varmistettavasta pinta-alakertoimen arvosta, jota ei nykyisellään INFRA-formaattiin saa.

Vastaavasti INFRA-formaatin mukaisesta puristin-heijarikairauksen tuloksesta ei pysty päättämään, onko esitetty kärkivastus  $q_c$ , vai laitteiston ominaisuuksilla korjattu (SGY 2001, s. 65) nettokärkivastus  $q_n$ . Vääntömomentin osalta ei toisaalta pysty päättämään onko kyseessä kokonaisvääntömomentti vai jokin muu.

Puristinkairauksen (CPTU) ja varauksella myös puristin-heijarikairauksen (HP) puristusvaiheen korjattu kärkivastus voidaan muuntaa leikkauslujuudeksi edellyttäen, että kantavuuskerroin  $N$  tunnetaan. Suljettu leikkauslujuus  $s_u$  määritetään CPTU-kairauksen kärkivastuksen avulla seuraavasti (SGY 2001, s. 51):

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N} \quad (1)$$

missä  $q_T$  on korjattu kärkivastus  
 $\sigma_{v0}$  on vallitseva (kokonais)jännitys

Korjattu kärkivastus ottaa huomioon kärkeen kohdistuvan vedenpaineen, ja määritetään mitatun huokospaineen ja kärjen muodosta riippuvan parametrin avulla (SGY 2001, s. 12). Kairausopas VI (SGY 2001, s. 51) ehdottaa  $N$ -kertoimen arvoksi 16,3 savelle ja 24 liejulle. Temmesjoen kohteessa (katso Luku 4.2.2) on myös verrattu CPTU-kairauksien ja siipikairausten leikkauslujuuksia toisiinsa. Temmesjoessa parhaan silmämääräisen tulkinnan mukaan siltti/savikerrokselle  $N$  sai arvon 15, mutta tässä käytettyjen kairausten lukumäärä on pieni (vain 3 kairausta). Temmesjoen kohteessa mukana oli myös kairaus, jossa oli selvästi väärin tallennettu vääntömomentin arvo. Vastaavasti arvioitiin kolmen HP-kairauksen kantavuuskerrointa, joka arvioiden mukaan oli merkittävästi suurempi eli 55.

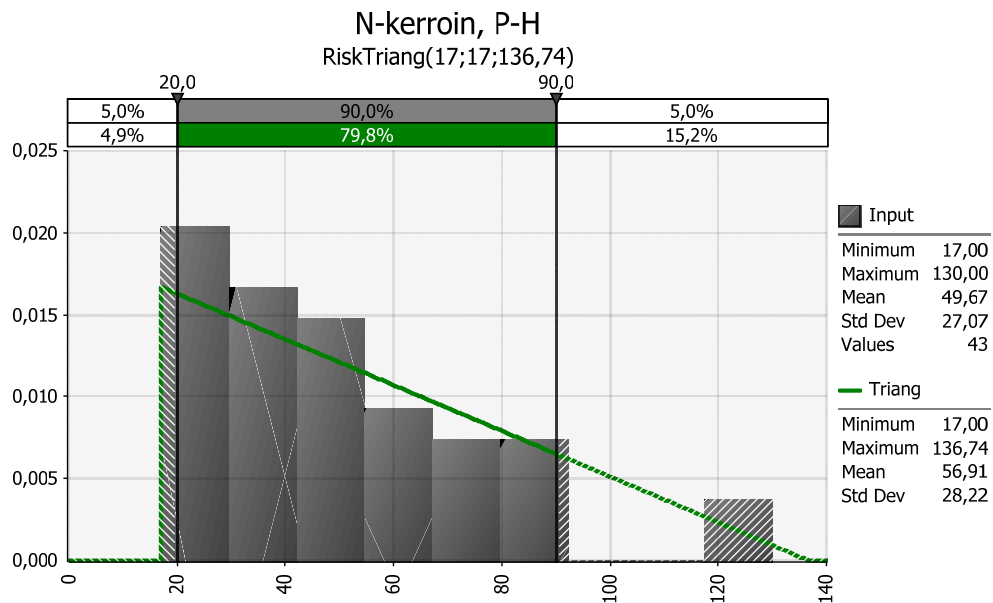
Hietala (2016) on verrannut seminaarityössään Kivikon (Helsingin kaupunki) **puristin-heijari- (HP), CPTU- ja siipikairauksilla (SI)** määritettyjä suljettuja leikkauslujuuksia toisiinsa. Kokeita analysoitaessa on muistettava, että puristin-heijarikairausta ei ole suoraan tarkoitettu maaparametrien määrittämiseen, joten sen puristinvaiheen mittaustekniikkaa ei ole kehitetty tätä varten. Menetelmällä voidaan kuitenkin tunnistaa erilaisia anomalioita ja ehkä määrittää suuntaa-antavia lujuustietoja.

CPTU- ja HP-kairaustuloksia verrattiin siipikairaustuloksiin, joita oli yhteensä 21 kappaletta, mutta yksi hylättiin heikkolaatuisena (kairaus 19). Jokaisen siipikairauksen läheisyydestä etsittiin vastaavat CPTU- ja HP-kairaukset. Mukaan otettiin vain 3 CPTU-kairausta, mutta HP-kairauksia oli 43. Tulosten mukaan CPTU-kairausten kantavuuskertoimien N arvot ovat merkittävästi pienempiä (vaihteluväli 6–12) vastaten Laihian ja Temmesjoen arvoja, kun vastaavat HP-kairausten arvot, jotka vaihtelivat välillä 17–130 keskiarvon olleessa noin 50 (Taulukko 3). Toisaalta kantavuuskerroin N kalibroitiin suhteessa siipikairauslujuuteen, jossa myös voi olla epätarkkuutta.

*Taulukko 3. Kantavuuskertoimen N vaihtelua Kivikon pohjatutkimusaineiston perusteella (Hietala 2016).*

Siipikairaus	HP-kairauksia	N-arvo HP	N-arvo CPTU
1	1	65	
2	1	55	6
3	3	55, 50, 130	
4	4	90, 90, 70, 90	
5	6	27, 20, 18, 34, 40, 22	
6	2	30, 40	
7	2	27, 32	
8	2	29, 27	
9	2	45, 45	7
10	3	37, 70, 30	
11	1	20	12
12	2	28, 68	
13	2	20, 30	
14	4	125, 70, 17, 90	
15	1	75	
16	2	45, 45	
17	2	55, 26	
18	1	41	
20	3	43, 45, 100	
21	4	50, 55, 52, 42	
Kantavuuskerroin N keskiarvo		50,2	8,3
Hajonta		27,1	3,2
COV		54%	38,6 %

Kuvassa 6 on esitetty Kivikon kohteesta määritettyjen puristin-heijarikairausten kantavuuskertoimen N arvojen histogrammi sekä siihen sovitettu kolmiojakauma. Nähdään, että jakauma on oikealle vino; suurin osa N-kertoimista on luokkaa 20...60.



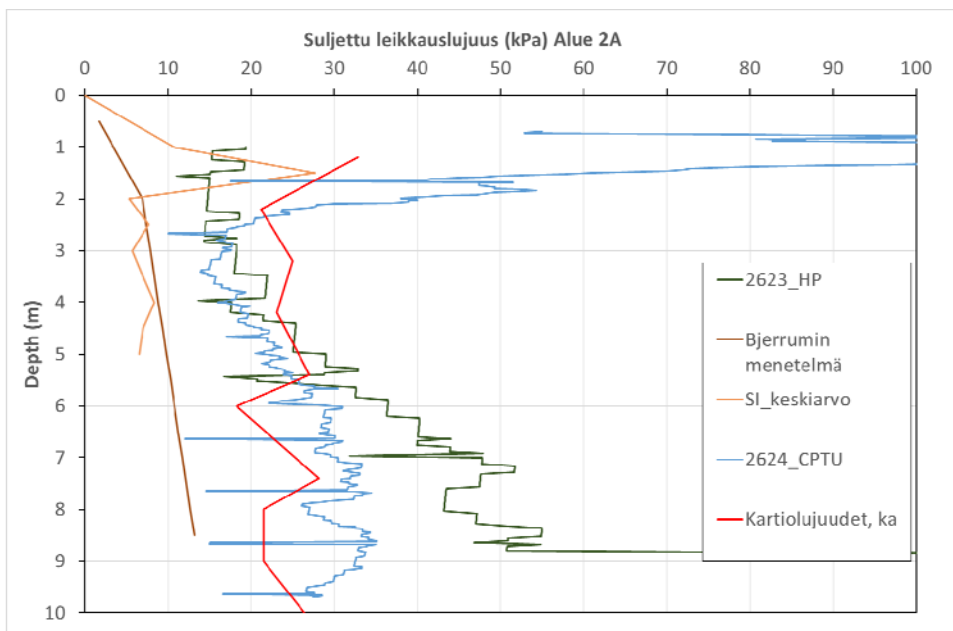
Kuva 6. Puristin-heijarikairauksien kalibroidut N-kertoimet suljetun leikkauslujuuden määrittämisessä (Kuva on koostettu Jussi Hietalan aineistosta).

Laihialla (Vt3:n parantamishanke) tutkittiin kolmella eri alueella (alueet 1, 2A ja 2B) vastaavasti CPTU-, HP- ja siipikairausten välisiä yhteyksiä (Taulukko 4). Alueiden etäisyydet toisistaan ovat yli kilometrin. Kairauksia yritettiin sovittaa yhteen erityisesti kuivakuorisaven (paksuus arviolta noin 2 m) alla olevan liejuisen silttikerroksen osalta siipikairausten laskettuihin keskiarvoihin. Suljetun leikkauslujuuden minimiarvona pidettiin vallitsevasta jännityksestä niin sanotulla Bjerrumin (1973) (tai Larssonin) menetelmällä ( $\alpha = 0,25$ ) arvioitua lujuutta. Alueella 1 oli käytettävissä myös kartiolujuuksia. Siltti-laihan saven kerroksen paksuus vaihteli noin 3 metristä 9 metriin. Paras yhteys siipikairausten ja CPTU-kairausten välille saatiin N-kertoimen arvoilla 10 tai 15. Puristin-heijarikairausten vastaava N-kerroin vaihteli Laihian kohteessa selvästi suuremmalla välillä 3–60. Kaikkiaan puristinheijarikairauksissa oli havaittavissa selvä ero kahtena eri vuonna tehtyjen puristinheijarikairausten välillä. Taulukossa 4 lihavoidut arvot kuvaavat vuonna 2013 tehtyjä kairauksia (2600-sarjaa) ja muut kairaukset on tehty vuonna 2014 (2500-sarjaa).

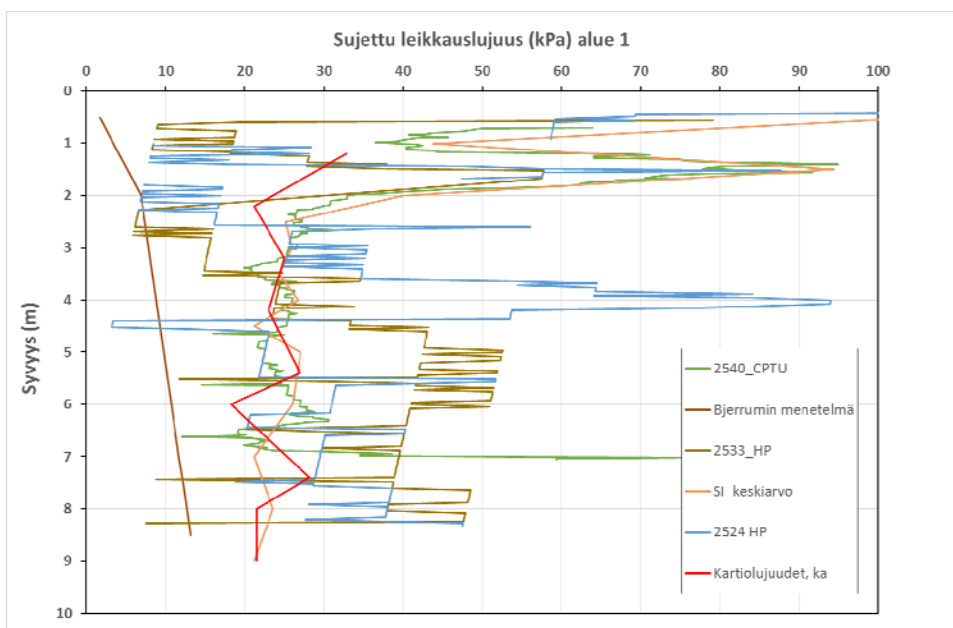
Taulukko 4. Kantavuuskertoimen N vaihtelua Laihian (Vt3) pohjatutkimusaineiston perusteella.

Kohde	Siipi-kairauksia, kpl	HP-kairauksia, kpl	N-arvot HP	CPTU-kairauksia, kpl	N-arvot CPTU
1	3	7	6, 10, 8, 10, 6, 10, 30	1	10
2A	3	5	20, 25, 20, 25, 25	4	15, 15, 15, 15
2B	2	6	3, 3, 3, 10, 30, 60	2	10, 10
Keskiarvo	N=8	N=18	16,9	N=7	12,9
Hajonta			14,4		2,7
COV			85 %		21 %

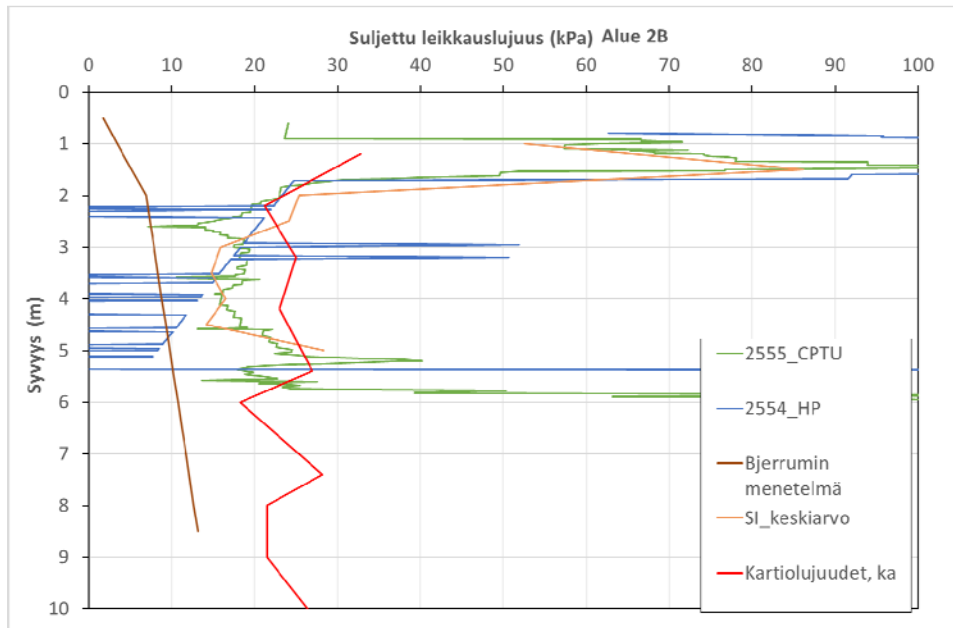
Sarja, joka kairaustunnukset alkavat 2600, ovat puristinheijarikairauksen osalta paljon parempia puristinvaiheen osalta. Mitattu kärkivastus oli näissä kairauksissa selvästi suurempi ja vaikka mittaustarkkuus oli molemmissa sama (0,1 kN), kairausvastus oli selvästi loogisempi kasvaen alaspäin. Huonon mittaustarkkuuden takia tulos on kuitenkin porrasmainen (kuva 7, alue 2A). Vuonna 2014 tehtyjen puristinheijarikairauksen kärkivastus ei ollut tarpeeksi herkkä reagoimaan silttikerroksen eri lujuuksiin mukana oli muun muassa paljon nolla-arvoja. Sen lisäksi kärkivastus saattoi pysyä pitkänkin aikaa vakiona (mittaustarkkuuden puitteissa), jolloin kun siitä vähennettiin alaspäin kasvava vallitseva pystyjännitys, arvioitu suljettu leikkauslujuus pieneni alaspäin. Muutenkin kairausvastus näyttää sahaavalta (Kuvat 8–9, alueet 1 ja 2B) Aineistossa näkyy selvästi myös tankojen vaihdot. Kuvassa on esitetty vain osa kairaustulosten tulkinnasta.



Kuva 7. Laihian alue 2A, eri menetelmin arvioidut suljetut leikkauslujuusarvot.



Kuva 8. Laihian alue 1, eri menetelmin arvioidut suljetut leikkauslujuusarvot.



Kuva 9. Lahian alue 2B, eri menetelmin arvioidut suljetut leikkauslujuusarvot.

Kairausoppaan (SGY 2001) esittämät kantavuuskertoimen  $N$  arvot yliarvioivat merkittävästi ainakin puristin-heijarikairauksen avulla määritettäviä lujuusarvoja. Siksi näiden menetelmien käytössä ja tulkinnessa on oleellista tehdä kohdekohtainen kalibrointi, mitä kairausopaskin edellyttää. Puristin-heijarikairauksen osalta myös itse kairausmenetelmässä on paljon mittaustekniikkaan liittyviä parannettavia tekijöitä, joiden avulla puristinkairausosuuden tulkintaa voitaisiin saada luotettavammaksi.

Edellä esitetyissä arvioissa on CPTU- ja HP-kairauksia arvioitu suhteessa **siipikairauksiin** olettaen, että sen arvo olisi määritetty oikein. Viimeaikaiset tutkimukset ovat kuitenkin selkeästi osoittaneet, että myös siipikairauksen suorittamisessa olisi paljon korjattavaa. Muun muassa alueen 2A (Kuva 8) siipikairauksella määritetyt leikkauslujuudet ovat selkeästi pienempiä kuin kartiokokeella määritetyt ja myös pienempiä kuin Bjerrumin (1973) menetelmällä määritetyt. Kun Bjerrumin menetelmällä määritettyä lujuutta voidaan yleensä pitää leikkauslujuuden minimiarvona, on oletettavaa, että tässä siipikairauslujuuksien määrittämisessä on selviä mittaus- tai suoritusvirheitä. Myös maan häiriintyminen siiven ympärillä voi johtaa alhaisiin lujuuksiin erityisesti sensitiivisten savien ja silttien tapauksessa.

Yksi syy siipikairauksen määrittämisvirheisiin on se, että väännön alkuvaiheen mittaus, jolla pyritään määrittämään tankovastuksen osuus, antaa liian suuren arvon, jolloin varsinainen maksimilujuuden arvo jää liian pieneksi. Siipikairauksen tuloksen luotettavuuteen vaikuttaa myös kulmaliikekytkinten huoltokäytännöt; mikäli kulmaliikekytkintä ei puhdisteta ja voidella jokaisen käytön jälkeen, sisäinen kitka voi olla jopa 5 Nm tai enemmän. Nilcon-siipikairoissa huoltamattomat kulmakytkimet aiheuttavat merkittäviä virheitä (Ukonjärvi 2014). Lisäksi tulokseen vaikuttaa pyöritysnopeus, jota ei joko kontrolloida riittävästi tai se asetetaan liian suureksi aikasyistä. Myös kaluston säännöllinen kalibrointi on tarpeen luotettavan tuloksen takaamiseksi.

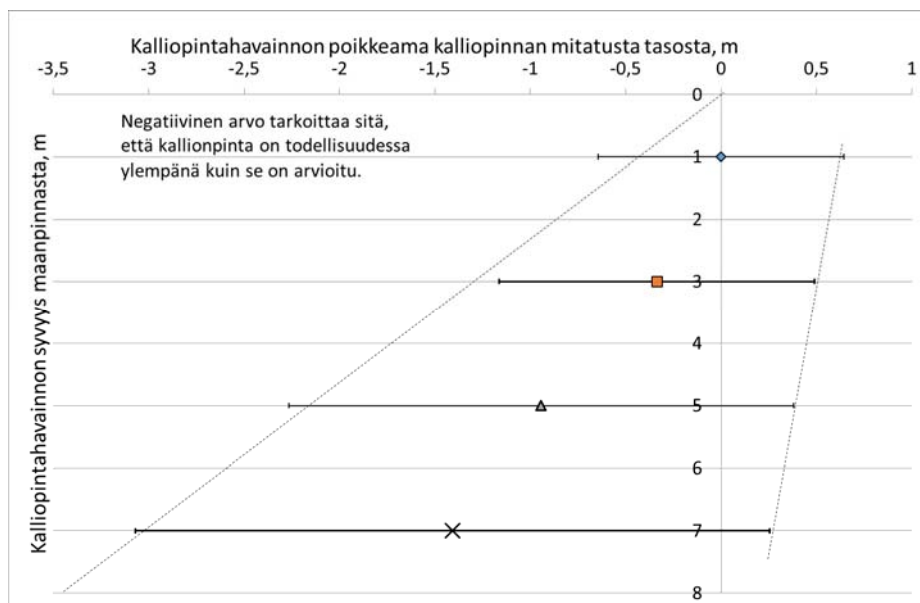
Standardiluonnoksessa EN ISO EN 22476-9 määritellään siipikairauksen käyttöluokat sekä soveltuvuusluokat. Standardia ei ole vielä vahvistettu, mutta kyseiset käyttöluokat sekä ohjeet ja vaatimukset siipikairauksen suorittamiselle on määritelty myös Liikenneviraston ohjeessa ”Geotekniset tutkimukset ja mittaukset” (Liikennevirasto

2015). Jotta täytetään laadukkaimman siipikairauksen kriteerit, mittaus tulee suorittaa suoraan siiven yläpuolella, ja jatkuvan momentin mittauksen lisäksi tulee mitata myös kiertymä. Seuraavassa käyttöluokassa mittaus tapahtuu tankojen yläpäästä, ja vääntömomentin siirto suojaputkilla suojattuja tankoja pitkin. (Liikennevirasto 2015).

CPTU- ja siipikairausten tulkinnan osalta lisää tutkimustuloksia saadaan lähitulevaisuudessa Tampereen Teknisessä Yliopistossa käynnissä olevasta CPTU-tutkimuksesta (FINCONE). Tutkimuksen esiselvityksessä käsitellään CPTU-kairauksen suoritusta, tulosten tulkintaa sekä luotettavuuteen vaikuttavia tekijöitä (Selänpää 2015).

Tanttu (2015) on arvioinut **porakonekairausten** avulla määritetyn kallionpinnan luotettavuutta diplomityössään. Työssä tutkittiin neljän todellisen rakennuskohteen mitattujen ja porakonekairausten perusteella määritetyn kallionpinnan välistä virhettä. Tutkimuksessa havaittiin porakonekairausten kallionpintatulkinnan sisältävän usein virheitä: pienimmillään keskimääräisen virheen suuruus oli noin 0,05 metriä ja enimmillään jopa noin 0,46 metriä. Keskimäärin porakonekairausten avulla määritetty kallionpinta oli tutkimuksen mukaan noin 200 mm alempana kuin mitattu, paljastettu kallionpinta. Myös geologia vaikuttaa virheen suuruuteen: Kehä 3:n parantamiskohteessa keskimääräinen virhe oli vain 50 mm (ohuet maakerrokset), kun taas Länsimetron Urheilupuistossa se oli 420 mm (syynä saattoi olla louhinta ennen kallionpinnan mittausta) ja Sepänkytän ohikulkutiellä -460 mm (kivinen moreeni kallion päällä).

Kairausverkon tiheyden todettiin olevan pintamallin luotettavuuden kannalta tärkein muuttuja, ja sen vaikutus oli odotetusti sitä suurempi, mitä pienipiirteisempi kallionpinnan topografia oli. Poikkeamatarkastelun perusteella arvioitiin, että mikäli arvioitu kallionpintamalli halutaan määrittää tarkasti (muun muassa tunnelien katot, perustukset, tukiseinät), on kairauksia syytä tehdä vähintään 5 metrin välein. Kun kallionpintatietoa tarvitaan ainoastaan massalaskentaan, riittävä tarkkuustaso arvioitiin saavutettavan noin 15–30 metrin kairausstiheydellä, louhinnan kokonaismäärästä riippuen. Merkittävä havainto oli myös se, että porakonekairausten kallionpinnan tarkkuus heikkenee nopeasti kairauksen pituuden kasvaessa ollen jo yli 6 metrin syvyydellä keskimäärin lähes 1,5 metriä. (Tanttu 2015).



Kuva 10. Porakonekairauksen ja sen avulla määritetyn kallionpinnan epätarkkuus kairauksen syvyyden suhteen (Tanttu et al. 2016).



Myös häiriintymättömien näytteiden ottoon ja käsittelyyn liittyy epävarmuustekijöitä koskien esimerkiksi näytteiden kokoa, näytteenottotekniikkaa, laboratorioolosuhteita ja näytteiden säilytysaika. Uusimpien tutkimusten mukaan (mm. Mataić 2016, Mansikkamäki 2015, Wood 2016) näytteiden häiriintyminen on vähäisempään, kun käytetään suuremman halkaisijan näytteenottimia tavanomaisesti käytettyjen ST2-näytteenottoputkien sijaan. Myös näytteiden pitkä säilytysaika huonontaa näytteen laatua (johtuen siitä, että näytteessä olevat jännitykset purkaantuvat) ja lisää parametrien määrittämisen epävarmuutta erityisesti pienten muodonmuutosten alueella (Wood 2016).

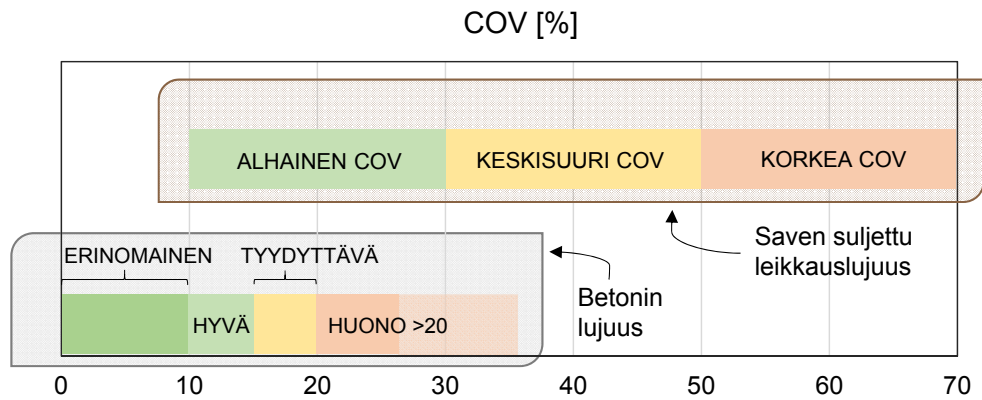
Kaikkiaan on suositeltavaa käyttää rinnan useampaa mittaustapaa saman ominaisuuden määrittämiseksi. Tällöin olisi helpompaa tunnistaa eri tutkimustapojen virheitä tai todelliset pohjaolosuhteiden anomaliat.

## 2.6 Ominaisarvo ja maaparametreihin liittyvä epävarmuus

### 2.6.1 Epävarmuustekijät maaparametrien määrittämisessä

Geoteknisessä suunnittelussa eräs suurimmista haasteista on maan ominaisuuksiin liittyvä epävarmuus. Maaparametrit joudutaan usein määrittämään puutteellisten lähtötietojen avulla, kokemukseräiseen tietoon nojautuen. Suurempi määrä koehavainnointia lisää maaparametrien määrittämisen luotettavuutta, mutta maan luonnollisesta vaihtelusta johtuen havainnoissa on tyypillisesti suurta hajontaa – myös homogeeniselta vaikuttavan maakerroksen sisällä. Lisäksi itse prosessi, jossa mitattujen arvojen perusteella määritetään maaparametrin arvo, sisältää useita epävarmuuden lähteitä. Perinteisissä mitoitusmenetelmissä tämä maaparametreihin liittyvä epävarmuus otetaan huomioon maaparametrien ominaisarvon määrittämisen avulla; mitä merkittävämpi epävarmuus, sitä suurempi marginaali on havaitun keskiarvon ja valitun ominaisarvon (eli tyypillisesti varovaisen keskiarvon) välillä. (Löfman 2016b, Luku 1.1).

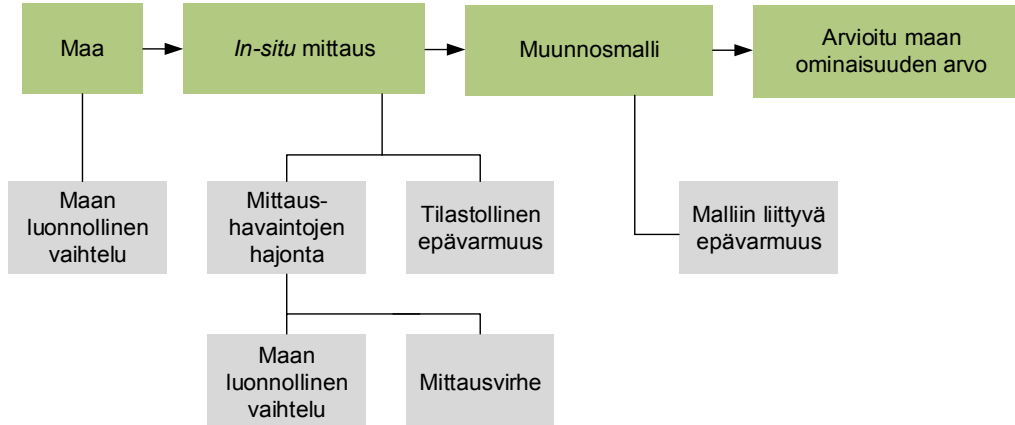
Materiaalien ominaisuuksiin liittyvää epävarmuutta (eli esimerkiksi maaparametrin vaihtelua maakerroksen sisällä) voidaan kuvata kvantitatiivisesti variaatiokertoimella eli COV-arvolla ("coefficient of variation"). Ominaisuuden COV on keskihajonta jaettuna keskiarvolla, eli suuri COV indikoi suurta hajontaa. Verrattuna esimerkiksi teräkseen tai betoniin, maan ominaisuuksien vaihtelu on huomattavasti suurempaa. Alla olevassa kaaviossa (Kuva 11) on esitetty betonin laatuluokituksessa käytettävät COV-rajat sekä saven suljetun leikkauslujuuden vaihtelun suuruuden luokitus. (Löfman 2016b, Luku 1.1).



Kuva 11. Saven ja betonin lujuuden vaihtelun (COV) luokitukset (Löfman 2016b, Luku 1.1).

Maa on luonnostaan hyvin epähomogeeninen materiaali, sillä se muodostuu hyvin vaihtelevasta joukosta materiaaleja. Myös maan syntytavasta johtuu, että jopa ”homogeeniseksi” tulkitun maakerroksen ominaisuuksissa on helposti havaittavaa vaihtelua eri pisteiden välillä. (Löfman 2016b, Luku 3.1). Maaparametrien määrittämisessä kolme tärkeintä epävarmuustekijää ovat (kuva 12):

1. maan luonnollinen vaihtelu (englanniksi ”inherent variability”)
2. mittauksen aiheuttama epävarmuus eli mittausvirhe
3. muunnosmalliin liittyvä epävarmuus (Löfman 2016b, Luku 3.1).



Kuva 12. Maan ominaisuuden arviointiin liittyvä epävarmuus (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Kohta 1 eli maan ominaisuuksien **luonnollinen vaihtelu** on geologisten prosessien aiheuttama. Näitä prosesseja ovat sekä itse maakerrosten muodostuminen että myöhemmin tapahtuvat geologiset ilmiöt. Savikerrosten muodostuminen on monivaiheinen ja alati muuttuva prosessi, mikä aiheuttaa saven ominaisuuksien muuttumista hyvinkin pienessä skaalassa. Erityisesti, jos mittaustuloksia tai näytteitä on vähän, otos ei välttämättä edusta koko tutkittavaa maamassaa maan luontaisesta vaihtelusta johtuen. Tätä epävarmuutta kutsutaan myös tilastolliseksi epävarmuudeksi. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Kohdan 2 epävarmuustekijän eli **mittausvirheen** sen sijaan aiheuttavat mittauslaitteiston ominaisuudet, mittauksen suoritustapa sekä muut satunnaiset tekijät, kuten inhimilliset virheet. Maan luonnollinen vaihtelu ja mittausvirhe yhdessä aiheuttavat tuloksissa havaitun hajonnan (englanniksi ”data scatter”). Myös mittauslaitteiden

lisääntynyt herkkyys voi osaltaan aiheuttaa vaihtelua. Mittausvirheeseen sisältyy myös näytteen häiriintymisen aiheuttama epävarmuus tuloksissa. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Kohdan 3 tekijä eli **muunnosmalliin liittyvä epävarmuus** (muunnosvirhe) taas on aina läsnä, kun *in-situ*- tai laboratoriokoemittaukset muunnetaan maaparametreiksi käyttäen empiirisiä tai vastaavia korrelaatioita. Esimerkiksi suljetun leikkauslujuuden redusointiin käytettävä kerroin perustuu empiiriseen korrelaatioon. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Näiden kolmen tekijän suhteellinen osuus maaparametrin kokonaisepävarmuudesta riippuu kohteen geoteknisistä olosuhteista, laitteiston tyypistä ja laadusta, mittaus-ten suoritustavasta ja laatu- ja laatukontrollista sekä muunnosmallin tarkkuudesta. Sekä yllä listattujen yksittäisten tekijöiden epävarmuus että kokonaisepävarmuus voidaan määrittellä COV-arvojen avulla. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

## 2.6.2 Ominaisarvon määritelmä (Eurokoodi)

Eurokoodi määrittelee ominaisarvon seuraavasti: ”Ominaisarvo ( $X_k$ ) on materiaalin tai tuotteen ominaisuuden arvo, jota ei annettulla todennäköisyydellä saavuteta oletetuissa äärettömän laajoissa testisarjoissa. Tämä arvo vastaa yleensä materiaalin tai tuotteen erityisominaisuuden oletetun tilastollisen jakautuman tiettyä fraktiilia; joissakin tapauksissa nimellisarvoa käytetään ominaisarvona”. Nimellisarvo sen sijaan on ”deterministisin perustein, esimerkiksi saadun kokemuksen tai fysikaalisten syiden perusteella valittu arvo”. (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 36). Tällaista ”most probable” nimellisarvoa (eli odotusarvoa tai keskiarvoa) käytetään erityisesti silloin, kun käytetään numeerisia menetelmiä, jolloin mitoitukseen sisältyy yleensä myös herkkyystarkastelu.

Eurokoodi 7 tarkentaa edelleen ominaisarvon määritelmää (SFS-EN 1997-1 + AC 2005, s. 23–25):

- geoteknisen parametrin ominaisarvon tulee olla rajatilan esiintymiseen vaikuttavan arvon *varovainen arvio*
- geoteknisten parametrien ominaisarvojen valinnassa tulee ottaa huomioon seuraavat seikat:
  1. geologinen ja muu taustatieto, kuten tiedot aikaisemmista projekteista
  2. mitattujen ominaisuusarvojen vaihtelevuus ja muu kyseeseen tuleva informaatio kuten kokemusperäinen tieto eli *a priori* -tieto
  3. kenttä- ja laboratoriotutkimusten kattavuus
  4. näytteiden tyyppi ja lukumäärä
  5. geoteknisen rakenteen toiminnan määrävän maavyöhykkeen laajuus tarkasteltavassa rajatilassa
  6. geoteknisen rakenteen kyky siirtää kuormia maapohjan heikoilta vyöhykkeiltä vahvoille vyöhykkeille.

Eurokoodi 7:n tulkintaoppaan mukaan ominaisarvon valintaan vaikuttavat erityisesti:

1. parametrien arvoon liittyvän tiedon määrä sekä luottamusaste
2. murtorajatilan esiintymiseen vaikuttava maan tilavuus sekä rakenteen kyky siirtää kuormia maassa heikoilta alueilta lujemmille (Frank et al. 2004, s. 26).

Kohtaan 1 vaikuttaa tiedon määrä (koetulosten määrä ja muu kyseeseen tuleva tieto) ja tulosten hajonta ("data scatter"). Siispä mitä vähemmän tietoa ja/tai mitä suurempi hajonta, sitä suurempi varovainen marginaali on havaitun keskiarvon ja ominaisarvon välillä. Vastaavasti mitä suurempi maan tilavuus on ja mitä jäykempi/lujempi rakenne, sitä pienempi tämä marginaali on (kohta 2). (Frank et al. 2004, s. 26).

Geoteknisen rakenteen toimintaa rajatilassa määrävän maavyöhykkeen laajuus on tavallisesti paljon suurempi kuin koekappale tai in situ -kokeessa vaikutuksen alaisena oleva maavyöhyke. Määrävä suure on siten usein suuren maanpinnan tai -tilavuuden alueelta saatu keskiarvo. Ominaisarvo on varovainen arvio tästä keskiarvosta. (RIL207-2009, s. 39 - 40).

Riippuen maaparametrin edullisuudesta/epäedullisuudesta suhteessa mitoitustilanteeseen, ominaisarvo voi olla joko pienempi tai suurempi kuin todennäköisin arvo (Frank et al. 2004, s. 27). Esimerkiksi tukiseinän mitoitustilanteessa maan tilavuuspainon yläarvo (minimin sijaan) johtaa konservatiivisempaan tulokseen. Tämä voidaan ottaa huomioon muuttamalla ominaisarvojen kaavojen miinus-merkin plus-merkiksi.

Yleensä ominaisarvo on laboratoriokokeiden tai kairauksien tulosten perusteella valittu varovainen keskiarvo ("cautious mean"). Mikäli rajatilan esiintymiseen vaikuttava arvo on paikallinen minimi keskiarvon sijaan, ominaisarvoksi valitaan havaittu tai arvioitu minimi. Ominaisarvon tyyppin valinta käsitellään tarkemmin seuraavassa luvussa.

Kenties yleisin tapa määrittää ominaisarvo on niin sanottu deterministinen lähestymistapa. Tässä menetelmässä varovaisen keskiarvon määrittäminen perustuu kokemuspäiseen arvioon ("engineering judgement"). Eurokoodi tarjoaa kuitenkin myös toisen lähestymistavan; tilastolliset menetelmät. Näissä menetelmissä ominaisarvon määrää kairaus- tai laboratoriokoetulosten lukumäärä sekä mahdollinen olemassa oleva tieto maan ominaisuuksien vaihtelusta (COV). Tilastollisten menetelmien käyttö on kuitenkin ollut varsin vähäistä, ja syyksi epäillään sitä, että geotekniset suunnittelijat vierastavat tilastomatematiikan laskukaavoja. Tällä hetkellä Eurokoodiin suunnitellaankin uutta vaihtoehtoista ominaisarvon määrittäytapaa, joka perustuu kyllä tilastolliseen lähestymistapaan, mutta minkä käyttö ei edellytä tilastollisten tunnuslukujen tuntemista.

### 2.6.3 Ominaisarvon määrittäminen tilastollisten menetelmien avulla

Eurokoodi 7:n mukaan tilastollisia menetelmiä voidaan käyttää ominaisarvojen valinnassa, mutta se ei ole pakollista. Kun käytetään tilastollisia menetelmiä, ominaisarvon määrittäminen perustuu otannan keskiarvoon, keskihajontaan sekä *a priori* -tietoon pelkän subjektiivisen tulkinnan sijaan. Eurokoodin mukaan käytettäessä tilastollisia menetelmiä "ominaisarvo johdetaan siten, että tarkasteltavan rajatilan esiintymistä määrävän epäedullisemmän arvon laskettu todennäköisyys ei ole yli 5 %". Toisin sanoen rajatilan ylittymisen aiheuttava arvo on pienempi (tai suurempi) kuin valittu ominaisarvo vain 5 % todennäköisyydellä. (Frank et al. 2004, s. 28, SFS-EN 1997-1 + AC 2005, s. 25).

Kuten edellä kävi ilmi, ominaisarvon valinnassa tulee ottaa huomioon geoteknisen rakenteen toiminnan määräävän maavyöhykkeen laajuus tarkasteltavassa murtorajatilassa. Toisin sanoen, mikäli esimerkiksi paikallinen murtuma tai hauras murtuma ovat todennäköisiä murtumismekanismia, varovaisen keskiarvon sijaan ominaisarvoksi valitaan varovainen arvio ala-arvosta eli 5 % fraktiili. (Frank et al. 2004, s. 28, SFS-EN 1997-1 + AC 2005, s. 25). Ala-arvon käyttö ominaisarvona geoteknisessä suunnittelussa on kuitenkin varsin harvinaista, joten esimerkiksi materiaalin osavarmuuskertoimen käyttö ala-arvon tapauksessa on jäänyt vaille ohjeistusta.

Mikäli ominaisarvojen valinnassa käytetään tilastollisia menetelmiä, näissä menetelmissä erotellaan paikallinen ja alueellinen näytteenotto, ja sallitaan vertailukelpoisista maapohjan ominaisuuksista saadun ennakkotiedon (eli *a priori* -tiedon) käyttö (SFS-EN 1997-1 + AC 2005, s. 25). Tuloksia tulee kuitenkin olla riittävästi, jotta tilastollisten menetelmien käyttö on mielekästä. Eurokoodissa määritellään ominaisarvo tilastollisin termein, mutta varsinaisia laskukaavoja ei määritellä. Eurokoodin tulkin-taoppaassa (Frank et al. 2004) on esitetty tilastollinen menetelmä, johon viitataan jatkossa Eurokoodin menetelmänä.

Laskukaava, jolla määritetään 95 % luotettavuustason keskiarvo tai 5 % fraktiili, riippuu otoksen ominaisuuksista ja *a priori* -tiedon määrästä sekä luotettavuudesta. Lisäksi laskukaavat ovat erilaiset riippuen siitä, muuttuuko maaparametrin arvo syvyyden suhteen vai ei. (Frank et al. 2004, s. 28). Eurokoodin mukaisessa menetelmässä voidaan hyödyntää *a priori* -tieto olettaen, että ominaisuuden variaatiokerroin COV on tunnettu. COV tunnettu -konsepti on alun perin esitetty Rakenteiden suunnittelu-perusteet -Eurokoodissa (EN 1990). Toinen vaihtoehto *a priori* -tiedon hyödyntämiseen on Bayesin menetelmä. (Frank et al. 2004, s. 28–29). Bayesin menetelmä esitellään tarkemmin Luvussa 3.3

Maaparametrin ominaisarvo (olettaen, että ominaisuus ei muutu syvyyden suhteen) voidaan määrittää kaavan 2 avulla (Frank et al. 2004, s. 28–29):

$$X_k = \bar{x}(1 - k_n COV_x) \quad (2)$$

missä

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3)$$

$$COV_x = \frac{SD_x}{\bar{x}} \quad (4)$$

missä (5)

$\bar{x}$  on havaintojen keskiarvo

$k_n$  on tilastollinen kerroin

$COV_x$  on joko otokselle (havainnoille) laskettu tai ennestään tunnettu COV

$n$  on havaintojen lukumäärä

$SD_x$  on havaintojen otoskeskihajonta

Keskiarvosta vähennettävä arvo riippuu siis sekä tilastollisesta kertoimesta  $k_n$  että COV-arvosta.

Keskiarvosta vähennettävä arvo riippuu siis sekä tilastollisesta kertoimesta  $k_n$  että COV-arvosta. Tilastollinen kerroin  $k_n$  riippuu havaintojen lukumäärästä  $n$ , ominaisarvon tyypistä (varovainen keskiarvo vai 5 % fraktiili) sekä siitä, tunnetaan ominaisuuden COV vai ei. Mitä suurempi määrä havaintoja ( $n$ ), sitä pienempi tilastollisen kertoimen arvo on. Lisäksi jos COV on tunnettu, tilastollinen kerroin on pienempi verrattuna tilanteeseen, jossa populaation hajontaa ei tunneta, ja jolloin käytetään Studentin t-jakaumaa normaalijakauman sijaan. (Frank et al. 2004, s. 46–49). Mitä pienempi tilastollinen kerroin, sitä lähempänä määritetty ominaisarvo on laskettua ominaisuuden keskiarvoa.

Taulukkoon 5 on listattu tilastollisen kertoimen arvoja varovaisen keskiarvon määrittämistä varten ja taulukko 6 esittää t-kertoimen arvoja vapausasteella  $v$  ( $v = n - 1$ ). Taulukossa 7 on esitetty tilastollisen kertoimen arvoja 5 % fraktiilin määrittämiseksi. Tällöin tilastollinen kerroin on suurempi kuin taulukossa 5. Taulukosta 5 nähdään, että jos havaintoja on ääretön määrä, tilastollinen kerroin on nolla eli ominaisarvo on yhtä suuri kuin laskettu keskiarvo (koska kaikki arvot tunnetaan eli epävarmuutta ei ole).

Taulukko 5. Tilastollisen kertoimen  $k_n$  arvoja ("varovainen keskiarvo") (Frank et al. 2004, s. 46–49).

Havaintojen lukumäärä $n$	COV ei tunnettu	COV tunnettu
4	1,18	0,82
5	0,95	0,72
6	0,82	0,67
8	0,67	0,58
9	0,62	0,55
10	0,58	0,52
20	0,39	0,37
30	0,31	0,30
$\infty$	0	0
$k_n$	$k_n = t_{n-1}^{0,95} \sqrt{\frac{1}{n}}$	$k_n = 1,645 \sqrt{\frac{1}{n}}$

Taulukko 6. t-kertoimen arvoja vapausasteella  $v$  ( $p = 95 \%$ ).

$v = n - 1$	$p = 95 \%$
3	2,353
6	1,943
10	1,812
20	1,725
$\infty$	1,645

Taulukko 7. Tilastollisen kertoimen  $k_n$  arvoja ("5 % fraktiili") (Frank et al. 2004, s. 46–49).

Havaintojen lukumäärä $n$	COV ei tunnettu	COV tunnettu
4	2,63	1,83
5	2,33	1,80
6	2,18	1,77
8	2,00	1,74
10	1,92	1,72
20	1,76	1,68
30	1,73	1,67
$\infty$	1,645	1,645
$k_n$	$k_n = t_{n-1}^{0,95} \sqrt{\frac{1}{n} + 1}$	$k_n = 1,645 \sqrt{\frac{1}{n} + 1}$

Yllä esitetyissä kaavoissa ja taulukoissa on oletettu, että maaparametri noudattaa normaalijakaumaa. Eurokoodin menetelmää voidaan kuitenkin käyttää myös tilanteissa, joissa log-normaalijakauma on soveltuvampi jakaumatyyppi. Eri jakaumat käsitellään tarkemmin Luvussa 3.2.3.

RIL 207-2009:n mukainen menetelmä on Eurokoodin määritelmän suora sovellus - ainoa eroavaisuus edellä esitettyyn menetelmään on se, että *a priori* -tietoa ei voi ottaa samalla tavalla huomioon. Lisäksi RILissä esitetty menetelmä kattaa vain varovaisen keskiarvon määrittämisen. Menetelmässä oletetaan, havainnot sekä niiden keskiarvo noudattavat normaalijakaumaa (Kuva 13). (RIL 207-2009 2009, s. 40-41). RIL 207-2009 ehdottaa parametrin  $X$  ominaisarvon  $X_k$  määritelmäksi:

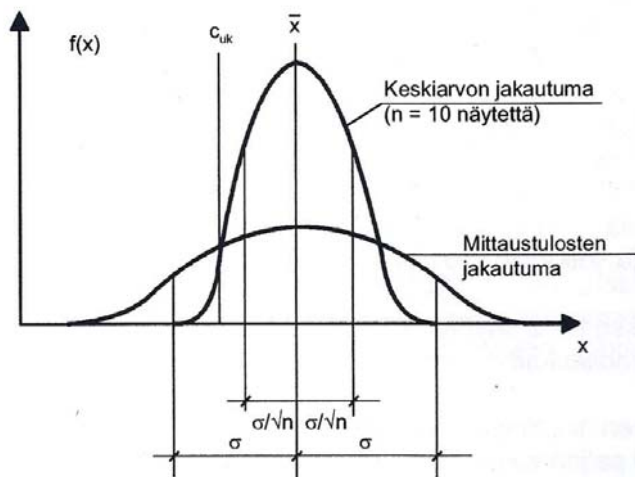
$$X_k = \bar{x} - 1,645 \cdot SD_{\bar{x}} \quad (6)$$

missä

$$SD_{\bar{x}} = \frac{SD_x}{\sqrt{n}} \quad (7)$$

missä  $\bar{x}$  on havaintojen keskiarvo  
 $SD_x$  on keskiarvon keskihajonta  
 $SD_x$  on otoksen (havaintojen) keskihajonta  
 $n$  on havaintojen lukumäärä

Kaavassa 5 arvo 1,645 tulee normaalijakauman kertymäfunktioista, ja se vastaa 95 % tai 5 % todennäköisyyttä (normaalijakauman symmetrisyydestä johtuen). Kaavassa käytetään keskiarvon keskihajontaa ("standard error of means") havaintojen keskihajonnan sijaan, sillä tarkastellaan keskiarvon 5 % fraktiilia havaintojen fraktiilin sijaan (RIL 207-1998 1998, LIITE H, s. 154–155).



Kuva 13. Yksittäisten maaparametrien ja niiden keskiarvon normaalijakaumat (RIL 207-2009 2009, s. 40).

Menetelmässä siis oletetaan, että koko populaation keskihajonta vastaa havainnoille määritettyä keskihajontaa, ja on siten tunnettu. RIL 207-2009:n mukainen menetelmä vastaa siis Eurokoodin COV tunnettu -menetelmää, jos oletetaan, että otokselle laskettu COV vastaa koko populaation COV-arvoa. Todellisuudessa koko populaation hajontaa ei tunneta, joten normaalijakauman sijaan tulisi käyttää Studentin t-jakaumaa (vertaa COV ei tunnettu -menetelmä), jonka avulla voidaan määrittää estimaatti populaation keskihajonnalle. (Frank et al. 2004, s. 46–49).

Kuten edellä kävi ilmi, tilastollisten menetelmien käyttö edellyttää, että koehavainnoja on riittävä määrä luotettavan tuloksen saamiseksi. Koehavainnoja on oltava ainakin noin 8–10, jotta laskettu otoskeskihajonta (ja siten COV) ovat luotettavia (Löfman 2016a, Schneider 1999).

Schneider (1999) on ehdottanut ominaisarvona käytettävän keskiarvoa, josta vähennetään puolet keskihajonnasta. Kyseessä on *tilastollisen menetelmän approksimaatio*, jota voidaan käyttää myös silloin, kun koehavainnoja on joko vähän tai ei ollenkaan. Tämän approksimaation avulla saadaan Schneiderin (1999) mukaan ominaisarvoja, jotka ovat suuruusluokaltaan lähellä kokeneiden geoteknisten suunnittelijoiden deterministisin perustein valitsemissa arvoissa. Schneiderin menetelmässä ominaisarvo määritetään seuraavasti:

$$X_k = \bar{x} \cdot \left(1 - \frac{COV_x}{2}\right) = \bar{x} - \frac{SD_x}{2} \quad (8)$$

Kaavassa  $COV_x$  voidaan joko laskea koehavainnoille tai vaihtoehtoisesti käyttää kirjallisuudesta löytyvää arviota  $COV$ -arvolle (vertaa  $COV$  tunnettu -menetelmä). Mikäli koehavainnoja tai luotettavaa tietoa  $COV$ -arvosta ei ole saatavilla, voidaan keskiarvo ja  $COV$  arvioida pelkän kokemustiedon avulla seuraavasti (Schneider 1999):

$$\bar{x} \cong \frac{a + 4 \cdot b + c}{6} \quad (9)$$



$$COV_x = \frac{SD_x}{\bar{x}} \cong \frac{c-a}{a+4\cdot b+c} \quad (10)$$

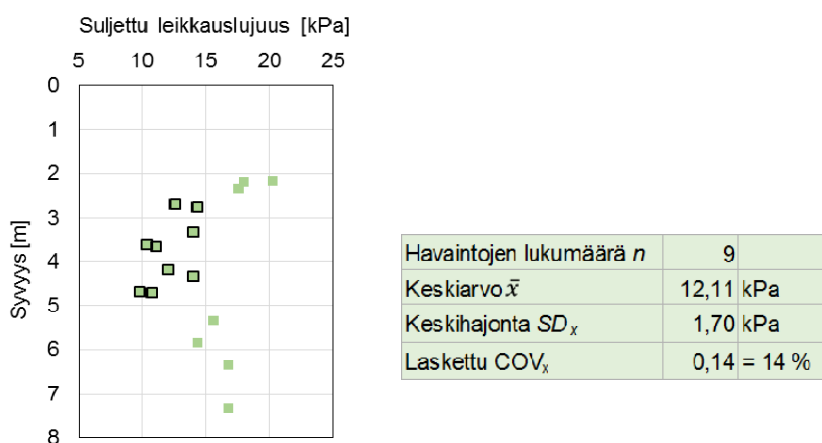
missä  $a$  on arvioitu minimiarvo  
 $b$  on todennäköisin arvo  
 $c$  on arvioitu maksimiarvo

COV-arvon laskukaavassa on oletettu, että minimi  $a$  ja maksimi  $c$  ovat kolme kertaa keskihajontaa pienempiä/suurempia kuin arvioitu keskiarvo. Schneiderin menetelmässä voidaan myös yhdistää koehavainnot sekä *a priori* -tieto Bayesin menetelmän avulla. Laskuesimerkki löytyy Luvusta 3.3.2.

#### 2.6.4 Ominaisarvon määrittäminen: Esimerkkejä

Perniössä on tehty runsaasti laboratoriokokeita (Mataić 2016). Aineiston kartiokokeista määritetään tässä esimerkissä suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo yhdelle kerrokselle tilastollisten menetelmien avulla. Kuvassa 14 on esitetty Perniön kahden vierekkäisen profiilin kartiokokeiden tulokset. Ominaisarvo määritetään kerrokselle syvyydellä 2,5–5,0 m (havainnot merkitty kuvaan mustilla reunuksilla).

Tutkitun kerroksen havainnoille laskettiin keskiarvo, keskihajonta sekä COV. Huomaa, että tässä määritetään Kaavan 4 mukainen otoskeskihajonta. Excelissä otoskeskihajonta voidaan määrittää funktiolla STDEV.S ("S" = sample = otos). Seuraavaksi määritetään suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo Eurokoodin ja RIL 207-2009 esittämällä menetelmillä. Eurokoodin COV tunnettu -menetelmässä voidaan käyttää Löfmanin (2016b) Perniön saven suljetulle leikkauslujuudelle määrittämää keskimääräistä COV-arvoa, mikä on 0,15 eli 15 % (katso Luku 3.2.1).



Kuva 14. Kartiokokeen tulokset ja havainnoille lasketut tilastolliset tunnusluvut.

Tilastollisen kertoimen arvot saadaan Taulukosta 5;

$$k_n (\text{COV ei tunnettu}) = 0,62$$

$$k_n (\text{COV tunnettu}) = 0,55$$

Ominaisarvo Eurokoodin menetelmällä (Kaava 2):

$$s_{u,k} (\text{COV ei tunnettu}) = 12,11 \cdot (1 - 0,62 \cdot 0,14) = \mathbf{11,06 \text{ kPa}}$$

$$s_{u,k} (\text{COV tunnettu}) = 12,11 \cdot (1 - 0,55 \cdot 0,15) = \mathbf{11,11 \text{ kPa}}$$

Ominaisarvo RIL 207-2009:n menetelmällä on vastaavasti (Kaava 6):

$$s_{u,k} = 12,11 - 1,645 \cdot \frac{1,70}{\sqrt{n}} = \mathbf{11,18 \text{ kPa}}$$

Schneiderin approksimaatiolla (Kaava 8):

$$s_{u,k} = 12,11 \cdot \left(1 - \frac{0,14}{2}\right) = \mathbf{11,26 \text{ kPa}}$$

Huomataan, että RIL tuottaa suuremman arvon kuin Eurokoodin menetelmä, mikä onkin oletettavissa. Kaiken kaikkiaan näillä menetelmillä lasketut arvot eivät juuri-kaan poikkea toisistaan (alle 1% ero). Schneiderin menetelmä (approksimaatio) sen sijaan tuottaa suurimman ominaisarvon, joskin ero pienimpään ominaisarvoon (COV ei tunnettu) on alle 2 %. Kun havaintojen määrä on 10 tai enemmän (tässä 9), ero eri menetelmien välillä on vähäinen.

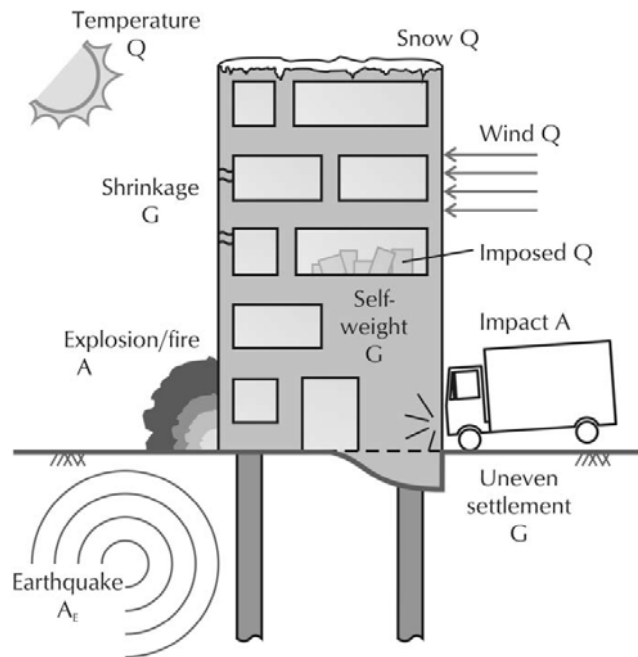
## 2.7 Kuormat

### 2.7.1 Kuormia koskevat ohjeet

Eurokoodin mukaisessa suunnittelussa käytettäviä kuormia on käsitelty Eurokoodissa 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat (SFS-EN 1991-1-1 2002+ AC 2009). Myös Eurokoodin soveltamisohjeissa Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 (Liikennevirasto 2014) sekä Eurokoodin soveltamisohje-Geotekninen suunnittelu–NCCI 7 (Liikennevirasto 2013) on esitetty ohjeita kuormitusten käsittelyyn suomalaisessa suunnittelussa.

Materiaalien tilavuuspainoja esitetään standardissa SFS-EN 1991-1-1 (liitteen A taulukot). Standardin kappaleessa 5.2.3 on esitetty siltoja koskevia lisäsääntöjä. Ellei hankekohtaisesti muuten määrätä, voidaan rakenneosien painoa laskettaessa käyttää standardin SFS-EN 1991-1-1 liitteen A taulukoihin perustuvia tilavuuspainoja.

Kirjassa Decoding Eurocode 7 (Bond & Harris 2008) esitetään kappaleessa 2.9 Eurokoodin mukaista kuormitusfilosofiaa, termejä sekä perusteita kuormien yhdistelystä erilaisissa kuormitustapauksissa. Kuvassa 2.11 on esitetty esimerkkejä pysyvistä (G), muuttuvista (Q), esikuormituksista tai jännityksistä (P) ja onnettomuuskuormista (A). Kuormat ovat ominaisarvoja.



Kuva 15. Rakenteeseen kohdistuvia pysyviä, muuttuvia ja onnettomuuskuormia (Bond & Harris 2008).

Taulukossa 8 alla on kuvattu sanallisesti erityyppisten kuormien esiintymisen todennäköisyyttä, kestoja sekä esimerkkejä eri ryhmiin kuuluvista kuormista (Bond & Harris 2008) eurokoodin 1990 mukaisesti. Taulukossa 9 on vastaavia kuormitustilanteista kuvattu geoteknisen suunnittelun näkökohdista.

Taulukko 8. Erityyppisten kuormien esiintymistodennäköisyys ja kesto (Bond & Harris 2008).

The table below summarizes the design situations defined in EN 1990.

Design situation	Real conditions	Time interval*	Probability	Example
Persistent	Normal	- DWL	Certain	Everyday use
Transient	Temporary	<< DWL	High	Construction or repair
Accidental	Exceptional	Very short	Low	Fire, explosion, impact, local failure
Seismic				Earthquake

\*DWL = Design Working Life

Taulukko 9. Eri tyyppisten geoteknisten kuormien esiintymistodennäköisyys ja kesto (Bond & Harris 2008).

Design situation	Real conditions	Term	Example
Persistent	Normal	Long	Buildings and bridges founded on coarse soils and fully-drained fine soils
		Short	Partially-drained slope in fine soils (with DWL less than 25 years)
Transient	Temporary	Long	Temporary works in coarse soils
		Short	Temporary works in fine soils
Accidental	Exceptional	Long	Buildings and bridges founded on coarse soils and quick-draining fine soils
Seismic		Short	Buildings and bridges founded on slow-draining fine soils

### 2.7.2 Kuormiin liittyvä epävarmuus

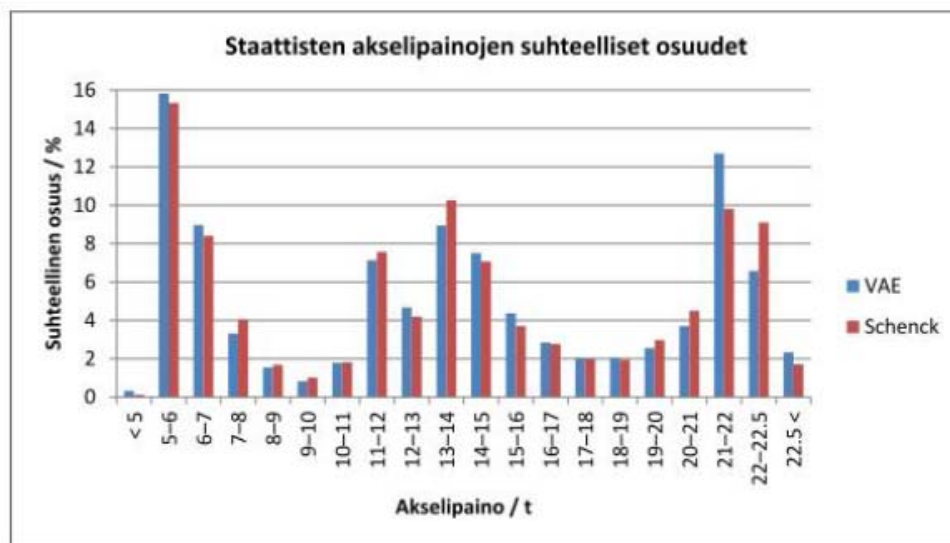
Eurokoodissa ei juurikaan käsitellä kuormiin liittyvää epävarmuutta. Aspin (2014) raportissa *Luotettavuusanalyysin perusteita siltojen kantavuuden arvioinnissa* sen sijaan käsitellään myös kuormien jakaumia ja satunnaisuutta. Rakenteeseen kohdistuvat kuormat ovat luonteeltaan epävarmoja muuttujia, eli vaikuttavalle kuormille ei voida johtaa sidottua arvoa. Sen sijaan voidaan määrittää kuormalle odotusarvo, maksimi tai vaihteluväli valitun ajanjakson sisällä tilastollisen analyysin avulla. Toisin sanoen kuormille voidaan määrittää odotusarvoon ja hajontaan perustuva jakauma, jota voidaan edelleen käyttää luotettavuusanalyysissä sidotun arvon sijasta. Sekä hyötykuormiin että omapainoon liittyy epävarmuutta. Omapainon ja muiden pysyvien kuormien epävarmuuden lähteitä ovat erinäiset mittausvirheet sekä poikkileikkauksmittojen idealisoinnit. Lisäksi usein tarkastellaan jotakin rakenteiden joukkoa, jonka yhteen lasketun painon eksakti määrittäminen on käytännössä mahdotonta. (Asp 2014).

Luonnonkuormien ominaisarvot perustuvat tilastolliseen analyysiin; usein aineistona ovat vuosittaiset maksimit riittävän pitkän tarkastelujakson ajalta ja näiden maksimien jakauma. Ominaisarvoksi valitaan usein vuosittaisten maksimien jakauman 5 % yläfraktiili; kuorman valittu ominaisarvo on siis suurempi kuin rakenteeseen kohdistuva kuorman aiheuttama rasitus 95 % todennäköisyydellä. Luonnonkuormat noudattavat usein ääriarvojakaumia, kuten Gumbel lumikuormalle ja Weibull tai Gumbel tuulikuormalle. Ääriarvojakaumien käytössä tarkastelujaksolla on merkittävä rooli; kun rakenteen suunniteltu käyttöikä on pidempi, on myös luonnonkuormien maksimi-arvojen esiintyminen kyseisellä aikavälillä todennäköisempää. (Asp 2014).

Liikennekuormiin liittyvää epävarmuutta voidaan arvioida esimerkiksi akselipainojakaumien avulla. Akselipainotutkimuksissa voidaan esimerkiksi selvittää, kuinka suuri osuus akselimassoista ylittää sallitun massan tietyllä rataosuudella vuoden aikana. Tilastoinnin avulla saadaan selville, missä rajoissa kyseisen rataosuuden akselimassat vaihtelevat, ja voidaan tehdä ennusteita esimerkiksi seuraavan 5 vuoden ai-

ka esiintyvistä akselipainojen maksimiarvoista. (Asp 2014). Kuvassa 2.12 on esitetty esimerkki junien akselipainojen mittaustuloksista kahdella eri mittausmenetelmällä.

Liikennekuormiin liittyvää epävarmuutta voidaan arvioida esimerkiksi akselipainojakaumien avulla. Akselipainotutkimuksissa voidaan esimerkiksi selvittää, kuinka suuri osuus akselimassoista ylittää sallitun massan tietyllä rataosuudella vuoden aikana. Tilastoinnin avulla saadaan selville, missä rajoissa kyseisen rataosuuden akselimassat vaihtelevat, ja voidaan tehdä ennusteita esimerkiksi seuraavan 5 vuoden aika esiintyvistä akselipainojen maksimiarvoista. (Asp 2014). Kuvassa 2.12 on esitetty esimerkki junien akselipainojen mittaustuloksista kahdella eri mittausmenetelmällä.

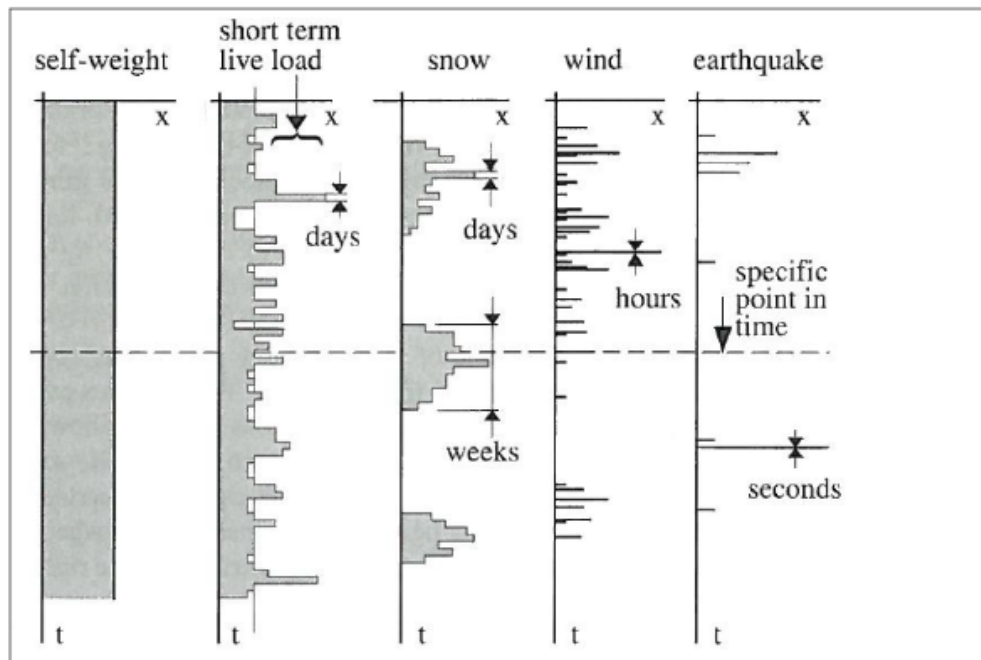


Kuva 16. Esimerkki junien akselipainojakaumasta kahdella eri mittausmenetelmällä (Samppala 2011).

Kuvassa 2.13 on esitetty graafisesti erilaisten kuormien intensiteetit ajan ( $t$ ) funktiona. Katkoviiva kuvaa yksittäistä ajanhetkeä, joka voi olla esimerkiksi mitoitustilanne. Kuormien tapauksessa tarkasteltava tarkastelu-aika vaikuttaa merkittävästi kuormien jakaumiin. Siispä luotettavuusanalyseissä tulee valita tarkastelu-aika, joka on yleensä joko yksi vuosi tai jäljellä oleva käyttöikä. Myös lyhyempiä tarkastelujaksoja voidaan käyttää, jos arvioidaan esimerkiksi työaikaista tai muun poikkeustilanteen aikaista luotettavuutta. (Asp 2014).

Silta- ja tierakenteissa liikennekuorma ja omapaino ovat merkittävimmät kuormat mitoituksen kannalta. Erityisesti siltarakenteissa liikennekuorma on usein suurin rasitusta aiheuttava muuttuva kuorma. Liikennekuorman tarkemmalla määrittämisellä voidaan saada kantavuuslaskentaan suurtakin hyötyä, ja sen ominaisuuksiin kannattaa keskittyä erityisesti olemassa olevien rakenteiden osalta. Tärkeintä olisi saada laskennassa käytettävän kuormituksen aiheuttama rasitustila vastaamaan mahdollisimman hyvin todellisen liikenteen aiheuttamaa rasitustilaa. Kuormakaavioiden käyttö edellyttää kuitenkin yksinkertaistuksia, jotka saattavat varsinkin monimutkaisissa kuormitustilanteissa aiheuttaa virheellisiä laskutuloksia. (Asp 2014).

Toisaalta uusien siltojen tapauksessa voidaan käyttää myös varsin konservatiivisia kuormia, sillä vaikutus kustannuksiin on varsin vähäinen. Pidemmällä tähtäimellä yli-kapasiteetin ja lisävarmuuden jättäminen voi olla jopa edullista myöhempien tarpeiden, kuten esimerkiksi sallittujen akselipainojen noston tai rakenteen ikääntymisestä johtuvan epävarmuuden kasvamisen vuoksi. Näissä tilanteissa ylimääräinen kapasiteetti voidaan ottaa käyttöön, ja kalliisiin ja vaativiin vahvennustoimiin ei tarvitse ryhtyä. (Asp 2014).

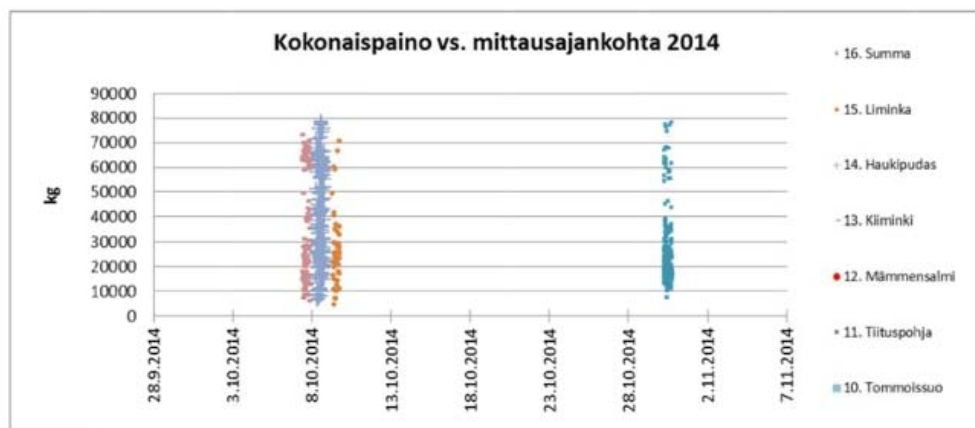


Kuva 17. Kuormien esiintymisen ajallinen jakautuminen sekä niiden vaikutusaika (Schneider 2006).

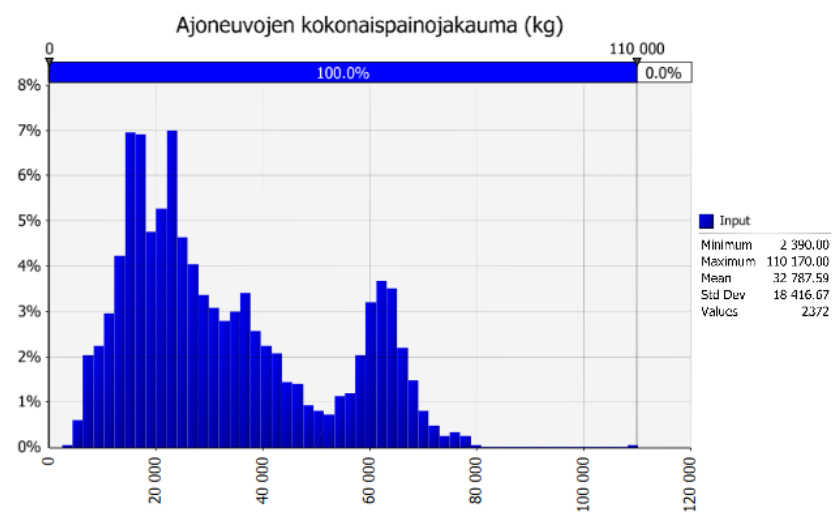
Ajoneuvoasetus muuttui 1.10.2013, minkä seurauksena raskaiden yhdistelmien suurimmat sallitut kokonaispainot nousivat. Tämä tarkoittaa, että entistä raskaammat ajoneuvot rasittavat sekä tierakennetta että siltoja aiempaan enemmän.

Tieliikenteen akselimassatutkimuksia on tehty vuosina 1999 (Tielaitos 2000) ja 2013–2014 (Toikka & Virtala 2015). Tutkimuksissa raskaiden ajoneuvojen akselimassat punnitaan staattisesti. Vuosina 2013–2014 ajoneuvojen kokonaispainot vaihtelivat välillä 5000–110 000 kg (suurin massa oli yksittäinen erikoiskuljetus kesällä 2014). Kuvassa 18 on esitetty loka-marraskuussa 2014 tehtyjen mittausten tulokset. Kuvassa 19 on esitetty kaikkien mitattujen ajoneuvojen kokonaismassajakaumat. Keskimääräinen kokonaismassa oli 32,8 tonnia. Vetoautojen keskimääräinen kokonaismassa oli 17,9 tonnia ja perävaunujen 18,6 tonnia. Maksimiarvot olivat vetoautoille 41 tonnia ja perävaunuille 76,5 tonnia.

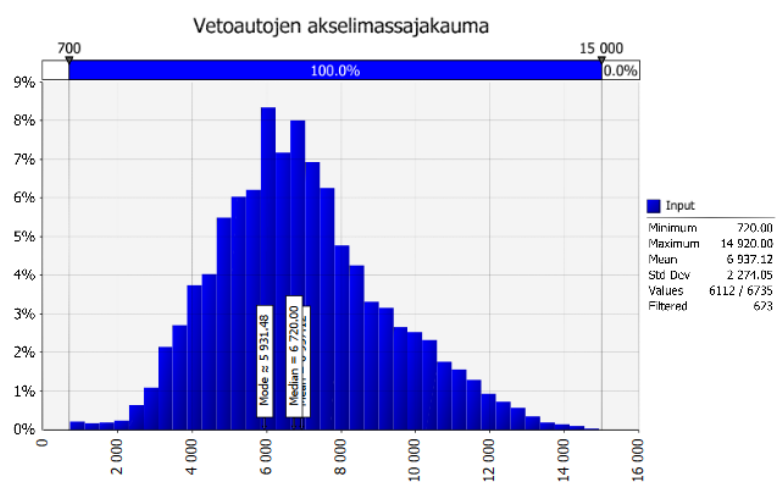
Ajoneuvojen keskimääräinen akselimassa oli 5624 kg. Paripyörärengastuksilla keskimääräinen akselimassa oli 6,9 tonnia, singlerengastuksella 4,6 tonnia ja yksittäis-rengastuksella 5,1 tonnia. Keskimääräinen akselipaino vaihteli mittauspaikoittain välillä 2,0–6,9 tonnia. Vetoautojen keskimääräinen akselimassa oli 6,9 tonnia ja perävaunujen keskimääräinen akselimassa 5,1 tonnia (Kuvat 20 ja 21).



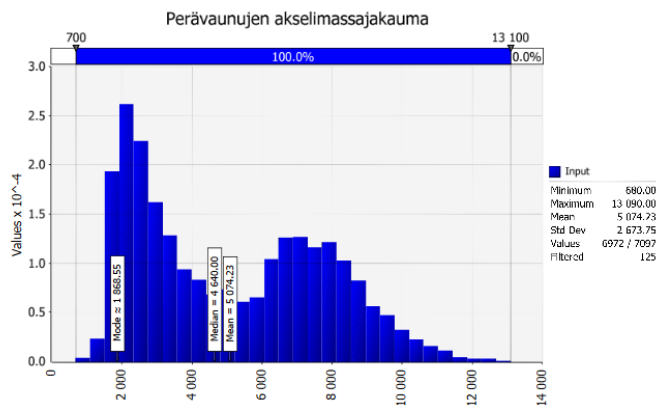
Kuva 18. Ajoneuvojen kokonaispainot mittauspaikoittain (Toikka & Virtala 2015).



Kuva 19. Ajoneuvojen kokonaispainojakauma (Toikka & Virtala 2015).



Kuva 20. Vetoautojen akselimassajakauma (Toikka & Virtala 2015).



Kuva 21. Perävaunujen akselimassajakauma (Toikka & Virtala 2015).

Yksittäisrenkaallisten akseleiden akselipaino vaihteli välillä 0,7–14,3 tonnia ollen keskimäärin 5,4 tonnia. Ylhäällä olevien akseleiden akselipainot eivät sisälly jakaumiin. Supersingleakseleiden akselipaino vaihteli välillä 0,8–12,8 tonnia ollen keskimäärin 5,1 tonnia. Paripyörällisten akseleiden akselipaino vaihteli välillä 1,0–14,9 tonnia ollen keskimäärin 7,1 tonnia. Tutkimuksen keskeisimpänä tuloksena voidaan pitää uusia kuormitusekvivalenttikertoimia, jotka määritettiin jokaiselle ajoneuvoryhmälle tehtyjen mittausten perusteella. Uudet kuormitusekvivalenttien arvot on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Uudet kuormitusekvivalenttikertoimet (Toikka & Virtala 2015).

Kuormausaste	Ajoneuvoryhmä			
	Kaip	Kapp	Kavp1	Kavp2
Tyhjät	0.62	0.48	0.69	0.70
Puolityhjät	0.70	1.02	1.60	1.01
Täydet	1.28	1.86	3.54	2.56
Keskimäärin	0.88	1.29	2.46	1.83

Liikkuvien ajoneuvojen aiheuttamaa liikennekuormitusta voidaan mitata Weight in Motion (WIM) mittaustekniikalla. Suomessa WIM-mittauksia on tehty silloilta (esimerkiksi kehäsillat) useamman vuoden aikana. Mittauksissa silta, tyypillisesti kannen alapinta, on instrumentoitu kiihtyvyyssanturien sekä pituus- että poikkisuuntaan. Mittaukset on kalibroitu akselipainoiltaan tunnetun ajoneuvon avulla. WIM-mittauksia on tehty useammalta sillalta ja mittausaika on yleensä yksi viikko. Näistä mittauksista on toistaiseksi olemassa vain mittausraportit ja mittausdata. Lopullista raporttia aletaan valmistella lähiaikoina.

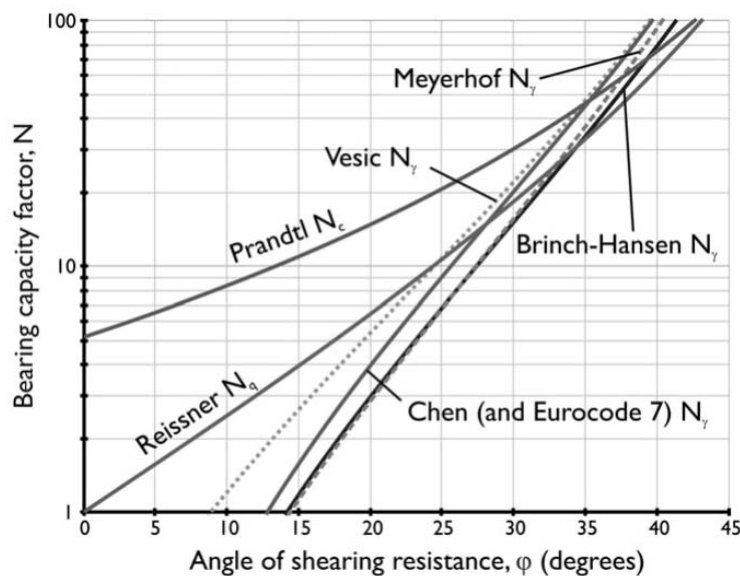
## 2.8 Laskentamalleihin liittyvä epävarmuus

Toistaiseksi RBD-menetelmien kehitys on keskittynyt pääosin lähtötietojen epävarmuuksien käsittelyyn, eikä laskentamallien tai laskentamenetelmien epävarmuutta ole käsitelty. Tavoite käyttää maaparametrien tilastollisia jakauma on useassa tapauksissa johtanut siihen, että on valittu mahdollisimman yksinkertainen laskentamalli (mm. Al-Naqshabandy 2012, Löfman 2016b). Näin siksi, että on voitu keskittyä paremmin tutkimaan maaparametrien vaihtelun vaikutusta. Menetelmän yksinkertaisuudesta johtuen itse laskentamallin epävarmuus on kuitenkin tällöin kasvanut.



Tämä ongelma poistunee tai sen merkitys pienenee tulevaisuudessa, kun laskentamenetelmät kehittyvät ja myös numeerisiin menetelmiin on implementoitu RBD-menetettyitä.

Krahn (2003) on verrannut liukupintalaskelmien eri ratkaisumenetelmiä (voima- tai momenttitasapainomenetelmiä) toisiinsa käyttäen SLOPE/W-ohjelmaa. Vastaavasti Bond & Harris (2008) ovat vertailleet kantokestävyyslaskelmien kantavuuskertoimien arvoja (Kuva 22). Lisäksi Ruotsala (2011) on tutkinut diplomityössään Suomessa käytettäviä tukiseinä-laskelmien maanpainekertoimia ja laskentamenetelmiä. Toisaalta paalujen mitoitus perustuu ensisijassa koekuormituksiin, joiden mitoituskaavat sisältävät jo tilastollisuuden vaikutuksen. Johtopäätöksenä voidaan todeta, että laskentamalleihin liittyvää epävarmuutta on haastava arvioida määrällisesti. Toisten laskentamenetelmien osalta (muun muassa kantokestävyys ja maanpainekerroin) kansalliset ohjeet (RIL 207-2009 ja NCCI7) antavat suuntaviivat käytettäville menetelmille määrittäen siten laskentamenetelmien sallitun epävarmuustason.



Kuva 22. Kantavuuskertoimien  $N_q$ ,  $N_c$  ja  $N_r$  vertailua (Bond & Harris 2008).

On myös tärkeä havaita, että laskennan geometriaan voi liittyä suuriakin epävarmuuksia. Geometriaa on yleensä hankala – ainakaan nykyisissä laskentaohjelmissa – vaihdella tilastollisesti. Siksi esimerkiksi kerrospaksuuksiin ja pohjaveden pinnan tasoon vaihteluun liittyen olisi hyvä tehdä herkkyystarkasteluja. Yleensä nämä tarkastelut on suhteellisen yksinkertaista tehdä vaikka minimi- ja maksimiarvojen tarkastamiseksi.

## 3 Todennäköisyyslaskenta ja tilastolliset menetelmät geoteknisessä suunnittelussa

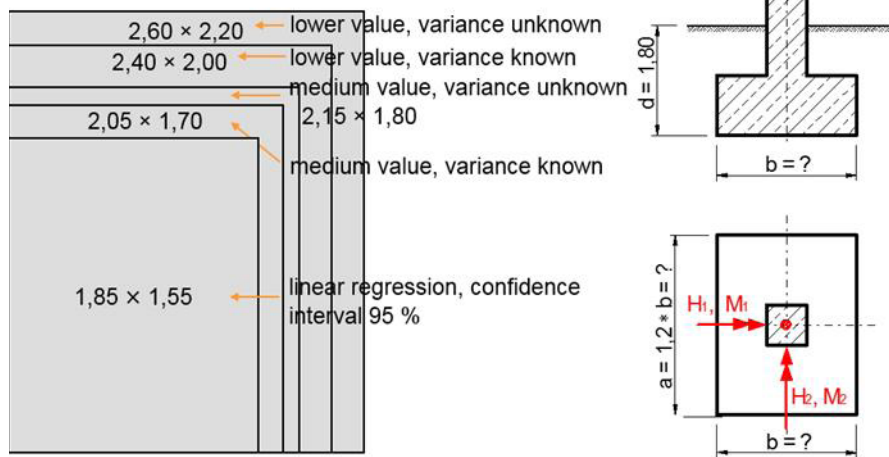
### 3.1 Luotettavuuteen perustuva suunnittelu ja varmuuslukumenetelmät

Suunnittelumenetelmät ovat vuosikymmenten aikana muuttuneet; aluksi käytetyn sallittujen jännitysten menetelmä on korvautunut ensin kokonaisvarmuus- ja eurokoodin myötä osavarmuusmenetelmällä. Pohjarakennusohjeet vuodelta 1979 (PRO-79) suosittelivat rajatilamenetelmän käyttöä (sekä kokonais- että osavarmuuslukumenetelmät) mitoituksessa, mutta myös sallittujen jännitysten menetelmää annettiin mahdollisuus käyttää. Tällä hetkellä käytössä oleva eurokoodimenetelmä perustuu osavarmuuslukumenetelmään, mutta aiemmista käytännöistä poiketen epävarmuutta kohdennetaan maaparametrien lisäksi myös kuormiin, niiden vaikutuksiin sekä kestävyteen. Tulevaisuudessa siirryttäneen kohti todennäköisyyspohjaista mitoittamista (luotettavuuteen perustuva suunnittelu eli RBD) erityisesti vaativissa kohteissa. Tavotteena on täydentää perinteisiä laskentamenetelmiä, ei korvata niitä kokonaan. RBD-menetelmissä käytetään sidottujen arvojen sijaan maaparametrien ja muiden muuttujien jakaumia, joiden määrittäminen perustuu tilastolliseen analyysiin (COV-arvojen määrittäminen). Tilastollisia menetelmiä on mahdollista ja kannattavaa käyttää jo tällä hetkellä maaparametrien ominaisarvojen määrittämisessä Eurokoodin ohjeiden mukaisesti.

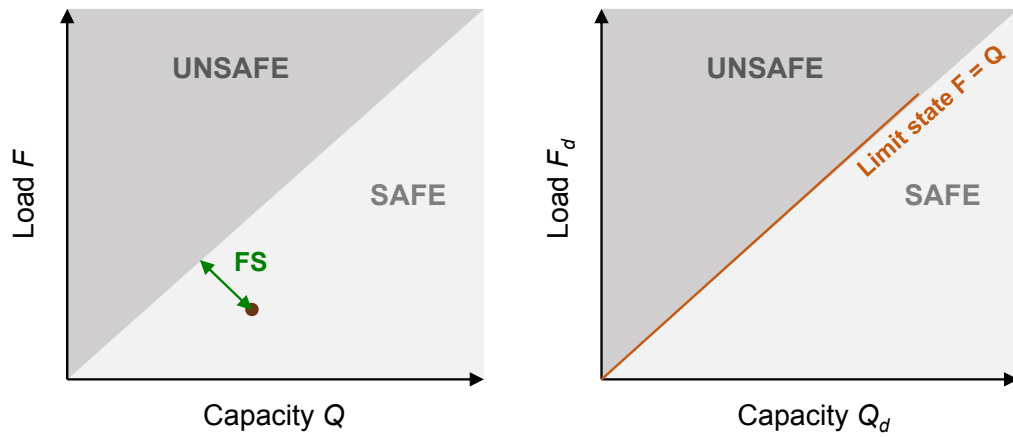
Nykyiset pääosin kokemuseräiset mitoitusmenetelmät riittävät luotettavaan suunnitteluun tavanomaisessa rakentamisessa. Todennäköisyyspohjaisten mitoitusmenetelmien vahvuutena on kuitenkin se, että maaparametreihin ja muihin muuttujiin liittyvä epävarmuus voidaan ottaa huomioon entistä tarkemmin. Erityisesti tästä on hyötyä vaativissa tai laajoissa kohteissa tai infraomaisuuden hallinnassa (vertaa Geomimpuls). Useat esimerkit ovat osoittaneet, että todennäköisyyspohjaisen mitoituksen käyttö on johtanut taloudellisempiin suunnittelu-ratkaisuihin, jolloin myös ympäristövaikutukset ovat usein pienemmät. Kuvassa 23 on esitetty Pohlin (2011) esimerkki anturan mitoituksista, jossa on saatu lähes 50 % säästö käyttämällä RBD-menetelmää. Ennen kaikkia nämä menetelmät mahdollistavat kohteen erinäisten riskien tunnistamisen, sillä mitoitukseseen yhdistetään yleensä myös herkkyysanalyysi. Seuraavaksi esitellään luotettavuuteen perustuvan suunnittelun (RBD) periaatteet.

Kokonaisvarmuusluku (FS) kuvaa sitä, miten kaukana rakenteen kapasiteetti  $Q$  on sen kuormituksesta  $F$  (Kuva 24). Kun käytetään eurokoodin tyyppistä rajatilamitoitusta, mitoituskriteerinä on se, että suunnittelukuorma on suurempi tai enintään yhtä suuri kuin rakenteen suunnittelukapasiteetti (tai kestävyys). Epävarmuus sijoitetaan kuormiin ja materiaaliominaisuuksiin tai kestävyteen. (Phoon 2011).

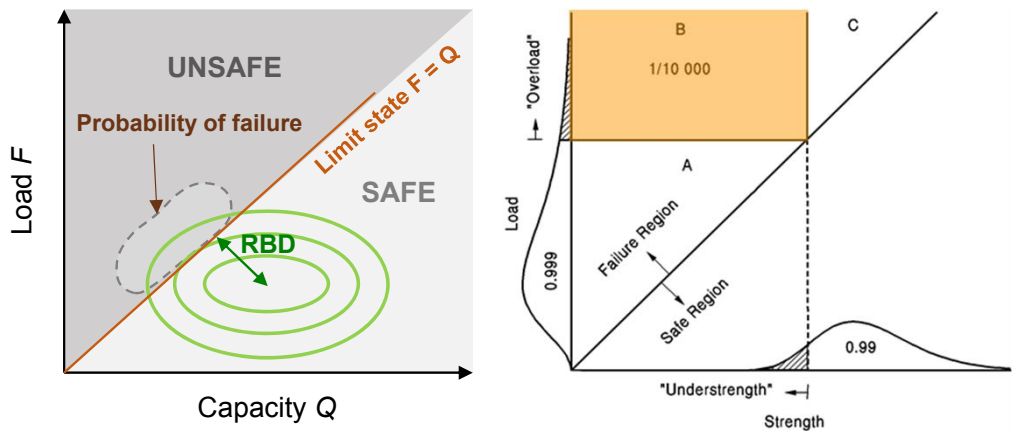
Luotettavuuteen perustuvassa suunnittelussa (RBD) sen sijaan mitoitusehtona on suurin sallittu vaurioitumistodennäköisyys (probability of failure)  $p_f$ , joka on murto-rajatilan tai käyttörajatilan mitoitusehdon ylittymisen todennäköisyys. Kuvassa 25 on esitetty RBD:n mitoitusperiaate. Vaurioitumistodennäköisyys on siis todennäköisyys sille, että kuormitus on kestävyyttä suurempi. Vaurioitumistodennäköisyys voidaan määrittää myös käyttörajatilassa, jolloin kriteerinä on suurin sallittu muodonmuutos, painuma tai siirtymä.



Kuva 23. Anturan mitoitus RBD-menetelmällä (Pohl 2011).



Kuva 24. Kokonaisvarmuusluku (vasemmalla) ja rajatilamitoitus (oikealla) (muokattu, Phoon 2011).



Kuva 25. RBD:n periaate (vasemmalla) ja ylikuormitus sekä lujuuden alitus (oikealla) (muokattu, Phoon 2011).

RBD-menetelmissä määritellään usein varmuustasoa kuvaava marginaalifunktio  $g$  ("margin of safety", "performance function") (Löfman 2016b, Luku 2.1):

$$g = Q - F \quad (11)$$

missä  $Q$  on kestävyys  
 $F$  on kuormien vaikutus

Rakenteen vaurioituminen (sortuma) tapahtuu siten oletettavasti silloin, kun marginaalifunktio  $g$  saa negatiivisen arvon. Vaurioitumistodennäköisyys  $p_f$  on siten tapahtuman  $g \leq 0$  todennäköisyys. Suunnittelussa luotettavuuden mittana käytetään yleisesti luotettavuusindeksiä  $\beta$ , jonka yhteys vaurioitumistodennäköisyyteen  $p_f$  kuvataan kaavalla 3.2 (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 146–149):

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (12)$$

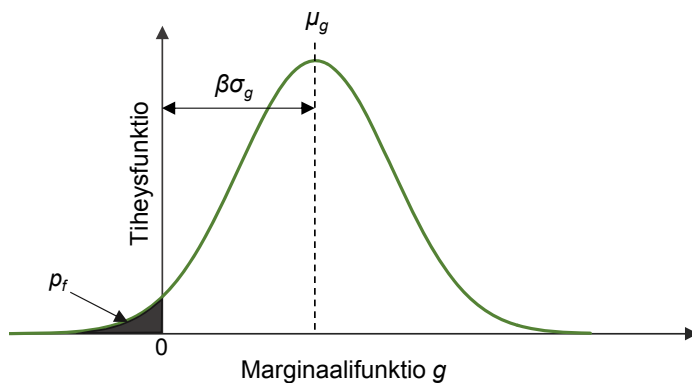
missä  $\Phi$  on standardinormaalijakauman kertymäfunktio

Standardinormaalijakauma on yleisen normaalijakauman erikoistapaus, jonka odotusarvo  $\mu$  on 0 ja varianssi  $\sigma^2$  on 1. Yllä esitetty yhteys pätee kuitenkin vain tilanteissa, joissa myös satunnaismuuttujat  $Q$  ja  $F$  noudattavat normaalijakaumaa. Jos marginaalifunktio  $g$  on normaalijakautunut, luotettavuusindeksille  $\beta$  saadaan määritelmä (Löfman 2016b, Luku 2.1):

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (13)$$

missä  $\mu_g$  on marginaalifunktion  $g$  odotusarvo  
 $\sigma_g$  on marginaalifunktion  $g$  keskihajonta

Luotettavuusindeksi  $\beta$  ilmaisee siis marginaalifunktion  $g$  odotusarvon  $\mu_g$  etäisyyden kriittisestä arvosta ( $g = 0$ ). Tarkemmin ottaen luotettavuusindeksi arvo kuvaa kuinka monen keskihajonnan  $\sigma_g$  päässä odotusarvosta  $\mu_g$  tämä kriittinen kohta on. Kuvassa 26 on esitetty yhteisfunktion  $g$  tiheysfunktio, luotettavuusindeksin määritelmä sekä se pinta-ala, joka on tilanteen  $g < 0$  todennäköisyys eli vaurioitumistodennäköisyys  $p_f$ . Pinta-ala voidaan laskea tiheysfunktion  $f(x)$  kertymäfunktion  $F(x)$  avulla. (Löfman 2016b, Luku 2.1).



Kuva 26. Marginaalifunktion  $g$  tiheysfunktio sekä pinta-ala, jonka arvo on  $p_f$  (Löfman 2016b, Luku 2.1)

Kuten edellä kävi ilmi, luotettavuusindeksi  $\beta$  on siten vaurioitumistodennäköisyyden  $p_f$  vaihtoehtoinen esitystapa. Luotettavuusindeksin  $\beta$  käyttö on geotekniikan alalla yleisempää (al-Naqshabanby 2012), sillä vaurioitumistodennäköisyyden  $p_f$  nimi on varsin harhaanjohtava. Esimerkiksi luiskan stabiliteetin tarkastelussa ”vaurioituminen” ei välttämättä tarkoita koko luiskan sortumista, vaan pikemminkin paikallista murtumista tai merkittäviä muodonmuutoksia. Tämä vastaa siis sitä tilannetta, että luiskan varmuusluku FS on yksi; vaikka mitoitusehto ylittyy, sortumaa ei vielä tapahdu. Taulukkoon 3.1 on listattu joidenkin  $p_f$  arvojen vastaavia luotettavuusindeksin  $\beta$  arvoja.

Taulukko 11. Luotettavuusindeksin  $\beta$  ja todennäköisyyden  $p_f$  välinen suhde.

$p_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Mitoitusehtona käytettävän luotettavuusindeksin pienin sallittu arvo  $\beta$  riippuu sovellettavista säännöksistä. Suomessa geoteknisessä suunnittelussa noudatetaan pitkälti Eurokoodi 7:n ohjeita. Eurokoodi 7 (Geotekninen suunnittelu) taas nojautuu eurokoodin Rakenteiden suunnitteluperusteet – standardiin (EN 1990), jossa määritellään luotettavuuden tasoluokitus. Mitoitusehdot RBD-suunnittelua varten saadaan siten suoraan eurokoodista. Pienin sallittu luotettavuusindeksin  $\beta$  arvo määräytyy luotettavuusluokan (RC) mukaan, mutta yleisesti ottaen geoteknisessä suunnittelussa ”hyväksyttävä” vaurioitumistodennäköisyys on  $10^{-4}$ . Tämä tarkoittaa, että luotettavuusindeksin pitäisi olla suurempi kuin 3,72 (Phoon 2008).

Yleisimmin käytettävä luotettavuusluokka on RC2, ja EN 1990 -standardin informatiivisessa Liitteestä C löytyy ohjeelliset luotettavuusindeksin  $\beta$  vähimmäisarvot eri mitoitustilanteille (Taulukko 12).

Taulukko 12. Luotettavuusindeksin  $\beta$  vähimmäisarvot luokassa RC2 (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, Liite C, s. 148).

Taulukko C2 Luotettavuusindeksin  $\beta$  tavoitearvot luokan RC2 rakenteosille<sup>1)</sup>

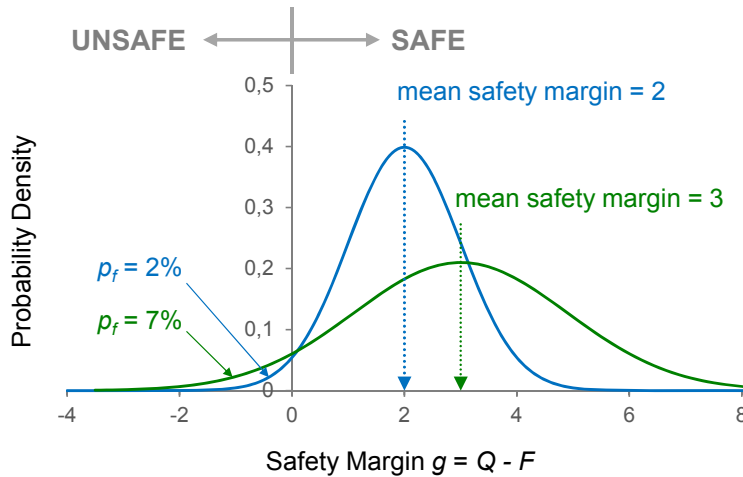
Rajatila	Luotettavuusindeksin tavoitearvo	
	1 vuosi	50 vuotta
Murtorajatila	4,7	3,8
Väsyminen		1,5...3,8 <sup>2)</sup>
Käyttörajatila (palautumaton)	2,9	1,5

<sup>1)</sup> Ks. liitettä B.  
<sup>2)</sup> Riippuu tarkastus- ja korjausmahdollisuuksista ja vaurionsietokyvystä.

Nämä vähimmäisarvot koskevat kuitenkin erityisesti rakenteiden suunnittelua. Geoteknisen suunnittelun puolella sen sijaan luotettavuusindeksin minimiarvoja ei ole määritelty (suomalaisissa standardeissa). Yleisesti ottaen Eurokoodin mukaisten osavarmuuskertoimien käytön katsotaan johtavan rakenteisiin, joiden luotettavuusindeksi  $\beta$  on 50 vuoden tarkastelujaksoa käytettäessä yli 3,8 (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, Liite B, s. 136–138).

Luotettavuusindeksin käytön vahvuutena on se, että voidaan saavuttaa yhtäläinen varmuustaso kohteesta riippumatta. Kun tarkastellaan eri kohteitten marginaalifunktion  $g$  jakaumia, huomataan, että suurempi varmuusluku ei välttämättä tarkoita, että rakenne olisi turvallisempi (Kuva 27). Koska erityisesti maaparametreihin liittyvä epävarmuus on usein merkittävää, myös kestävyys Q hajonta voi olla suuri. Suurempi epävarmuus eli hajonta maan kestävyudessa (tai kuormissa) johtaa siihen, että marginaalifunktion keskihajonta on suuri, ja siten myös vaurioitumistodennäköisyys

$p_f$  on suurempi (kuvan vihreä jakauma). Kuvan 27 keltainen jakauma taas edustaa pienemmän varmuusluvun tapausta, mutta koska keskihajonta on nyt pienempi, on myös  $p_f$  pienempi. On siis ilmeistä, että varmuuslukumenetelmän käyttö ei takaa yhtenäisen luotettavuustason saavuttamista.



Kuva 27. Onko suurempi varmuusluku varmempi? (muokattu, Phoon 2011).

## 3.2 Laskentaparametrit RBD-menetelmissä

### 3.2.1 Maaparametrien COV-arvot

Yksittäisen ominaisarvon sijaan RBD-laskentamenetelmissä käytetään maaparametrin koko jakaumaa eli tiheysfunktioita. Jakauman määrittelyyn riittää yleisimpien jakaumatyyppien tapauksessa kaksi parametria; keskiarvo ja keskihajonta. Koska koetuloksien määrä harvoin riittää määrittämään ominaisuuden jakauman luotettavasti, pyritään yleensä käyttämään kirjallisuudesta löytyviä COV-arvoja. Jos kohteeseen soveltuva COV on tunnettu, voidaan keskihajonta arvioida havainnoille lasketun keskiarvon  $\bar{x}$  avulla seuraavasti:

$$SD_x = \bar{x} \cdot COV_x \quad (14)$$

Kun maaparametrin keskiarvo ja keskihajonta ovat tiedossa, voidaan muodostaa maaparametrin tiheysfunktio, esimerkiksi normaalijakauman muodossa. Kun maaparametrille on määritetty teoreettinen jakauma, voidaan laskennassa arpoa maaparametrin arvoja käyttäen esimerkiksi Monte Carlo -simulaatiota. Kun suoritetaan jakauman sovitus datalle, saadaan tuloksena jakauma, joka tuottaa simulaatioita varten myös datan ulkopuolisia arvoja. Koska havaintojen määrä on usein rajallinen, sovitettu jakauma mahdollistaa entistä tarkemman laskennan. Sovitetun jakauman käyttö myös karsii poikkeamat histogrammissa, jotka tyypillisesti johtuvat vähäisestä havaintomäärästä tai mittausvirheistä. (Löfman 2016b, Luku 2).

Analyseissä, joissa tutkitaan laajempaa aluetta (esimerkiksi elementtimenetelmissä), tarvitaan COV-arvon lisäksi parametria nimeltä korrelaation pituus  $\theta$ . Korrelaation pituus käsitellään tarkemmin Luvussa 3.2.2.

Vaativissa kohteissa, joissa tehdään paljon pohjatutkimuksia, COV pystytään määrittämään kerroskohtaisesti. Rutiinis suunnittelussa havaintojen määrä ei kuitenkaan riitä COV-arvojen luotettavaan määrittämiseen. Määritettyjen COV-arvojen koonnit ja vertailut ovat kuitenkin osoittaneet, että on mahdollista määrittää tyypillisiä COV-vaihteluvälejä eri maalajien ominaisuuksille (maaparametreille). Rutiinis suunnittelussa voitaisiin siten oletettavasti hyödyntää kirjallisuudesta löytyviä tyypillisiä vaihteluvälejä.

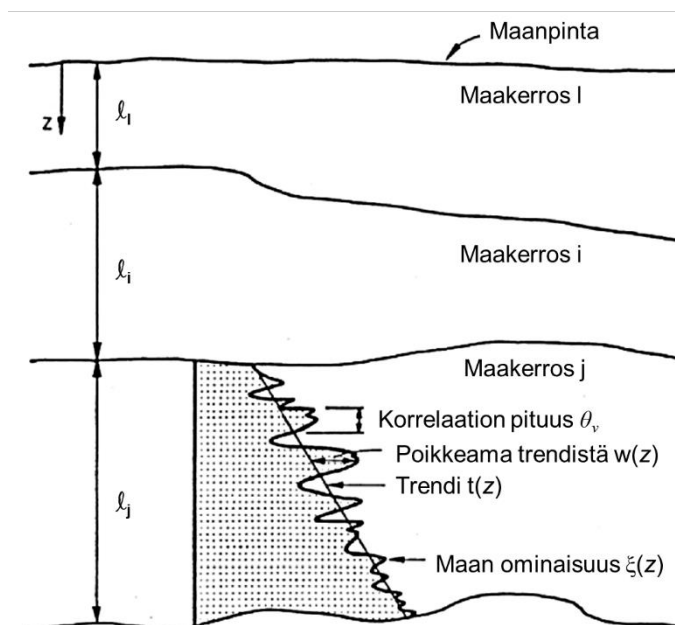
Luonnollisen vaihtelun COV voidaan määrittää käyttäen Luvussa 2.6.3 esitettyjä kaavoja, mikäli tarkasteltava ominaisuus ei muutu syvyyden suhteen. Olennaista on, että COV määritetään tällöin suhteellisen homogeeniselle kerrokselle, eli otos ei saisi sisältää eri maakerrosten arvoja.

Mikäli tarkasteltava ominaisuus muuttuu selkeästi syvyyden suhteen, havainnot tulee normalisoida trendifunktion avulla. Syvyyden suhteen muuttuvan maan ominaisuuden luonnollinen vaihtelu voidaan kuvata seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 3.1):

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (15)$$

missä  $\xi$  on maan *in-situ* ominaisuus  
 $z$  on syvyys [m]  
 $t(z)$  on trendifunktio  
 $w(z)$  kuvaa poikkeamaa trendin ympärillä.

Termi  $w(z)$ , eli poikkeama trendistä edustaa maan ominaisuuden luonnollista vaihtelua (Kuva 28).



Kuva 28. Maan ominaisuuden luonnollinen vaihtelu syvyyden  $z$  suhteen (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Maan luonnollisen vaihtelun keskihajonta  $SD_w$  lasketaan Kaavan 16 avulla (Löfman 2016b, Luku 3.1):

$$SD_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad (16)$$

missä  $n$  on havaintopisteiden lukumäärä  
 $w(z_i)$  on poikkeaman suuruus trendistä syvyydellä  $z_i$

Termin  $w(z_i)$  suuruus voidaan määrittää jokaiselle havainnolle vähentämällä havaitusta arvoista trendifunktion mukainen arvo kyseisessä pisteessä. Kun maan luonnollisen vaihtelun keskihajonta on laskettu, voidaan määrittää maan luonnollista vaihtelua kuvaava variaatiokerroin  $COV_w$  (Löfman 2016b, Luku 3.1):

$$COV_w = \frac{SD_w}{\bar{t}} \quad (17)$$

missä  $\bar{t}$  on trendifunktion arvon keskiarvo tarkasteltavalla syvyydellä

Trendifunktion määrittäminen käsitellään tarkemmin Luvussa 3.4 ja esimerkki sen soveltamisesta on Luvussa 4.2. Taulukkoon 13 on listattu laboratorioissa määritettävien maaparametrien arvioituja  $COV_w$  -arvoja, jotka kuvaavat maan kyseisen ominaisuuden luonnollista vaihtelua. Taulukossa 14 on vastaavasti CPT- ja siipikairauksilla mitattujen ominaisuuksien  $COV_w$  -arvot. Nämä arvot perustuvat useisiin tutkimuksiin eli otoksiin; vaikka ominaisuuden arvon ilmoitettu vaihteluväli on suuri, yksittäisissä otoksissa vaihteluväli on huomattavasti pienempi, sillä luonnollisen vaihtelun arvioinnissa käytetty data on peräisin samasta maakerroksesta.

Taulukko 13. Laboratoriokokeilla määritettyjen ominaisuuksien luonnollinen vaihtelu (Löfman 2016b, Luku 3).

Ominaisuus*	Maa	Ominaisuuden arvo		COV <sub>w</sub> (%)	
		Vaihteluväli	Keskiarvo	Vaihteluväli	Keskiarvo
$s_u$ (UU) (kPa)	Savi, siltti	15–363	276	11–49	22
$s_u$ (CIUC) (kPa)	Savi	130–713	405	18–42	32
$s_u$ (kPa)†	Savi	8–638	112	6–80	32
$\varphi'$ (°)	Hiekka	35–41	37,6	5–11	9
$\varphi'$ (°)	Savi, siltti	9–33	15,3	10–50	21
$\tan \varphi'$ (TC)	Savi, siltti	0,24–0,69	0,509	6–46	20
$\tan \varphi'$ †	Hiekka	0,65–0,92	0,744	5–14	9
$w$ (%)	Hienorakeinen	13–105	29	7–46	18
$w_L$ (%)	Hienorakeinen	27–89	51	7–39	18
$w_P$ (%)	Hienorakeinen	14–27	22	6–34	16
$I_P$ (%)	Hienorakeinen	12–44	25	9–57	29
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Hienorakeinen	14–20	17,5	3–20	9
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Hienorakeinen	13–18	15,7	2–13	7

\* $s_u$ , suljettu leikkauslujuus; UU, konsolidoimaton suljettu puristuskoee; CIUC, isotrooppisesti konsolidoitu suljettu puristuskoee;  $\varphi'$  tehokas kitkakulma; TC, kolmiaksaalinen puristuskoee;  $w$ , vesipitoisuus;  $w_L$ , juoksuraja;  $w_P$ , plastisuusraja;  $I_P$ , plastisuusluku;  $\gamma$ , tilavuuspaino;  $\gamma_d$ , kuiva-tilavuuspaino

†Laboratoriokoe-tyyppejä ei ole raportoitu



Taulukko 14. Kairauksilla määritettyjen arvojen luonnollinen vaihtelu (Löfman 2016b, Luku 3).

Ominaisuus*	Maa	Ominaisuuden arvo		COV <sub>w</sub> (%)	
		Vaihteluväli	Keskiarvo	Vaihteluväli	Keskiarvo
$q_c$ (MPa)	Hiekka	0,4–29,2	4,10	10–81	38
$q_c$ (MPa)	Silttinen savi	0,5–2,1	1,59	5–40	27
$q_T$ (MPa)	Savi	0,4–2,6	1,32	2–17	8
$s_u$ (VST) (kPa)	Savi	6–375	105	4–44	24

\*  $q_c$ , CPT-kairauksen mitattu kärkivastus;  $q_T$ , CPT-kairauksen korjattu kärkivastus;  $s_u$  (VST), siipikairauksella määritetty suljettu leikkauslujuus

Taulukoista 13 ja 14 havaitaan, että luonnollisen vaihtelun COV on tyypillisesti savelle suurempi kuin esimerkiksi hiekalle. Lisäksi lujuusominaisuuksien luonnollinen vaihtelu on yleensä suurempaa kuin indeksiominaisuuksien vaihtelu. Esimerkiksi tilavuuspainon tapauksessa pienin arvioitu COV on vain 2 %, kun taas suljetun leikkauslujuuden tapauksessa COV voi olla jopa 80 %. Lisäksi Taulukosta 13 huomataan, että saven ja siltin tehokkaan kitkakulman COV on huomattavasti suurempi kuin hiekan.

Yllä esitetyt arvot ovat peräisin kansainvälisestä kirjallisuudesta. Suomessa vastaavia analyysejä on tehty erittäin vähän. Löfman (2016b) arvioi Perniön saven luokitus-, lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien COV-arvot. Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 15) on koottu Perniön saven ominaisuuksien arvioitut COV-arvot, keskiarvot joille COV-arvot pätevät, tuloksiin perustuva ehdotus sekä vertailuarvot kirjallisuudesta. Perniön COV-arvot edustavat kokonaisuvarmuutta, mutta ero luonnollisen vaihtelun COV-arvoon on todennäköisesti pienehkö (Löfman 2016b, Luku 4.3).

Taulukko 15. Perniön saven ominaisuuksien keskiarvojen ja COV-arvojen vaihteluvälit, tuloksiin perustuva ehdotus sekä kansainvälinen todettu vaihteluväli (muokattu, Löfman 2016b, Luku 5).

Ominaisuus*	Keskiarvo vaihteluväli	COV vaihteluväli [%]	COV ehdotus [%]	COV kans.välinen [%]
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	13,9–15,1	1–4	2	<10
$w$ [%]	84,7–109	4–29	10–20	8–30
$w_L$ [%]	60,7–82,8	10–15	10–15	6–30
$e$ [-]	2,33–3,09	4–15	8–15	25†
$s_u$ [kPa]	12,5–17,4	9–21	15–20	20–40
$\varphi_{cr}$ [°]	34,0–42,6	18–22	18–22	-
$M$ [-]	1,35–1,85	15–28	20–25	-
$C_c$ [-]	1,68–4,13	24–52	35–45	30†
$C_r$ [-]	0,123–0,168	17–31	20–30	-
$\sigma'_p$ [kPa] ‡	35,98	3,1	5–15	10–35†
$OCR$ [-] ‡	1,046	3,5	5–15	10–35†
$s_u / \sigma'_{vo}$ ‡	0,379	10,3	10–15	5–15†
$\varphi'$ [°] (CAUC)	20,3–22,7	29–41	30–40	12–56†
$c'$ [kPa] (CAUC)	5,39–6,94	47–136	50–90	-

\*  $e$ , huokosluku;  $\varphi_{cr}$ , kriittisen tilan kitkakulma;  $M$ , kriittisen tilan jännityssuhde;  $C_c$ , kokoonpuristuvuusindeksi;  $C_r$ , elastinen kokoonpuristuvuusindeksi;  $\sigma'_p$ , esikonsolidaatiojännitys;  $\sigma'_{vo}$ , vallitseva tehokas jännitys;  $c'$ , tehokas koheesio

† vaihteluväli/suositus kokonaisuvarmuudelle (Müller 2013).

‡ Vain yksi tulos, analyysi tehty profiilille kerroksien sijaan

Perniön saven maaparametrien COV-arvot vastaavat suuruusluokaltaan pitkälti kansainvälisen kirjallisuuden arvoja. Perniön saven suljetun leikkauslujuuden COV oli kuitenkin keskimäärin noin 15 %, mikä on hieman pienempi verrattuna kansainvälisen kirjallisuuden arvoihin (20–40 %). Lisäksi esikonsolidaatiojännityksen ja OCR-arvon tapauksessa COV oli huomattavasti pienempi kuin kansainvälisen kirjallisuuden mukaiset vertailuarvot. Syynä suureen eroon voi olla se, että näiden parametrien COV määritettiin koko profiilille, joten havaintoja oli runsaasti. Kansainvälisen kirjallisuuden COV-arvot taas saattavat perustua analyyseihin, joissa tarkastellaan kerroksia koko profiilin sijaan, ja tulosten normalisointia ei ole välttämättä tehty.

Perniön saven COV-arvoja ei voida kuitenkaan käyttää varauksetta suunnittelussa, sillä kyseessä on vain yksi savikkokohde. Vasta kun usean eri suomalaisen savikko-kohteen COV-arvot on määritetty, voidaan laatia luotettavia suositeltavia arvoja geoteknisten suunnittelijoiden käyttöön.

**Mittausvirheen** COV-arvoja ei ole tutkittu Suomessa juurikaan. Kansainvälisestä kirjallisuudesta kuitenkin löytyy joitakin arvioituja COV-arvoja mittausvirheelle. Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 16) on koottu eri laboratoriokokeille määritettyjä mittausvirheen  $COV_e$  vaihteluvälejä sekä keskiarvot.

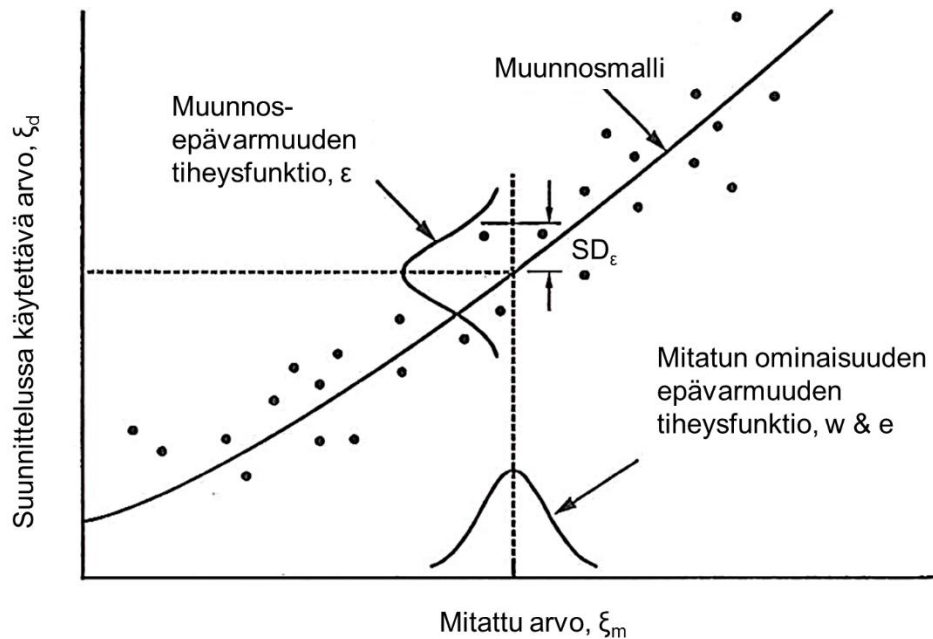
Taulukko 16. Mittaukseen liittyvä epävarmuus laboratoriokokeissa (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Ominaisuus*	Maa	Ominaisuuden arvo		COV <sub>e</sub> (%)	
		Vaihteluväli	Keskiarvo	Vaihteluväli	Keskiarvo
$s_u$ (TC) (kPa)	Savi, siltti	7–407	125	8–38	19
$s_u$ (LV) (kPa)	Savi, siltti	4–123	29	5–37	13
$\varphi'$ (TC) (°)	Savi, siltti	2–27	19,1	7–56	24
$\tan \varphi'$ (TC)	Hiekka, siltti	–	–	2–22	8
$w$ (%)	Hienorakeinen	16–21	18	6–12	8
$w_L$ (%)	Hienorakeinen	17–113	36	3–11	7
$w_P$ (%)	Hienorakeinen	12–35	21	7–18	10
$I_P$ (%)	Hienorakeinen	4–44	23	5–51	24
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Hienorakeinen	16–17	17,0	1–2	1

\* TC, kolmiakiaalinen puristuskoee; LV, laboratorio-siipikairauskoee.

Tehokkaan kitkakulman tapauksessa mittausvirhe on varsin suuri, sillä parametrin määrittäminen on tulkinnanvarainen. Parametrin arvo nimittäin riippuu siitä, kuinka murtoviiva asetetaan kulkemaan eri sellipaineilla tehtyjen kokeiden murtopisteiden kautta.

**Muunnosmalliin liittyvä epävarmuus** voidaan määrittää kvantitatiivisesti käyttäen todennäköisyysmenetelmiä. Havaintojen poikkeama muunnosmallin regressiokäyrästä voidaan mallintaa käyttäen satunnaismuuttujaa  $\varepsilon$ , jonka keskiarvo on nolla (Kuva 29). Tämän muuttujan keskihajonta  $SD_\varepsilon$  kuvaa muunnosmalliin liittyvän epävarmuuden suuruutta. Keskihajonnan  $SD_\varepsilon$  arvo riippuu käytettävästä muunnosmallista. (Löfman 2016b, Luku 3.1).



Kuva 29. Muunnosmalli ja siihen liittyvä epävarmuus  $\epsilon$  (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Kun tarkastellaan siipikairauksen muunnosmallin epävarmuutta pehmeiden savien tapauksessa, voidaan käyttää arvioitua epävarmuutta  $COV_\epsilon = 7,5...15\%$  (Löfman 2016b, Luku 3.1). Edellä esitellyt eri epävarmuuden lähteen muodostavat yhdessä maan ominaisuuteen liittyvän **kokonaisepävarmuuden**, joka voidaan esittää seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 3.1).

$$COV_{\bar{Y}|X}^2 \approx COV_{w,\bar{X}}^2 + COV_{e,\bar{X}}^2 + COV_{\epsilon,\bar{X}}^2 + COV_{stat,\bar{X}}^2 \quad (18)$$

missä  $COV_{\bar{Y}|X}$  on keskiarvon  $\bar{Y}$  kokonaisepävarmuus ( $=COV_{tot}$ )  
 $COV_{w,\bar{X}}$  on havaintojen  $X$  luonnollinen vaihtelu maavyöhykkeen sisällä  
 $COV_{e,\bar{X}}^2$  on keskiarvon  $\bar{X}$  määritykseen liittyvä mittausvirhe  
 $COV_{\epsilon,\bar{X}}$  on muunnosmalliin liittyvä epävarmuus ( $X \rightarrow Y$ )  
 $COV_{stat,\bar{X}}$  on keskiarvon  $\bar{X}$  määritykseen liittyvä tilastollinen epävarmuus

**Tilastollisen epävarmuuden suuruus** riippuu havaintojen (eli kairaus- tai laboratoriokoetulosten) määrästä sen maavyöhykkeen sisällä, jolle maaparametrin keskiarvo halutaan määrittää. Toisaalta myös maan luonnollinen vaihtelu osaltaan lisää tilastollista epävarmuutta, joka määritellään seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 3.1):

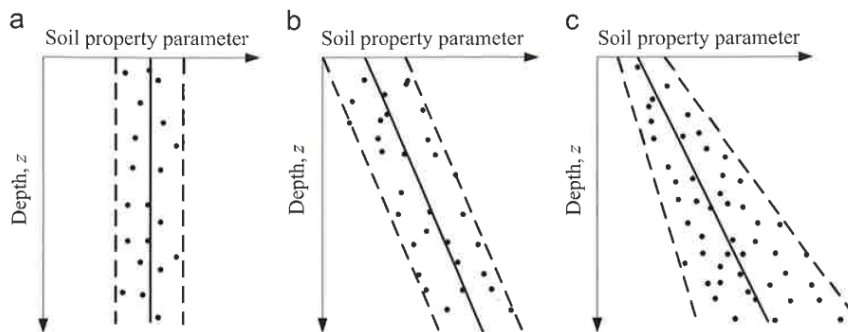
$$COV_{stat,\bar{X}}^2 = \frac{1}{n} COV_{w,X}^2 \quad (19)$$

missä  $n$  = havaintojen ( $X$ ) lukumäärä  
 $COV_{w,X}$  on maaparametrin  $X$  luonnollinen vaihtelu

Kaavasta nähdään, että mitä enemmän havaintoja ja toisaalta mitä pienempi luonnollinen vaihtelu kyseisellä maaparametrilla on, sitä pienempi on tilastollinen epävarmuus. Havaintojen määrä  $n = \infty$  johtaa luonnollisesti siihen, että tilastollista epävarmuutta ei ole ollenkaan.

Kun arvioidaan maan luonnollisen vaihtelun aiheuttamaa epävarmuutta ( $COV_w$ ), tulee havaintojen perusteella lasketusta  $COV$ -arvosta vähentää mittausvirhe, muunnosmalliin liittyvä epävarmuus sekä tilastollinen epävarmuus (Kaava 18). Suurin osa raportoiduista  $COV$ -arvoista edustavat kuitenkin kokonaisepävarmuutta, sillä mittausvirheestä ja muunnosmalliin liittyvästä epävarmuudesta ei aina ole saatavilla luotettavaa tietoa.

Maaparametrien paikallinen syvyysuuntainen vaihtelu voi olla tasaista, tasaisesti alaspäin kasvavaa (keskiarvo kasvaa, mutta keskihajonta on tasainen) tai alaspäin kasvavaa, jolloin myös keskihajonta syvyysuuntaan kasvaa (Lumb 1966) (vertaa Kuva 10. porakonekairausten avulla määritetty kallionpinta). Kuvassa 30 on esitetty erilaisia syvyysuuntaisia ominaisuuksien vaihtelutyyppejä.



Kuva 30. Erilaisia syvyysuuntaisia jakaumamalleja (Li et al. 2015).

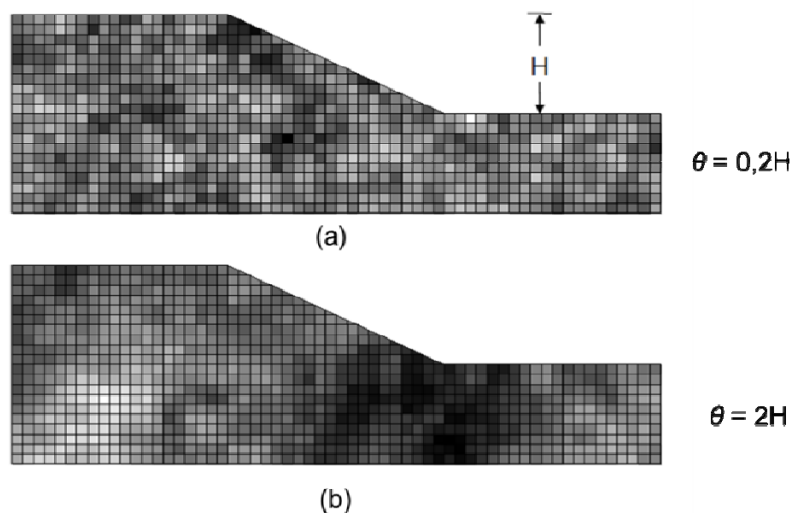
Maaparametreista esimerkiksi tilavuuspaino ja vesipitoisuus yksittäisen maakerroksen sisällä oletetaan yleensä vaihtelevan tasaisesti (tyyppi a). Suljettu leikkauslujuus on tyypillinen ominaisuus, joka usein kasvaa syvyysuuntaan. Yleinen oletus on, että kasvu on tasaista ja sitä kuvaamaan voidaan käyttää yksinkertaista lineaarista funktiota (tyyppi b). Useat tutkijat (mm. Haldar 2009, Kulatilake 2003, Li et al. 2015) ovat sitä mieltä, että esimerkiksi puristinkairauksen kärkivastuksen arvo kasvaa syvyysuuntaan ja samalla keskihajonta kasvaa (tyyppi c). Li et al. (2015) suorittamat anturoiden kantokestävyyslaskelmat ovat osoittaneet, että käyttämällä tyyppin b jakaumaa voidaan kantokestävyyttä yliarvioida, jos syvyysjakauma todellisuudessa on tyyppiä c. Suurin osa näistä tutkimuksista on kuitenkin perustunut puristinkairaustulosten aineistoon, joten on vielä selvittämättä, johtuuko tyyppin c jakaumamallin soveltuvuus mittausteknisistä vai geologisista syistä.

### 3.2.2 Korrelaation pituus $\theta$

Korrelaation pituus (englanniksi "scale of fluctuation" tai "(auto)correlation length")  $\theta$  kuvaa sitä etäisyyttä, minkä sisällä maan ominaisuuden arvot korreloivat merkittävästi keskenään. Korrelaation pituus on olennainen parametri analyyseissä, joissa muodostetaan satunnaisten arvojen elementtiverkko ("random fields") (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Alla olevassa kuvassa (Kuva 31) on esitetty kaksi eri elementtiverkkoa samalle luiskalle. Elementtiverkot on luotu käyttäen satunnaisten elementtien menetelmää ("random finite-element method", RFEM). Kun halutaan tarkastella alueellisesti vaihtelevaa leikkauslujuutta annetulla korrelaation pituudella  $\theta$ , RFEM on tehokas laskentamenetelmä. Kuvassa vaaleat sävyt edustavat heikkoa maata ja tummat sävyt lujempaa. Molemmissa tapauksissa leikkauslujuuden jakauma on sama, eli keskiarvo ja

keskihajonta eivät muutu. Elementtiverkoista kuitenkin nähdään, että tapauksen (a) luiska on turvallisempi kuin tapauksen (b) luiska, jossa heikkousvyöhykkeet ovat laajempia (suuren korrelaationpituuden  $\theta$  takia). (Löfman 2016b, Luku 3.1).



Kuva 31. Korrelaation pituuden  $\theta$  vaikutus RFEM-analysissä (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Joidenkin maaparametrien määritettyjä pysty- ja vaakasuuntaisia korrelaation pituuden arvoja on listattu Taulukkoon 17. Vaakasuuntaisen korrelaation pituus on tyypillisesti kymmenkertainen pystysuuntaiseen verrattuna. Tämä kuvaa maakerrosten omaa syntyhistoriaa, eli sitä, että maakerrokset ovat tyypillisesti vaakasuuntaisia, ja pystysuuntaan vaihtelu on suurempaa. Näytteenottotiheys vaikuttaa huomattavasti arvioituun korrelaation pituuteen ja sen luotettavuuteen. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

Taulukko 17. Mittaukseen liittyvä epävarmuus laboratoriokeissa (Löfman 2016b, Luku 3.1).

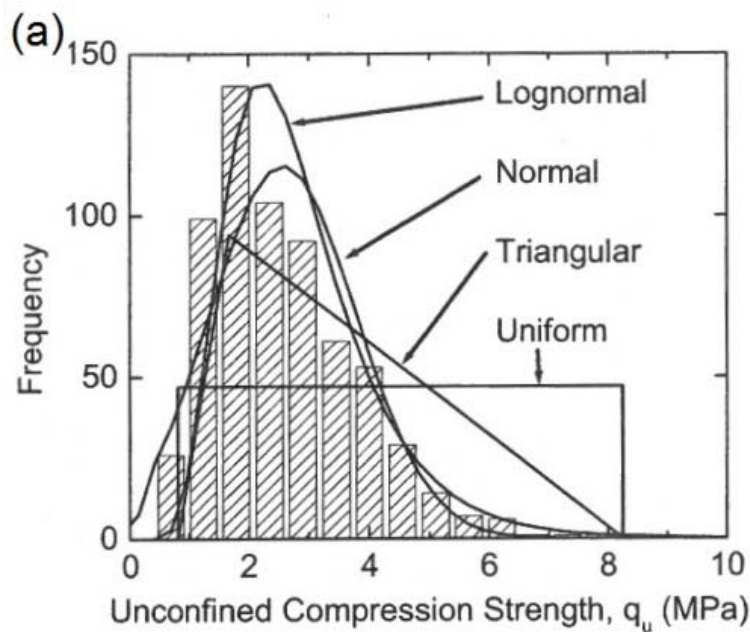
Ominaisuus*	Maa	Korrelaation pituus $\theta$ (m)	
		Vaihteluväli	Keskiarvo
<b>Pystysuuntainen korrelaation pituus</b>			
$s_u$	Savi	0,8–6,1	2,5
$q_c$	Hiekka, savi	0,1–2,2	0,9
$q_T$	Savi	0,2–0,5	0,3
$s_u$ (VST)	Savi	2,0–6,2	3,8
$w$	Savi, siltti	1,6–12,7	5,7
$w_L$	Savi, siltti	1,6–8,7	5,2
$\gamma$	Savi, siltti	2,4–7,9	5,2
<b>Vaakasuuntainen korrelaation pituus</b>			
$q_c$	Hiekka, savi	3,0–80,0	47,9
$q_T$	Savi	23,0–66,0	44,5
$s_u$ (VST)	Savi	46,0–60,0	50,7
$w$	Savi, siltti	–	170

Korrelaation pituus vaikuttaa myös ominaisarvon määritykseen eurokoodin mukaan. Kun tarkasteltavan rajatilan esiintymiseen vaikuttava maavyöhyke on laajempi kuin korrelaation pituus, ominaisarvona käytetään tyypillisesti varovaista keskiarvoa. Vastaavasti, jos maavyöhykkeen laajuus on korrelaation pituutta pienempi, voidaan olettaa, että ominaisuuden minimiarvo eli 5 % fraktiili on rajatilan kannalta mitoittava. (Löfman 2016b, Luku 3.1).

### 3.2.3 Maaparametreille soveltuvia tiheysfunktioita

RBD-menetelmissä laskentaparametreina käytetään yksittäisen ominaisuuden arvon sijaan sen tiheysfunktioita eli jakaumia. Maaparametrien lisäksi jakauma voidaan määrittellä kuormille, geometrialle tai muille epävarmoille parametreille. Geotekniikassa yleisimmät käytettävät jakaumatyypit ovat (Kuva 32):

- tasajakauma ("uniform distribution")
- kolmijakauma ("triangular distribution")
- normaalijakauma ("normal distribution")
- log-normaalijakauma ("lognormal distribution")



Kuva 32. Tiheysfunktioiden muotoja (al-Naqshabanby 2012).

Mikäli lähtötiedot ovat puutteelliset, normaalijakauma on hyvä alustava arvaus. Normaalijakauman heikkoutena on kuitenkin se, että maaparametri voi saada hyvin pieniä arvoja ja esimerkiksi pienen suljetun leikkauslujuuden tapauksessa negatiivisia arvoja. Joskus on mahdollista käyttää ns. leikattua normaalijakaumaa, jossa ääriarvot on leikattu pois, mutta jakauman koko on pidetty vakiona. Koska maaparametrit ovat yleensä positiivisia, normaalijakauman sijaan suositetaan usein log-normaalijakaumaa. Log-normaalijakauma on normaalijakauman muunnos; jos satunnaismuuttujan luonnollinen logaritmi  $\ln X$  on normaalisti jakautunut, sanotaan, että satunnaismuuttuja  $X$  noudattaa log-normaalijakaumaa. Log-normaalijakauma on oikealle vino, minkä seurauksena moodi < mediaani < keskiarvo.

Siinä missä normaalijakaumalla minimi- ja maksimi-arvot lähestyvät ääretöntä ja log-normaalilla maksimi-arvo lähestyy ääretöntä, kolmio- ja tasajakaumilla sekä minimi että maksimi ovat äärellisiä arvoja. Kolmiojakauma on hyvä vaihtoehto normaali- ja log-normaalijakaumille, sillä jakauman sovitus on helppo tehdä manuaalisesti (silmämääräisesti). Tasajakauma sen sijaan soveltuu tilanteisiin, joissa tunnetaan vain maaparametrin vaihteluväli, sillä tasajakaumassa jokainen arvo minimin ja maksimin välillä on yhtä todennäköinen. Taulukkoon 18 on listattu ehdotettuja jakaumatyyppejä yleisimmille maaparametreille. Taulukosta huomataan, että erityisesti maan lujuus-

parametreille suositellaan log-normaalijakaumaa. Indeksiominaisuuksille sen sijaan soveltuu myös normaalijakauma.

Taulukko 18. Ehdotettuja jakaumia yleisimmille geoteknisille ominaisuuksille (Löfman 2016b, Luku 3.2).

Ominaisuus†	Maa	Jakauma‡
$q_c$ (CPT)	Hiekka	LN
$q_c$ (CPT)	Savi	N tai LN
$s_u$ (kolmiaksaalikoe)	Savi	LN
$s_u$ (luokituskoe)	Savi	LN
$s_u$	Savinen siltti	N
$w_p$	Savi	N
$w_L$	Savi	N
$\gamma'$	Kaikki maalajit	N
$\varphi$	Hiekka	N
$e, n$	Kaikki maalajit	N
OCR	Savi	N tai LN

† $n$  = huokoisuus

‡N = normaalijakauma; LN = log-normaalijakauma

Kun jakaumatyyppi on valittu, tulee arvioida sen parametrit. Esimerkiksi normaali- ja log-normaalijakauman tapauksessa riittää kaksi parametria; odotusarvo  $\mu$  ja varianssi  $\sigma^2$ . Näille parametreille saadaan estimaatit otoksen keskiarvon  $\bar{x}$  ( $\approx \mu$ ) ja keskihajonnan  $SD_x$  ( $\approx \sigma$ ) avulla. Jakauman sovitusta käyttäen tällaisia piste-estimaatteja kutsutaan momenttien menetelmäksi, joka onkin yksinkertaisin ja käytetyin menetelmä.

Log-normaalijakauman parametreista  $\mu_{\ln X}$  ja  $\sigma_{\ln X}^2$  saadaan satunnaismuuttujan  $X$  normaalijakauman odotusarvo  $\mu_X$  ja varianssi  $\sigma_X^2$  kaavojen 20–21 avulla (Löfman 2016b, Luku 3.2):

$$\mu_X = e^{\mu_{\ln X} + \frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2} \quad (20)$$

$$\sigma_X^2 = \mu_X^2 (e^{\sigma_{\ln X}^2} - 1) \quad (21)$$

Vastaavasti jos tiedossa ovat normaalijakauman parametrit  $\mu_X$  ja  $\sigma_X^2$ , saadaan log-normaalijakauman parametrit seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 3.2):

$$\sigma_{\ln X}^2 = \ln \left( 1 + \frac{\sigma_X^2}{\mu_X^2} \right) \quad (22)$$

$$\mu_{\ln X} = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2 \quad (23)$$

Kolmiojakauman parametrit (minimi, odotusarvo ja maksimi) voidaan määrittää manuaalisesti seuraavasti: Havainnoille muodostetaan histogrammi, ja kolmijakauma sovitetaan vastaamaan histogrammin muotoa mahdollisimman hyvin. Odotusarvo on tällöin kolmijakauman ”korkein” kohta (katso Kuva 32).

Kun maaparametrille on valittu jakauma ja arvioitu jakauman parametrit, tulee arvioida, kuinka hyvin valittu jakauma edustaa todellista maaparametrin jakaumaa. Jakauman soveltuvuutta voidaan arvioida yhteensopivuustestien (”goodness-of-fit tests”) avulla. Yleisimmät yhteensopivuustestit ovat  $\chi^2$ -testi eli Khin neliö -testi sekä **Kolmogorov-Smirnov -testi** (KS-testi). Khin neliö -testin heikkous on se, että tulos on herkkä valitulle luokkajaolle. Yksinkertaisuudestaan ja helppokäyttöisyydestään johtuen Khin neliö -testi on kuitenkin varsin suosittu yhteensopivuustesti. KS-testissä sen sijaan verrataan otoksen empiiristä kertymäfunktiota sovitetun jakauman kertymäfunktioon, eli se ei ole herkkä luokkajaolle. (Löfman 2016b, Luku 3.2).

## 3.3 Bayesin menetelmä

### 3.3.1 Maaparametrin jakauman päivitys Bayesin menetelmällä

Bayesin menetelmä perustuu ehdolliseen todennäköisyyteen; mikä on tapahtuman B todennäköisyys sillä ehdolla, että A tapahtuu myös tai on jo tapahtunut. Näin ollen Bayesin menetelmän avulla voidaan päivittää erinäisten muuttujien jakaumia tai tilastollisia tunnuslukuja, kun kyseisestä muuttujasta tiedetään jotakin ennestään. Vaikka tietyssä kohteessa olisikin tehty riittävästi *in-situ* -kokeita sekä laboratorio-kokeita maaparametrin vaihtelun (COV) ja jakauman tilastolliseen määrittämiseen, kaikkein luotettavin tulos saadaan hyödyntämällä myös aiempaa kokemuksepäistä tietoa. Tätä aiempaa tietoa kutsutaan *a priori* -tiedoksi, ja se voi käsittää samankaltaisille materiaaleille aiemmin tehtyjen kokeiden tuloksia tai kokemuksen tuomaa tietämystä tyypillisistä maaparametrien arvoista. Kohteen geotekniset tiedot voidaan yhdistää *a priori* -tiedon kanssa soveltamalla Bayesian menetelmää. (Löfman 2016b, Luku 3.3.1).

Eräs Bayesin menetelmän sovellus on määrittää maaparametrille päivitetty keskiarvon ja keskihajonnan arvot käyttäen sekä *a priori* -tietoa että kohteessa tehtyjen tutkimusten tuloksia. Jos maaparametri voidaan olettaa normaalijakautuneeksi, voidaan määrittää yhdistetyn tiedon mukainen jakauma käyttämällä määritettyä keskiarvoa odotusarvon estimaattina ja keskihajontaa varianssin neliön estimaattina. Yhdistetyn (päivitetyn) tiedon keskiarvo, keskihajonta ja COV määritetään alla listattujen kaavojen avulla (Löfman 2016b, Luku 3.3.1):

$$\bar{x}_3 = \frac{\bar{x}_2 + \frac{\bar{x}_1}{n} \left( \frac{SD_{x2}}{SD_{x1}} \right)^2}{1 + \frac{1}{n} \left( \frac{SD_{x2}}{SD_{x1}} \right)^2} \quad (24)$$

$$SD_{x3} = SD_{x2} \sqrt{\frac{1}{n + \left( \frac{SD_{x2}}{SD_{x1}} \right)^2}} \quad (25)$$

$$COV_{x3} = \frac{SD_{x3}}{\bar{x}_3} \quad (26)$$



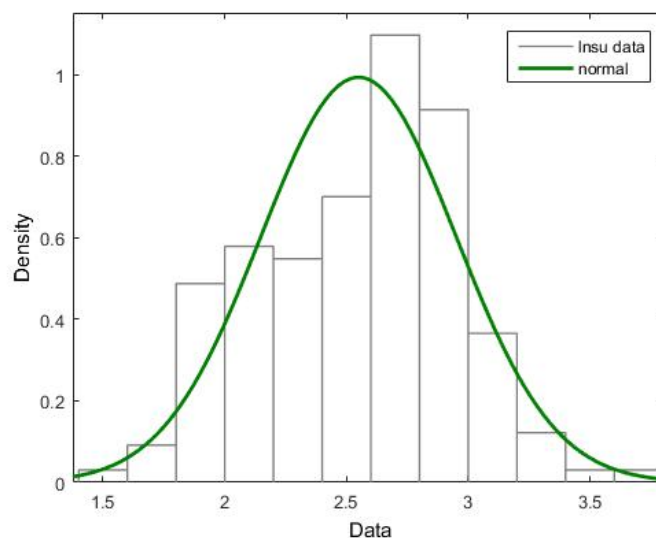
missä  $\bar{x}_3$  on yhdistetyn tiedon mukainen keskiarvo  
 $\bar{x}_1$  on *a priori* -tietoon perustuva keskiarvo  
 $\bar{x}_2$  on koehavainnoista laskettu keskiarvo  
 $SD_{x_3}$  on yhdistetyn tiedon mukainen keskihajonta  
 $SD_{x_2}$  on *a priori* -tietoon perustuva keskihajonta  
 $SD_{x_1}$  on havainnoista laskettu keskihajonta  
 $COV_{x_3}$  on yhdistettyyn tietoon liittyvä epävarmuus  
 $n$  on koehavaintojen lukumäärä

### Esimerkki

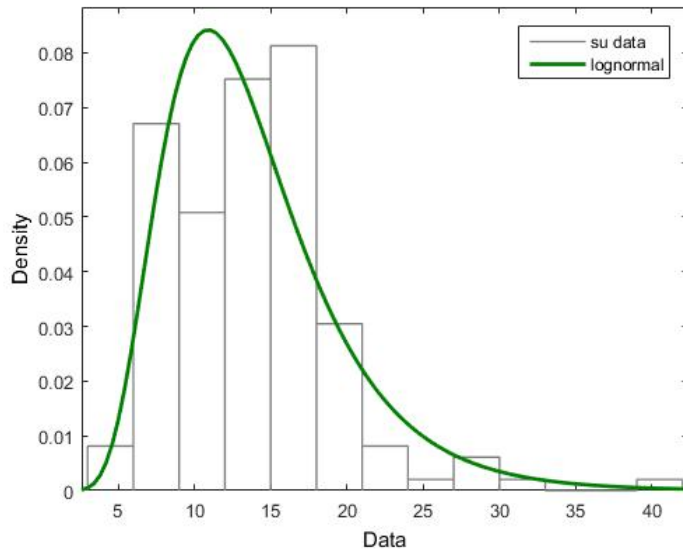
Kohteessa on tehty kuusi kartiokoetta pehmeälle savelle, ja saadut suljetun leikkauslujuuden  $s_u$  arvot ovat: 12 kPa, 10 kPa, 8 kPa, 9 kPa, 13 kPa ja 14 kPa.

*A priori* -tietona on jakauma, joka on saatu yhdistämällä kartiokokeen tulokset kolmesta eri savikkokohteesta; Perniö, Östersundon ja Vanttila. Kaikissa tutkituissa kohteissa savi on sensitiivistä, pehmeää savea. Datasta on poistettu ne koetulokset, joissa näytteen vesipitoisuus on alle 40 % ja tilavuuspaino yli 18 kN/m<sup>3</sup>, sillä kyseiset näytteet ovat mitä todennäköisimmin silttiä. Suljetulle leikkauslujuudelle suositellaan log-normaalijakaumaa, ja myös tarkasteltavalle datalle se soveltuu hyvin. Samankaltaisia *a priori* -jakaumia eri maaparametreille löytyy esimerkiksi Löfmanin (2016b) diplomityöstä.

Kuvassa 33 on esitetty *a priori* -arvojen  $\ln s_u$  histogrammi sekä normaalijakauman sovitus, ja sen alla (Kuva 34) arvojen  $s_u$  histogrammi ja log-normaalijakauman sovitus.



Kuva 33. *A priori* -tiedon mukainen histogrammi arvoille  $\ln s_u$  sekä sovitettu normaalijakauma.



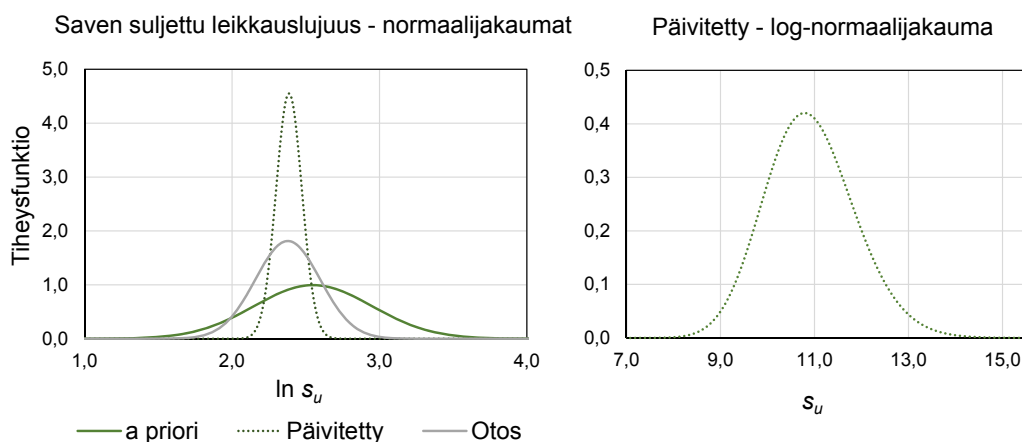
Kuva 34. *A priori* -tiedon mukainen histogrammi arvoille  $su$  sekä sovitettu log-normaalijakauma.

*A priori* -jakauma sekä otoksen jakauma yhdistetään Bayesin menetelmän avulla, käyttäen yllä esitettyjä laskukaavoja. Päivitetyn jakauman parametrien määrittäminen tehdään käyttäen  $\ln s_u$  -arvoja, sillä ne noudattavat normaalijakaumaa. Log-normaalijakaumien parametrit  $\mu_{\ln s_u}$  ja  $\sigma_{\ln s_u}$  sekä muut tilastolliset tunnusluvut on listattu Taulukkoon 19. Huomaa, että päivitetyn jakauman normaalijakaumaa vastaavan keskiarvon  $\bar{s}_u$  ja keskihajonnan  $SD_{s_u}$  määrittäminen tulee tehdä muunnoskaavojen 20–21 avulla.

Taulukko 19. *Log-normaalijakaumien parametrit ja tilastolliset tunnusluvut.*

Parametri/tunnusluku	<i>a priori</i>	Otos	Päivitetty
$n$	164	6	-
$\overline{\ln s_u} \approx \mu_{\ln s_u}$	2,55	2,37	2,39
$SD_{\ln s_u} \approx \sigma_{\ln s_u}$	0,401	0,220	0,0877
$\bar{s}_u$	13,83	11,00	10,91
$SD_{s_u}$	5,50	2,37	0,958

Taulukosta nähdään, että päivitetyn jakauman keskihajonta on huomattavasti pienempi verrattuna *a priori* - ja otosjakaumaan, vaikka keskiarvo onkin vähän pienempi. Bayesin menetelmien käyttö vähentää huomattavasti maaparametreihin liittyvää epävarmuutta, ja vähentää siten myös ylirajoituksen riskiä tai epätaloudellisia suunnitteluratkaisuja. Kuvassa 35 on *a priori* -tiedon, otoksen ja päivitetyn tiedon normaalijakaumat (satunnaismuuttujana  $\ln s_u$ , vasemmalla) sekä päivitetty log-normaalijakauma (satunnaismuuttujana  $s_u$ , oikealla).

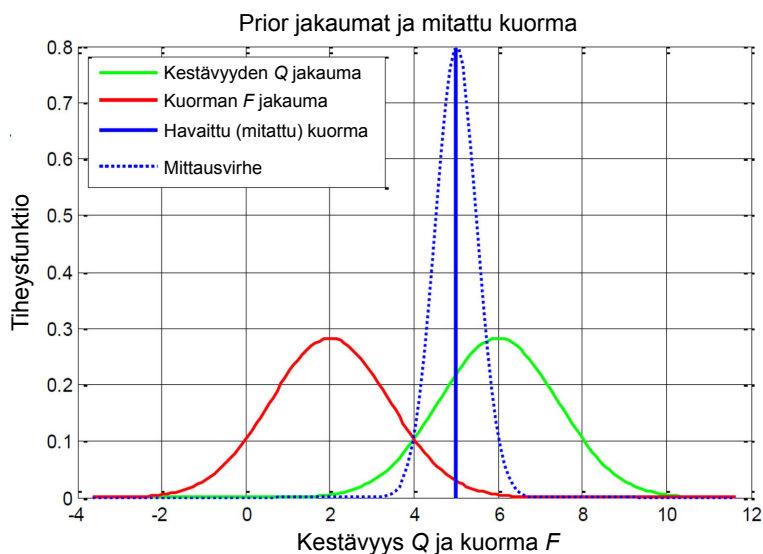


Kuva 35. *A priori* -tiedon ja otoksen normaalijakaumat sekä päivitetyn tiedon normaali- ja log-normaalijakaumat suljetulle leikkauslujuudelle.

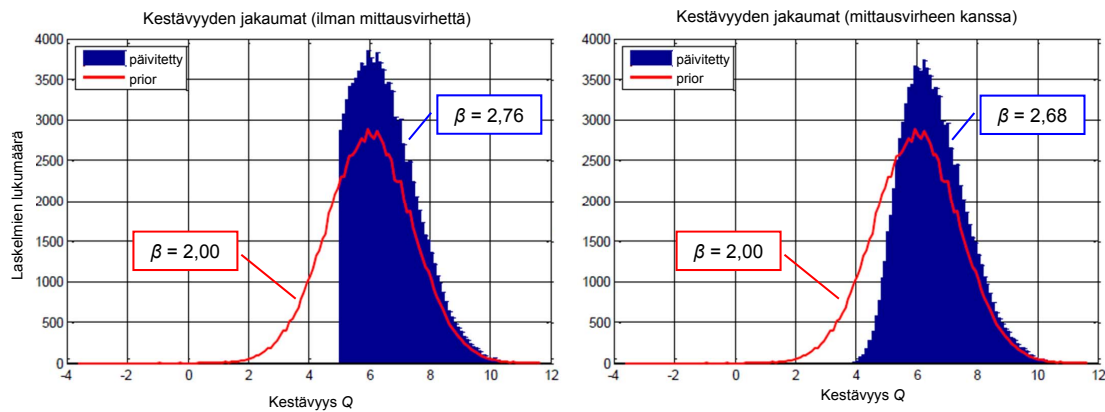
### 3.3.2 Bayesin menetelmän muut sovellukset

#### Luotettavuuden päivitys

Bayesin menetelmän avulla voidaan hyödyntää kaikki saatavilla oleva *a priori* -tieto. Esimerkiksi geoteknisen rakenteen kestävyysjakauma voidaan päivittää, jos tiedetään minkä suuruisen kuorman rakenne on aiemmin kestänyt ilman vaurioitumista. Tätä lähestymistapaa kutsutaan myös nimellä ”survival analysis”. Usein pyritään myös määrittämään rakenteen luotettavuusindeksi päivitetyn kestävyysjakauman avulla, ja tätä lähestymistapaa kutsutaan vastaavasti luotettavuuden päivitykseksi (”reliability updating”). (Fenton & Schweckendiek 2015). Kuvassa 36 on esitetty geoteknisen rakenteen (esimerkiksi anturan tai paalun) kestävyys  $Q$  ja kuorman  $F$  jakaumat sekä mitattu (”survived”) kuorma. Mitattu kuorma sisältää kuitenkin aina mittausvirheen aiheuttaman epävarmuuden, joka voidaan ottaa huomioon olettamalla mitatulle arvolle keskihajonta, joka perustuu arvioituun mittausvirheeseen. Kun rakenteen kestävä kuorma on selvillä (survived load), kestävyysjakauma voidaan päivittää Bayesin menetelmällä. Kuvissa 37 on päivitetty jakauma sekä ilman mittausvirheen vaikutusta (vasemmalla) että sen kanssa (oikealla).



Kuva 36. *Kestävyysjakauma ja kuorman jakaumat sekä mitattu kuorma* (Fenton & Schweckendiek 2015).



Kuva 37. Prior ja päivitetty kestävyydet ja luotettavuusindeksit ilman mittausvirhettä (vasemalla) ja mittausvirheen kanssa (oikealla) (Fenton & Schweckendiek 2015).

Kuvissa 37 punainen käyrä edustaa alkuperäistä eli ”prior” kestävyyden jakaumaa. Prior jakauman käyttö johti tulokseen, jonka luotettavuusindeksi  $\beta$  on 2. Kestävyyden päivytyksen jälkeen luotettavuusindeksi on suurempi,  $\beta = 2,76$  (ilman mittausvirhettä) tai  $\beta = 2,68$  (mittausvirheen kanssa). Luotettavuusindeksin arvo on nyt huomattavasti suurempi, eli selkeästi kestävyyden päivitys johtaa luotettavampaan tulokseen. Jos päivitetty luotettavuusindeksi ylittää sille sallitun pienimmän arvon, voidaan rakenteen kokoa (kapasiteettia) pienentää, eli suunnitellusta rakenteesta saadaan taloudellisempi. Edellä kuvattua lähestymistapaa voidaan soveltaa myös työnaikaisissa tai käyttörajatilan laskelmissa, kun analyysiin yhdistetään monitorointi.

### Bayesin menetelmä ja ominaisarvon määrittäminen

Bayesin menetelmän käyttö ei rajoitu todennäköisyysmenetelmiin, vaan on käyttökelpoinen myös perinteisessä lähestymistavassa. Yllä esitetty jakauman päivitys perustui sen parametrien, eli keskiarvon ja keskihajonnan, päivitykseen. Näitä päivitettyjä parametreja voidaan hyödyntää ominaisarvon määrittämisessä, kun käytetään Schneiderin menetelmää (katso Luku 2.6.3).

Jos palataan yllä esitettyyn esimerkkiin, saadaan suljetun leikkauslujuuden keskiarvo ja keskihajonta erikseen tapauksille ”a priori”, ”otos” ja ”päivitetty”. Näille kaikille tapauksille voidaan laskea ominaisarvo Schneiderin (1999) approksimaation avulla, eli vähentämällä keskiarvosta keskihajonnan puolikas (Taulukko 20).

Taulukko 20. Suljetun leikkauslujuuden ominaisarvon päivitys (yksikkönä kPa).

Parametri/tunnusluku	a priori	Otos	Päivitetty
$\bar{s}_u$	13,83	11,00	10,91
$SD_{su}$	5,50	2,37	0,958
$s_{u,k}$ (Schneider)	(11,08)	9,815	10,43

Taulukosta nähdään, että a priori -tiedon käyttö johtaa ominaisarvon kasvun arvosta 9,82 kPa (otos) arvoon 10,43 kPa (päivitetty) otoksen keskiarvon ollessa 11,00 kPa. Ennakkotiedon huomioiminen on siten selkeästi kannattavaa. Huomaa, että a priori -jakauman parametrien sijaan voidaan käyttää Schneiderin ehdottamia keskiarvon ja keskihajonnan arvioita, jotka perustuvat subjektiiviseen kokemustietoon (Kaavat 9 ja 10).

### 3.4 Trendifunktion ja korrelaation arviointi

Korrelaation määrittäminen on RBD-menetelmissä keskeisessä asemassa, sillä todennäköisyyslaskennassa tulee tietää, mitkä muuttujat riippuvat toisistaan. Mikäli kaksi muuttujaa ovat keskenään riippumattomia, todennäköisyyslaskenta on varsin suoraviivaista. Kahden tai useamman muuttujan välinen riippuvuus sen sijaan muuttaa laskusääntöjä. Siispä on erityisen tärkeää ottaa huomioon eri muuttujien väliset korrelaatiot. Suurin osa maaparametrien välisistä korrelaatioista tunnetaan ennestään (esimerkiksi vesipitoisuuden vaikutus painumaparametreihin), mutta korrelaation voimakkuus kannattaa selvittää myös muiden maaparametrien välillä; myös varsin heikon korrelaation huomiotta jättäminen voi vaikuttaa tulokseen huomattavasti. Muuttujien välinen riippuvuus voidaan määrittellä laskennassa esimerkiksi kopula-funktion avulla ("copula"). Esimerkiksi @Risk -lisäosassa (Excel) voidaan määrittellä korrelaatiomatriisi, jossa usean eri parametrin väliset riippuvuudet pystytään määrittelemään joko annettujen korrelaatiokertoimien tai syötetyn datan avulla. (Löfman 2016b, Luku 3.4).

Maaparametrien tapauksessa yleisimmät tutkittavat korrelaatiot ovat joko kahden ominaisuuden välisiä korrelaatiota tai maan ominaisuuden muuttuminen syvyyden suhteen. Lineaarinen korrelaatio voidaan määrittellä kvantitatiivisesti lineaarisen regressioanalyysin avulla. Tyypillisesti tavoitteena on sekä määrittää regressiosuoran yhtälö että arvioida, kuinka hyvin regressiosuora edustaa havaintojen välistä korrelaatiota. Lineaarinen regressio on yleisin ja yksinkertaisin tapaus, joten seuraavaksi esitellään lineaarisen regressioanalyysin vaiheet.

Lineaarinen malli määritellään seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 3.4):

$$y_i = b_0 + b_1 x_i + \varepsilon_i, \quad i \in 1, \dots, n \quad (27)$$

missä  $b_0$  on regressiosuoran ja y-akselin leikkauspiste eli vakiotermi  
 $b_1$  on regressiosuoran kulmakerroin  
 $\varepsilon_i$  on virhetermi,  
 $n$  on havaintojen määrä  
 $y_i$  ja  $x_i$  ovat havaintopareja

Havaintoparien muuttujaa  $x$  kutsutaan usein selittäväksi muuttujaksi ja muuttujaa  $y$  selitettäväksi muuttujaksi. Virhetermi eli jäännöstermi  $\varepsilon_i$  kuvaa havaintojen etäisyyttä regressiosuorasta. Virhetermin odotusarvo on nolla. Virhetermien varianssi kuvaa siten havaintopisteiden vaihtelua regressiosuoran ympärillä. Siispä kun regressiokertoimille  $b_0$  ja  $b_1$  haetaan estimaatit, pyritään minimoimaan virhetermien varianssi. (Löfman 2016b, Luku 3.4).

Niin sanotussa pienimmän neliösumman menetelmässä regressiokertoimien estimaatit minimoivat virhetermien neliösumman regressiokertoimien suhteen. Regressiokertoimien estimaatit ovat (Löfman 2016b, Luku 3.4):

$$\hat{b}_1 = \hat{\rho}(x, y) \frac{SD_y}{SD_x} \quad (28)$$

$$\hat{b}_0 = \bar{y} - \hat{b}_1 \bar{x} \quad (29)$$

missä  $\hat{b}_1$  on regressiosuoran kulmakeroimen estimaatti  
 $\hat{\rho}(x, y)$  on Pearsonin korrelaatiokertoimen estimaatti  
 $SD_y$  on havaintojen  $y_i$  otoskeskihajonta  
 $SD_x$  on havaintojen  $x_i$  otoskeskihajonta  
 $\hat{b}_0$  on regressiosuoran vakiotermin estimaatti  
 $\bar{x}$  on havaintojen  $x_i$  keskiarvo

Pearsonin korrelaatiokertoimen estimaatti  $\hat{\rho}(x, y)$  kuvaa havaintoparien  $y_i$  ja  $x_i$  välis-  
 tä lineaarista riippuvuutta (Löfman 2016b, Luku 3.4):

$$\hat{\rho}(x, y) = \frac{SD_{xy}}{SD_x SD_y} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (30)$$

missä  $SD_{xy}$  on kaksiulotteisen satunnaismuuttujan  $(x, y)$  otoskovarianssi  
 $SD_y$  on havaintojen  $y_i$  otoskeskihajonta  
 $SD_x$  on havaintojen  $x_i$  otoskeskihajonta  
 $\bar{y}$  on havaintojen  $y_i$  keskiarvo  
 $\bar{x}$  on havaintojen  $x_i$  keskiarvo

Pearsonin korrelaatiokerroin on aina välillä  $[-1, 1]$ . Kun regressiosuoran kulmakerroin on positiivinen, on myös korrelaatiokerroin positiivinen ja päinvastoin. Kun korrelaatiokerroin on positiivinen, puhutaan usein positiivisesta korrelaatiosta. Pearsonin korrelaatiokertoimen arvo ei kuitenkaan kuvaa kulmakertoimen suuruutta millään tavalla. Jos korrelaatiokerroin on nolla, havaintojen  $y_i$  ja  $x_i$  välillä ei ole lineaarista riippuvuutta ollenkaan, ja arvo  $\pm 1$  sen sijaan tarkoittaa sitä, että kaikki havainnot osuvat estimoidulle regressiosuoralle. (Löfman 2016b, Luku 3.4).

Kun halutaan arvioida, kuinka hyvin estimoitu regressiosuora kuvaa havaittua korrelaatiota, voidaan määrittää selitysaste  $R^2$ . Selitysaste mittaa regressiomallin selittämää osuutta selitettävän muuttujan havaittujen arvojen kokonaisvaihtelusta. Selitysaste on välillä  $[0, 1]$ , mutta se voidaan ilmaista myös prosentteina. Linearisessa regressiomallissa selitysaste vastaa Pearsonin korrelaatiokertoimen estimaatin neliötä. Esimerkiksi  $R^2 = 1$  tarkoittaa sitä, että kaikki havaintopisteet asettuvat regressiosuoralle, ja virhetermit häviävät. (Löfman 2016b, Luku 3.4).

### 3.5 Laskentamenetelmät (RBD)

RBD-menetelmissä keskeistä on laskentaparametrien tiheysfunktioiden (eli jakaumien) liittäminen mukaan laskentaan. Myös laskennan tulos on siten yksittäisen arvon sijaan histogrammi, johon voidaan sovittaa jakauma. Kun halutaan ”arpoa” parametrien arvoja annetuista jakaumista, käytetään yleensä Monte Carlo -simulaatiota. Yksinkertainen RBD-laskelma etenee seuraavasti (Löfman 2016b, Luku 2.3):

1. Määritä arvot  $(y_1, y_2, \dots, y_n)$  käyttäen Monte Carlo -simulaatiota. Arvot  $(y_1, y_2, \dots, y_n)$  ovat laskentaparametreja, jotka voivat sisältää materiaalien tai kuorien ominaisuuksia tai geometrian määrittäviä parametreja.

2. Sijoita arvot  $(y_1, y_2, \dots, y_n)$  marginaalifunktioon  $g$ , ja laske tapauksien  $g < 0$  lukumäärä ("vaurioituminen")
3. Laske estimaatti vaurioitumistodennäköisyydelle  $p_f$  käyttäen kaavaa:

$$\hat{p}_f = \frac{N_f}{N} \quad (31)$$

missä  $N_f$  on  $g < 0$  tapausten lukumäärä  
 $N$  on simulaatioiden lukumäärä

4. Laske estimaatti vaurioitumistodennäköisyyden COV-arvolle käyttäen kaavaa:

$$COV_{p_f} = \sqrt{\frac{1 - p_f}{p_f N}} \quad (32)$$

Tuloksen luotettavuus riippuu pitkälti simulaatioiden määrästä, ja kirjallisuudesta löytyy erilaisia menetelmiä riittävän lukumäärän  $N$  arvioimiseksi. Esimerkiksi seuraava kaava voidaan käyttää geoteknisessä suunnittelussa (Löfman 2016b, Luku 2.3):

$$N = \frac{1 - p_f}{p_f COV_{p_f}^2} \approx \frac{1}{p_f (0,3)^2} \approx \frac{10}{p_f} \quad (33)$$

Kaavan johtamisessa on oletettu, että vaurioitumistodennäköisyys  $p_f$  on niin pieni, että  $(1 - p_f) \approx 1$ . Lisäksi on edellytetty, että simulaatioiden lukumäärä  $N$  johtaa kohtuullisen pieneen COV-arvoon, joka on noin 0,3. Toinen vaihtoehto on kasvattaa simulaatioiden  $N$  lukumäärää portaittain, kunnes tuloksen COV pysyy likimain vakiona (Löfman 2016b, Luku 2.3).

Tarvittava Monte Carlo -simulaatioiden määrä  $N$  on erittäin suuri tilanteissa, joissa vaadittu  $p_f$  on erityisen pieni. Monte Carlo -simulaation sijasta voidaan varsinaisessa mitoituksessa käyttää tarkan ratkaisun approksimaatiota eli niin sanottua FORM-menetelmää (ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmä, "first-order reliability method"). FORM-menetelmässä tarkka rajatilan funktio ( $g = 0$ ) korvataan sen lineaarisella approksimaatiolla ( $g_L = 0$ ). Myös Eurokoodin informatiivisessa liitteessä C (Osavarmuuslukumitointus ja Luotettavuusanalyysit) suositellaan FORM-menetelmän käyttöä. Tämä lienee kuitenkin hieman vanhanaikaista, koska yleinen suositus nykyään on käyttää Monte Carlo-simulaatiota. FORM:ia on kuitenkin pidetty suhteellisen yksinkertaisena lähestymistapana. Nykyään tietokoneiden laskentakapasiteetti on kuitenkin niin suuri, että varsinkin yksinkertaisten ongelmien ratkaisussa voidaan käyttää Monte Carlo -simulaatioita, jolloin pystytään määrittämään tuloksen histogrammi ja jakauma kokonaisuudessaan. (Löfman 2016b, Luku 2.3).

Edellä kuvatut menetelmät pätevät kuitenkin vain analyttisiin laskelmiin. Numeerisissa menetelmissä käytetään yleensä satunnaisten elementtien menetelmää eli RFEM-menetelmää ("random finite-element method"). RFEM-menetelmässä maan ominaisuuksien vaihtelu sijainnin suhteen on keskeisessä roolissa, ja se määrittää korrelaation pituuden  $\theta$  avulla. (Löfman 2016b, Luku 2.3).

Todennäköisyyslaskentamenetelmät soveltuvat käytettäviksi myös yhdessä seurantamenetelmän "Observational Method" kanssa. Seurantamenetelmässä oleellista roolia esittävät rakentamisen tai seurannan aikana tehtävät seurantamittaukset, joiden avulla suunnitelmia voidaan täsmentää ja kohteen epävarmuutta voidaan arvioida tarkemmin. Ottamalla huomioon mittausten ja havaintojen tilastollisuus laskentatarkkuutta voidaan parantaa tai ainakin pystytään arvioimaan kohteen riskejä paremmin.



## 4 Esimerkkejä todennäköisyyslaskenta- menetelmien suorittamisesta

### 4.1 Painumalaskelmien suorittaminen todennäköisyysmenetelmillä

#### 4.1.1 Ratapenger Perniön savikolla

##### Lähtötiedot ja marginaalifunktion määrittäminen

Analyysissä määritettiin Perniön savikon kokonaispainuma sekä painumaerojen aiheuttamat pituuskaltevuuden muutokset hypoteettisen ratapenger-kuorman alaisena. Mallinnus tehtiin todennäköisyysmenetelmällä, eli lähtötiedot syötettiin laskentaan tiheysfunktioina (jakaumina). Laskelmien tuloksia verrattiin suurimpiin sallittuihin kokonaispainuman ja pituuskaltevuuden muutoksen arvoihin, eli pystyttiin määrittämään eri tapausten luotettavuusindeksit  $\beta$  ("vaurioitumistodennäköisyydet"). Perniön savien lähtötietojen sekä COV-arvojen määrittäminen käsitellään seikka-peräisemmin Löfmanin (2016b) diplomityössä.

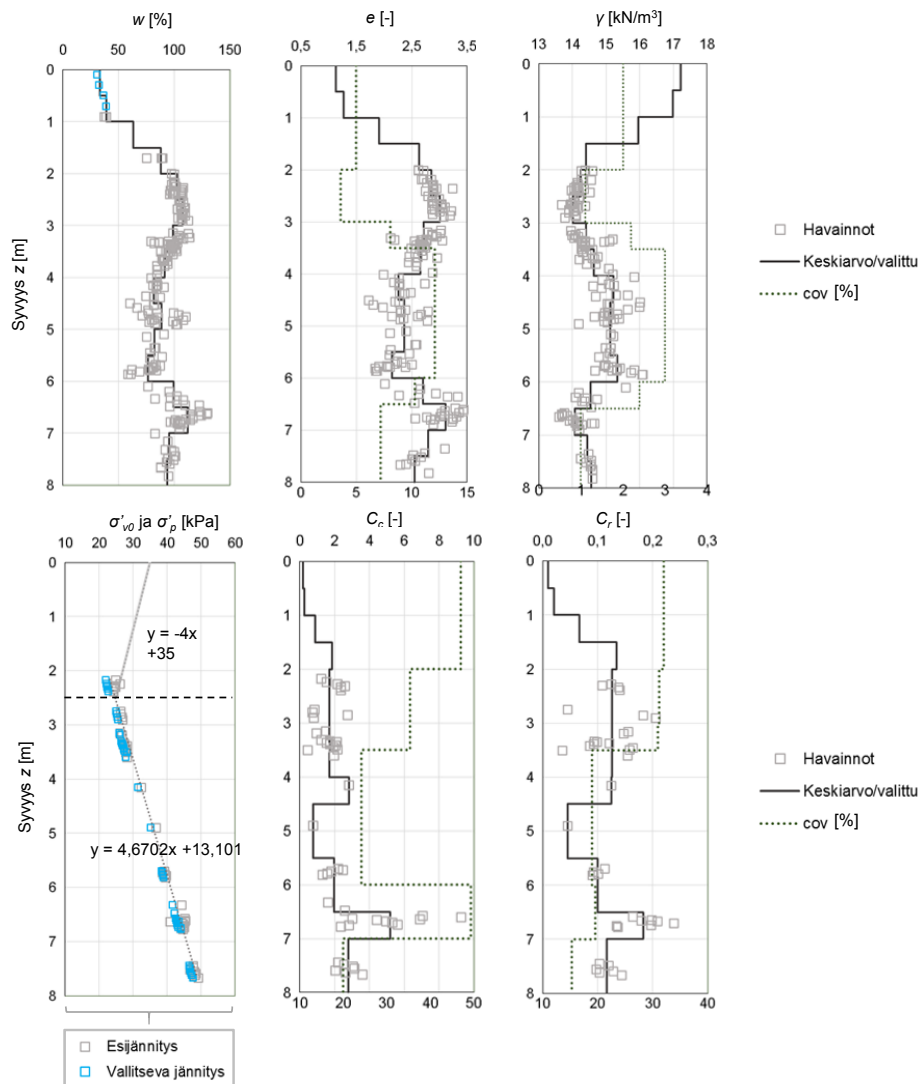
Primääripainuma laskettiin käyttäen kokoonpuristuvuusindeksimenetelmää ja sekundääripainuman suuruus arvioitiin Buismanin empiirisen menetelmän avulla. Painumalaskelman tarkoituksena oli selvittää, missä määrin maaparametrien vaihtelu vaikuttaa kokonaispainuman jakaumaan, sekä millaisia pituuskaltevuuden muutoksia painumaerot aiheuttavat. Laskenta tehtiin Excelissä, ja todennäköisyysmenetelmän käytön mahdollisti @Risk -lisäosa, jossa lähtötietoina voidaan käyttää tiheysfunktioita vakioarvojen sijaan. Varsinaisen painumalaskelman lisäksi tehtiin yksi herkkyysoanalyysi, jossa selvitettiin, mitkä tekijät vaikuttavat radan käyttöönoton jälkeen tapahtuvaan kokonaispainumaan eniten.

Painumalaskelmissa tarkasteltiin yksinkertaisuuden vuoksi vain yhtä profiilia, johon on koottu havainnot kahdeksasta näytteenottopisteestä, jotka sijaitsevat lähellä toisiaan. Lähtöarvot profiilille määritettiin siten, että koko profiili jaettiin puolen metrin kerroksiin, ja ominaisuuksille määritettiin kerroskohtaiset keskiarvot (kuivakuori-kerroksessa "keskiarvoksi" valittiin havaittu tai arvioitu arvo, mikäli havaintoja ei ollut riittävästi). Vastaavasti määritettiin kerroskohtaiset, kokonaisperävarmuutta kuvaavat COV-arvot. Tämän menettelyn mahdollisti havaintojen suuri määrä (tutkimuskohde), mutta rutiinisuunnittelun kohteissa havaintoja on yleensä huomattavasti vähemmän. Tällöin kerroskohtaisten COV-arvojen sijaan voidaan hyödyntää kirjallisuudesta löytyviä tyypillisiä COV-vaihteluvälejä eri maaparametreille; voidaan valita sama (esimerkiksi vaihteluvälin keskiarvo) COV kaikille kerroksille, tai valita vaihteluvälin ala- tai yläpäästä COV-arvot eri kerroksille, mikäli havaitaan, että joissakin kerroksissa vaihtelu on huomattavasti suurempaa/pienempää kuin muissa.

Kun keskiarvo ja COV ovat tiedossa, voidaan määrittää laskennallinen keskihajonta. Keskiarvon (odotusarvon) ja keskihajonnan avulla voidaan määrittää kullekin parametrille tiheysfunktio. Tilavuuspainolle  $\gamma$  ja huokosluvulle  $e$  oletettiin normaali-jakaumat kansainvälisen suosituksen mukaisesti. Kokoonpuristuvuusindeksille  $C_c$  ja kimmoisen tilan kokoonpuristuvuusindeksille  $C_r$  oletettiin log-normaali-jakaumat (parametrit saatu CRS-ödometrikokeiden tuloksista). Kuivakuorisavelle ei ole tehty

CRS-kokeita, joten näille kerroksille arvioitiin (CRS-) painumaparametrit vesipitoisuuden avulla (Löfman 2016b). Kuivakuoren osalta COV valittiin siten, että koko profiilin COV-arvojen keskiarvoon lisättiin muunnosmalliin liittyvän epävarmuuden COV kokonaisepävarmuuden laskusäännön mukaisesti. Muunnosmalliin liittyvä epävarmuus arvioitiin käytetyn korrelaation hajonnan avulla.

Lähtötietoina käytetyt luokitusominaisuuksien ja painumaparametrien profiilit sekä esikonsolidaatiojännityksen regressiofunktiot on esitetty Kuvassa 38. Profiileista ilmenevät myös määritetyt keskiarvot sekä valitut COV-arvot. Kuvaajissa ylempi vaakaksi on ominaisuuden arvo ja alempi vaakaksi on COV-arvo prosentteina.



Kuva 38. Perniö, painumalaskelman lähtötiedot.

Esikonsolidaatiojännitys  $\sigma'_p$  määritettiin kuivakuorisaven ja jäykän saven osalta olettamalla ylikonsolidoitunut lineaarinen profiili (konservatiivinen arvio), joka yhtyy alempien kerrosten profiiliin syvyydellä  $z = 2,5$  m. Tämän alapuolisten kerrosten esikonsolidaatiojännitys määritettiin laskelmissa CRS-ödometrikoiteiden tuloksiin sovitettuna lineaarisen regressiokäyrän avulla. CRS-kokeen tulokset on korjattu vastaamaan portaittaisen ödometrikoiteen muodonmuutosnopeutta. Trendikäyrän arvoon lisätään jokaisessa pisteessä virhetermi, jonka odotusarvo on nolla, ja keskihajonta on sama, kuin minkä avulla esikonsolidaatiojännityksen COV-arvo määritettiin. Virhetermin jakaumaksi oletettiin normaalijakauma. Esikonsolidaatiojännityksen mallinnukseen käytetyt parametrit on listattu Taulukkoon 21.

Taulukko 21. Esikonsolidaatiojännityksen mallinnus.

Esikonsolidaatiojännitys		
YK	k	-4
	b	35
"NK"	k	4,6702
	b	13,101
virhetermi	odotusarvo	0
	SD	1,1063
	Normaalijakauma (0; 1,1063)	

Perniön savikon mallinnuksessa on yleensä oletettu, että pohjavedenpinta sijaitsee puolen metrin syvyydellä. Tässä painumalaskelmassa on omaksuttu tämä sama oletus.

Tämän analyysin tapauksessa aineisto ei ole riittävä painuma-ajan arviointiin. Mikäli kyseessä olisi varsinainen mitoitus, aika-painuma -analyysi tulisi luonnollisesti tehdä. Aineiston puutteista johtuen myös sekundääripainuma jouduttiin arvioimaan karkealla tasolla; lähtötietona käytettiin sekundääripainuman kertoimelle määritettyä *a priori* -jakaumaa, jonka arvoista vain murto-osa ovat peräisin Perniöstä (Löfman 2016b, Luku 5). Käytetyn *a priori* -jakauman parametrit on esitetty Taulukossa 22.

Taulukko 22. Sekundääripainuman kertoimen kolmiojakauman parametrit.

Sekundääripainuman kerroin	
Kolmiojakauma	
Min	0
Odotusarvo	0,017074
Max	0,038221

Koska osa lähtötiedoista korreloi keskenään, määritettiin kopulafunktio, joka ottaa huomioon nämä korrelaatiot. Kopulafunktio pitää huolen siitä, että kun simulaatiossa "arvotaan" parametrien arvoja jakaumista Monte Carlo -simulaation avulla, samalle kerrokselle tulee realistinen joukko parametreja; esimerkiksi jos huokosluvun arvoksi tulee suuri luku, on tilavuuspainon arvo vastaavasti alhainen. Kopulafunktio määritettiin käyttäen CRS-kokeiden tuloksia ja näytteiden luokitusominaisuuksia. Toisin sanoen ohjelma arvioi eri parametrien väliset korrelaatiokertoimet kyseisen datan avulla.

Penkereen mitat on valittu siten, että ne vastaavat yhden raiteen normaalipoikki-leikkausta, jossa penkereen leveys on 5,4 m ja luiskakaltevuus 1:1.5 (RATO 3 2016). Tavoiteltava lopullinen pengerkorkeus on 2 m. Sekä pengertäytteen että tukikerroksen (sepelin) kuivatilavuuspainoksi oletettiin  $20 \text{ kN/m}^3$  ja vedellä kyllästetty tilavuuspaino oli molemmille  $23 \text{ kN/m}^3$  (Vinter 2015). Pengerkuorman aiheuttama pystyjännitys määritettiin käyttäen RIL 157-1 Geomekaniikka 1 -kirjassa (1985, s. 329–331) esitettyjä kaavoja. Painumat laskettiin penkereen keskellä olevalle linjalle. Pengerkuorma syötettiin laskelmaan vakioarvona, eli sille ei määritelty jakaumaa.

Niin sanottu vaurioitumistodennäköisyys määritettiin kokonaispainuman ja painumaeron suurimpien sallittujen arvojen avulla. RATO 3 (2016, s. 18) määrittelee suurimmat sallitut arvot kokonaispainumalle sekä pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksille eri alusrakenneluokkien radoille. Nämä arvot on listattu Taulukkoon 23.

Taulukko 23. Tasaisen kokonaispainuman sekä pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot (RATO 3 2016, s. 18)

Radan alusrakenneluokka	Painuma-aika 100 vuotta Tasainen kokonaispainuma [mm]	0-2 vuoden aikana tapahtuva painuma		2-9 vuoden aikana tapahtuva painuma	
		Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]	Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]
0	800	0,4	0,8	0,4	0,8
1	800	0,3	0,6	0,3	0,6
2	500	0,2	0,4	0,2	0,4
3	300	0,15	0,3	0,15	0,3
4	100	0,1	0,2	0,1	0,2

Tässä analyysissä tarkasteltiin kokonaispainumaa käyttöönoton jälkeen (painuma-aika 100 vuotta) sekä painumaeron aiheuttamaa pituuskaltevuuden muutosta. Analyysissä oletettiin, että käyttöönotto alkaa tukikerroksen (paksuus 0,55 m) rakentamisen jälkeen (jolloin pengerkorkeus aiemmat painumat huomioon ottaen on 2 m). Kokonaispainuman tapauksessa marginaalifunktio on siten:

$g$  = suurin sallittu kokonaispainuma – mallinnettu kokonaispainuma

Siispä todennäköisyys sille, että  $g$  on negatiivinen, on vaurioitumistodennäköisyys  $p_f$ .

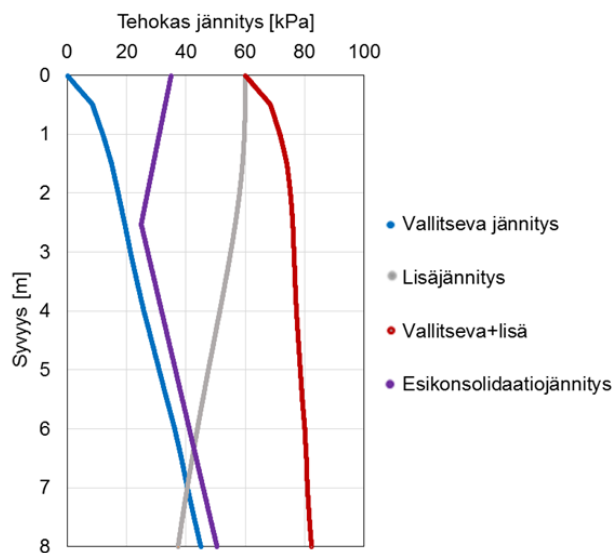
Pituuskaltevuuden muutosta tarkasteltiin tapauksen ”0-2 vuoden aikana tapahtuva painuma” osalta. Koska lähtötiedot kattavat vain yhden profiilin, painumaero määritettiin tämän profiilin ja toisen, hypoteettisen profiilin välille. Tämä toinen profiili on muutoin sama kuin lähtötietojen profiili, mutta pehmeikön syvyys on joko 1 m, 2 m tai 5 m vähemmän kuin alkuperäisen pehmeikön syvyys (koko profiili 8 m). Kerrosten paksuudet eivät siis muutu, vaan sen sijaan laskennassa on yksinkertaistuksen vuoksi jätetty osa alapään kerroksista huomiotta. (Esimerkiksi tapauksen ”1 m vajaa” painumalaskelmassa on huomioitu vain 7 metriin ulottuvat maakerrokset). Pituuskaltevuuden muutos on mallinnettu painumaero (koko profiilin painumaero - vajaan profiilin painumaero) jaettuna profiilien välisellä etäisyydellä, ja tätä tarkastelupituutta  $x$

varioitiin. Pituuskaltevuuuden muutoksen tapauksessa marginaalifunktio määritellään seuraavasti:

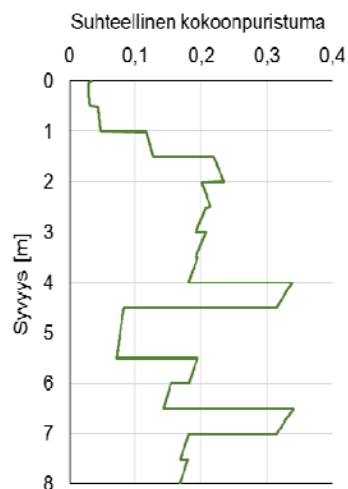
$g$  = suurin sallittu pituuskaltevuuuden muutos – mallinnettu pituuskaltevuuuden muutos

### Kontrollilaskelman tulokset

Aluksi tehtiin yksinkertaistettu deterministinen kontrollilaskelma, jolla määritettiin eri kerrosten suhteelliset kokoonpuristumat hypoteettisen kuorman alla (tässä 60 kPa eli 3 m korkea pengeri). Laskelman tehokkaat jännitykset syvyyden suhteen on esitetty Kuvassa 39. Kerroskohtaiset suhteelliset kokoonpuristumat ovat esitetty Kuvassa 40. Tässä käsinlaskennassa kokonaispainumaksi saatiin 1,356 m.



Kuva 39. Vallitseva tehokas jännitys, lisäjännitys, kokonaisjännitys ja esikonsolidaatiojännitys syvyyden suhteen.



Kuva 40. Suhteellinen kokoonpuristuma syvyyden suhteen.

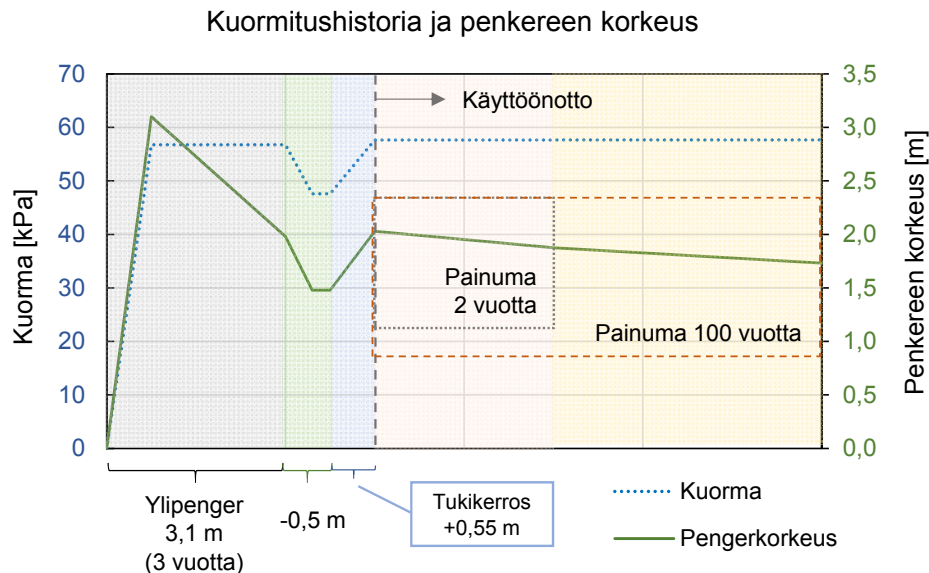
Kuvasta 40 nähdään, että kuivakuorisavi ei juurikaan painu, mikä olikin odotettavissa. Suurimmat painumat tapahtuvat pehmeissä kerroksissa syvyydellä  $z = 4...4,5$  m ja  $z = 6,5...7$  m. Lisäksi Kuvasta 40 huomataan, että sekundääripainuman laskennassa kriittinen pehmeikön paksuus on noin 6 m koko pehmeikön paksuuden sijaan. Lisäksi kokonaispainuman suuruudesta voidaan päätellä, että ylipenger on tarpeen Perniön tapauksessa.

### Painumalaskelman suoritus ja kuormitushistoria

Laskelmassa otettiin huomioon kuivakuorikerroksen ja pengermateriaalin painuminen pohjaveden alapuolelle päivittämällä vallitseva tehokas jännitys siinä vaiheessa, kun painuma on puoli metriä (pohjavedenpinnan syvyys), sekä arvioimalla keskimääräinen, keventynyt pengerkuorma jokaiselle kuormitukselle erikseen. Pohjavedenpinnan alapuolelle painuneen pengermateriaalin tehokkaaksi tilavuuspainoksi oletettiin  $13 \text{ kN/m}^3$  (vedellä kyllästetty tilavuuspaino, josta on vähennetty  $10 \text{ kN/m}^3$ ). Koska kuorma pienenee savikon painumisen aikana, laskennassa käytettiin arvioitua keskimääräistä kuormaa, joka vastaavasti perustuu arvioituun keskimääräiseen painumaan.

Laskelmassa oletettiin, että ylipenkereen kuorman aiheuttamasta konsolidaatiosta tapahtuu 90 % ennen käyttöönottoa. Tästä seuraa, että pengerkuorman aiheuttamasta lisäjännityksestä keskimäärin 90 % välittyy saveen (uusi esikonsolidaatiojännitys). Laskennassa on siten oletettu, että huokosveden ylipaine on sama koko profiilille.

Laskennassa mallinnettu kuormitushistoria sekä penkereen korkeus (painumat huomioon ottaen) on esitetty Kuvassa 41. Esitetty kuorma on arvioitu, keskimääräinen kuorma.



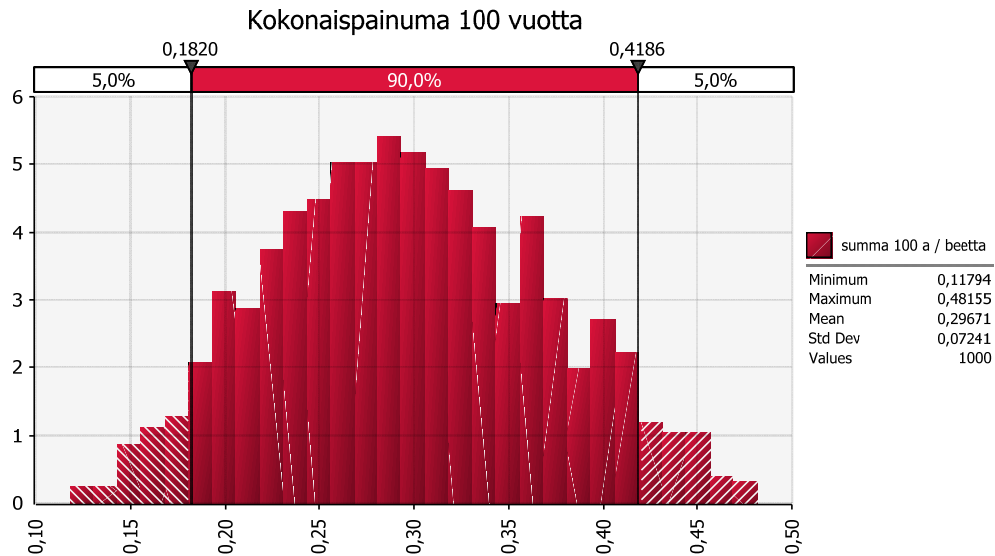
Kuva 41. Mallinnettu kuormitushistoria ja penkereen korkeuden muuttuminen.

Ylipenger vaikuttaa 3 vuotta (karkea arvio riittävälle vaikutusajalle), jonka jälkeen pengermateriaalista poistetaan puoli metriä. Tämän jälkeen lisätään tukikerros (0,55 m), ja radan käyttöönotto oletettavasti alkaa. Kun arvioidaan painumaeroja ja pituuskaltevuuden muutosta, tarkkaillaan 2 vuoden aikana tapahtuvaa painumaa, mikä sisältää tukikerroksen lisäyksen aiheuttaman primääripainuman sekä sekundääripainuman ( $t = 3...5$  a). Kokonaispainuman arvioinnissa sen sijaan tarkkaillaan sadan

vuoden aikana tapahtuvaa painumaa, joten sekundääripainuma arvioitiin ajalle  $t = 3 \dots 100$  a. Sekundääripainuman arvioinnissa painuvan kerroksen paksuudeksi oletettiin 6 metriä.

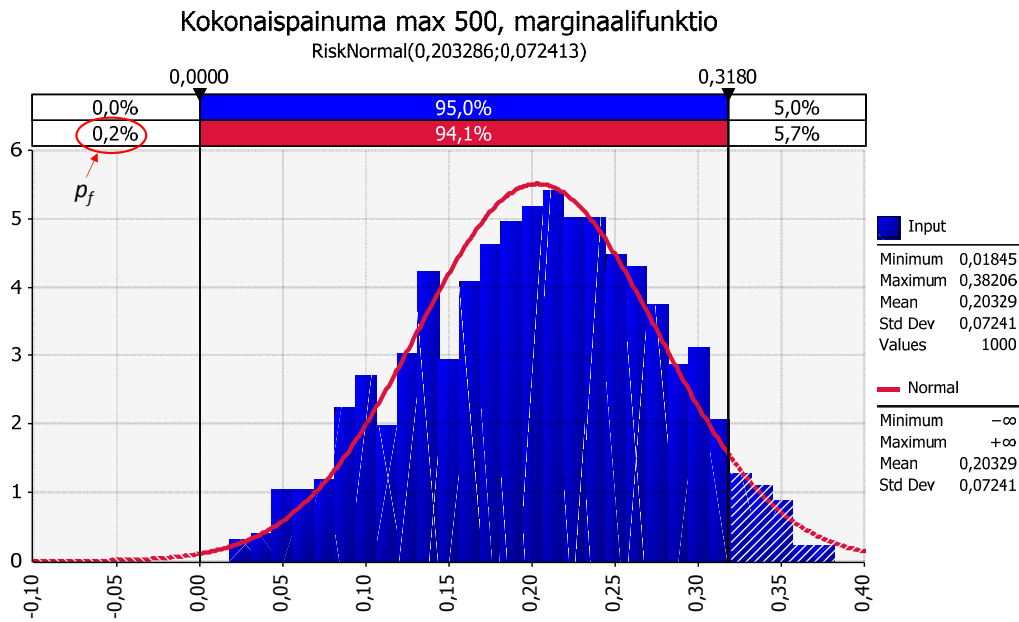
### Luotettavuusanalyysin tulokset

Käyttöönoton eli tukikerroksen lisäämisen jälkeen tapahtuva kokonaispainuma 100 vuoden aikana (histogrammi, 1000 simulaatiota) on esitetty Kuvassa 42.



Kuva 42. Käyttöönoton jälkeen tapahtuva kokonaispainuma sadan vuoden aikana.

Kokonaispainuma on keskimäärin 297 mm, joten keskiarvon osalta suunniteltu rata-penger täyttää radan alusrakenteen luokan 3 vaatimuksen suurimmalle sallitulle kokonaispainumalle (300 mm). Hajonta on kuitenkin merkittävää, ja RBD-menetelmissä tämä pystytään ottamaan huomioon. Kun tarkastellaan marginaalifunktion histogrammia, voidaan määrittää käytettävän kriteerin ylittymisen todennäköisyys. Kun kriteeriksi omaksutaan luokan 2 suurin sallittu kokonaispainuma eli 500 mm, saadaan Kuvassa 43 esitetty marginaalifunktion  $g$  histogrammi sekä siihen sovitettu normaali-jakauma.



Kuva 43. Käyttöönoton jälkeen tapahtuva kokonaispainuma sadan vuoden aikana, marginaalifunktion histogrammi kun suurin sallittu painuma on 500 mm.

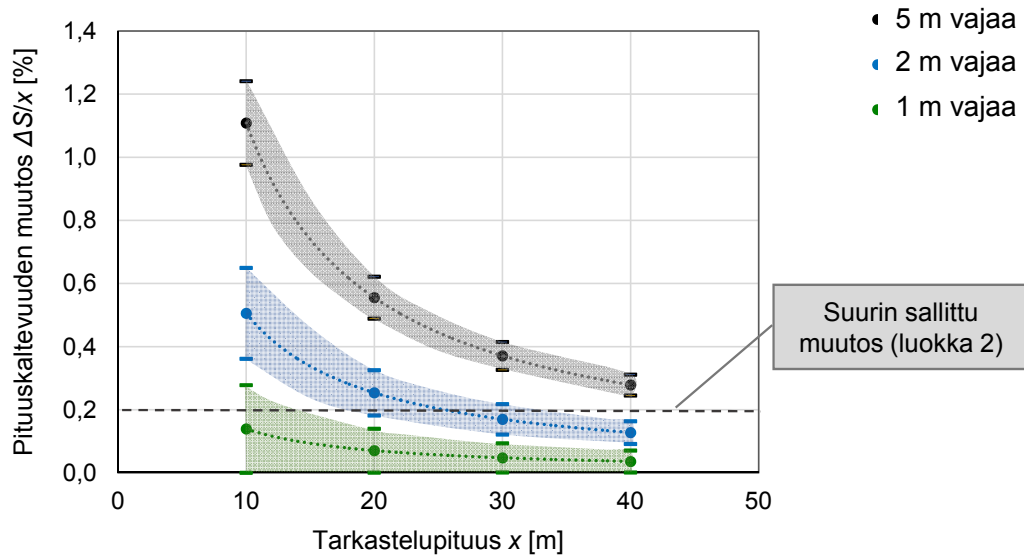
Kuvaan on ympyröity tapauksen  $g \leq 0$  todennäköisyys eli "vaurioitumistodennäköisyys"  $p_f$ , joka tässä tapauksessa on 0,2 %. Tulos vastaa luotettavuusindeksin arvoa  $\beta \approx 2,88$ . Mikäli omaksutaan Eurokoodin ehdottama vähimmäisarvo käyttörajatilalle eli  $\beta = 1,50$  (rakenteiden suunnittelu), tämä rakenne täyttää suurimman sallitun painuman mukaisen kriteerin luokassa 2.

Kuvassa 43 on myös toinen palkki (sininen), mutta tämän arvo (0,0 %) perustuu histogrammin arvoihin. RBD-menetelmissä on kuitenkin suositeltavaa tarkastella sovitettuja jakaumia (tässä normaalijakauma, punainen käyrä ja palkki) pelkän simulaation histogrammin sijaan. Mikäli simulaatioiden määrä olisi suurempi (esimerkiksi 10 000 kappaletta), histogrammi olisi muodoltaan pehmeämpi ja siten tarkempi.

Seuraavaksi selvitetään, missä määrin rakenne täyttää suurimman sallitun pituuskaltevuuden muutoksen kriteerin samassa luokassa (radan alusrakenneluokka 2). Ensin tarkasteltiin, kuinka laskettu pituuskaltevuuden muutos prosentteina vaihtelee suhteessa tarkastelupituuteen  $x$  eri tapauksissa. Keskiarvojen lisäksi määritettiin keskiarvo $\pm$ keskihajonta -vaihteluvälit. Kuvaaja on esitetty Kuvassa 44.



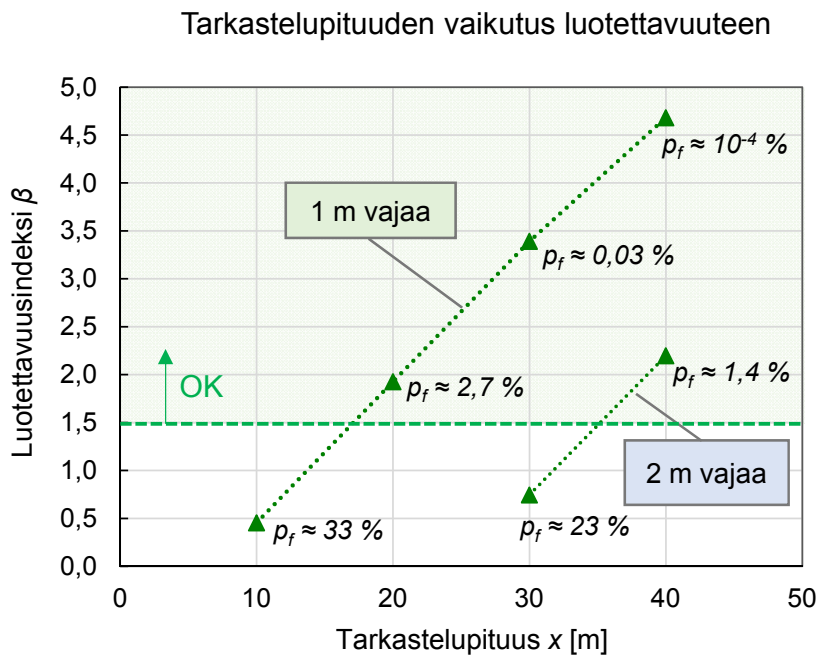
## Tarkastelupituuden vaikutus pituuskaltevuuden muutokseen



Kuva 44. Pituuskaltevuuden muutos sekä vaihteluväli (keskiarvo $\pm$ keskihajonta) eri tapauksissa tarkastelupituuden funktiona sekä suurin sallittu pituuskaltevuuden muutos.

Kuvaajasta nähdään, että kun profiilien pehmeikön paksuus eroaa huomattavasti, laskettu pituuskaltevuuden muutos ylittää suurimman sallitun arvon kaikilla tarkastelupituuden arvoilla (tapaus "5m vajaa" eli toisen tarkasteltavan profiilin pehmeikkö on 5 m ohuempi kuin toinen, täysi 8 metrin profiili). Mikäli kairausten määrä on riittävä, ja ohuemman pehmeikön osuus havaitaan, painumaeroa pystytään vähentämään valitsemalla soveltuvampi suunnitelma ohuemman pehmeikön osuudelle (esimerkiksi jättämällä ylipenger-vaihe pois). Kuvaajasta nähdään, että 1 m poikkeavuus ei keskimäärin aiheuta liian suurta painumaeroa, mutta 2 m vajaus sen sijaan johtaa liian suureen pituuskaltevuuden muutokseen tapauksissa  $x = 10 \dots 20$  m.

Niille tapauksille, missä keskiarvo alitti suurimman arvon, määritettiin "vaurioitumistodennäköisyydet" sekä luotettavuusindeksit (Kuva 45).

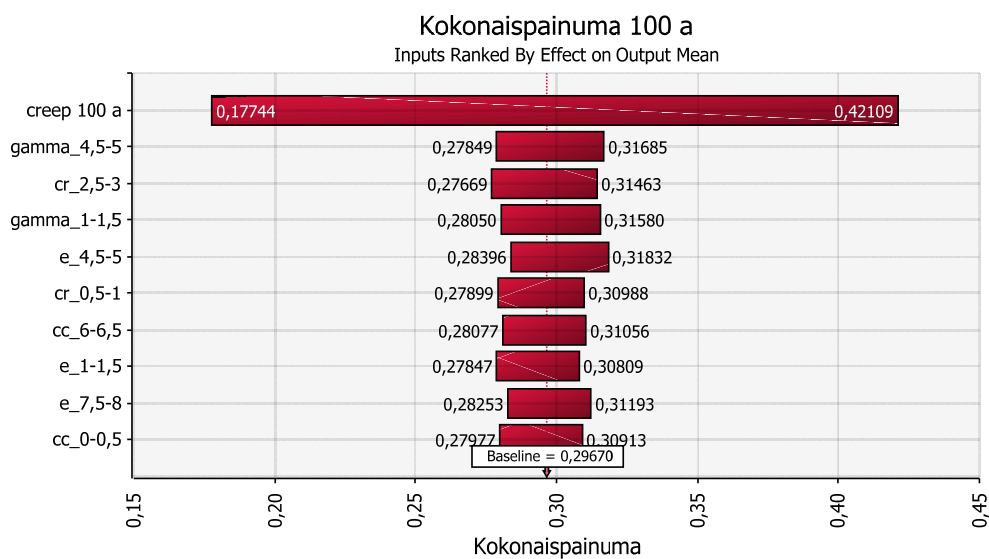


Kuva 45. Luotettavuusindeksi tarkastelupituuden funktiona sekä vaurioitumistodennäköisyydet eri tapauksissa.

Kuvaajasta nähdään, että luotettavuusindeksin arvo alenee lähes lineaarisesti, kun tarkastelupituus pienenee. Näyttäisi kuitenkin siltä, että poikkeama pehmeikön paksuudessa vaikuttaa luotettavuuteen enemmän kuin tarkastelupituuden muuttuminen. Kaiken kaikkiaan voidaan arvioida, että mikäli poikkeamat pehmeikön paksuudessa ovat maltillisia ja pehmeikön paksuus ei muutu jyrkästi lyhyellä tarkasteluvälillä, suunnitelman luotettavuus on riittävällä tasolla pituuskaltevuuden muutoksen suhteen.

### Herkkyyshanalyysi – Kokonaispainuma sadan vuoden aikana

RBD-menetelmissä herkkyyshanalyysi on keskeisessä asemassa riskien tunnistamisen suhteen. @Risk -ohjelmassa herkkyyshanalyysi voidaan suorittaa muodostamalla tornado-kaavio, johon listataan eri muuttujat sen mukaan, kuinka paljon kukin muuttuja vaikuttaa tarkasteltavan lopputuloksen vaihteluun (epävarmuuteen). Herkkyyshanalyysissä jokaista muuttujaa varioidaan samalla kun muut muuttujat pidetään vakioina (odotusarvo), ja tarkastellaan, kuinka paljon lopputulos vaihtelee kussakin tapauksessa. Kun tarkastellaan käyttöä jättämisen jälkeistä painumaa sadan vuoden aikana, saadaan Kuvassa 46 esitetty tornado-kaavio.



Kuva 46. Tornado-kaavio, käyttöönoton jälkeen tapahtuma kokonaispainuma sadan vuoden aikana.

Kaaviosta nähdään, että sekundääripainumaan liittyvä epävarmuus (muuttuja ”creep 100 a”) vaikuttaa eniten kokonaispainuman vaihteluun ja siten luotettavuuteen. Kun muut muuttujat pidetään vakioina, sekundääripainuman vaihtelu aiheuttaa sen, että kokonaispainuma voi vaihdella niinkin laajalla välillä kuin 177...421 mm, eli poikkeama keskiarvosta (”baseline”, 297 mm) voi olla peräti 120 mm luokkaa. Muiden muuttujien vaihtelu sen sijaan aiheuttaa vain noin 20 mm poikkeaman suhteessa keskiarvoon. Sekundääripainuman osuus kokonaispainumasta on hieman suurempi kuin primääripainuman osuus, mutta primääripainumaan liittyvä epävarmuus on pienempi, sillä painumaparametrien keskihajonnat ovat huomattavasti pienempiä verrattuna sekundääripainuman *a priori* -jakauman hajontaan. Siispä voidaan päätellä, että tarkempi (mieluiten kerroskohtainen) tieto sekundääripainuman kertoimen vaihtelusta lisäisi mitä todennäköisemmin suunnitelman luotettavuutta. Toisaalta tulee myös muistaa, että primääripainuman kapeampi hajonta johtuu myös siitä, että on oletettu, että ylipenkereen painumasta on tapahtunut 90 %. Mikäli tämä tilanne ei todellisuudessa toteudu, primääripainumaan liittyvä epävarmuus on tietysti suurempi.

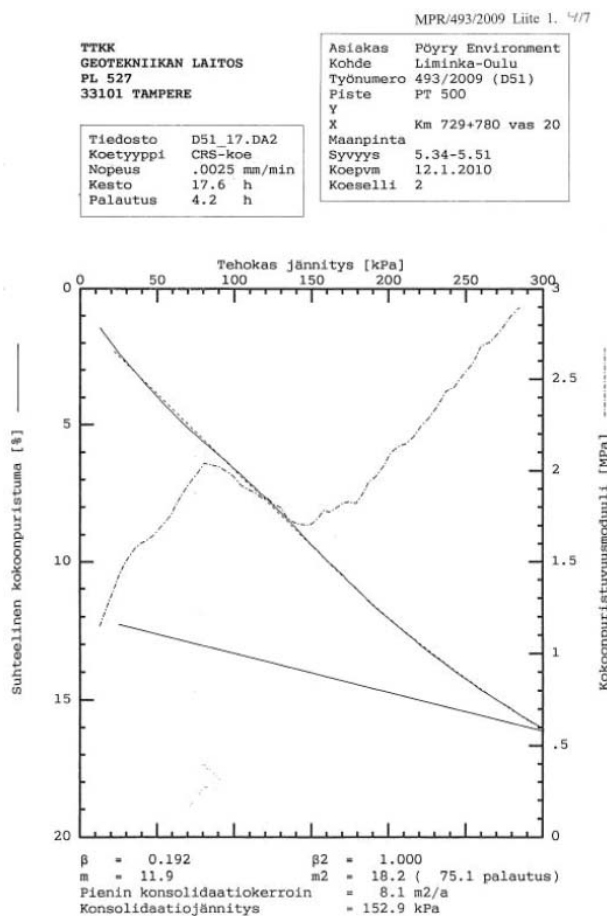
#### 4.1.2 Temmesjoen oikaisun painumalaskelmien ja painumamittausten analysointi

Temmesjoen rataoikaisulla (pituus noin 1,6 km) uusi ratapenger on perustettu maanvaraisesti suunnitelman mukaisesti (VR Track 2014). Näillä osuuksilla on lisäksi tehty esikuormitus, joka kirjoitushetkellä on ollut 18 kuukautta päällä. Siltojen Ruotsinoja ja Temmesjoki taustoille rakennetaan paalulaatat. Esikuormituksista ja painumalaskelmista on laadittu erillinen laskentaportti (VR Track 2015a).

Koe- ja kairaustulosten perusteella voidaan päätellä, että alue on melko homogeenista. Pinnalla on kuivakuorimainen silttikerros, jonka paksuudeksi on arvioitu laskentaportissa 1,0–1,5 m. Sen alla on silttiä tai savista silttiä noin 3,5–4,5 m. Tämän alla on paksuimmilla alueilla noin 10 metrin paksuinen silttikerros, jossa on hieman pehmeämpiä välikerroksia ja esimerkiksi konsolidaatiokerroin on pienin tässä kerroksessa. Osassa näytteitä oli havaittavissa ylikonsolidaatiota, jonka suuruudeksi arvioitiin 20–30 kPa (POP-arvo). Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 40–60 % ja tilavuuspaino oli noin 16 kN/m<sup>3</sup> (VR Track 2015a, VR Track 2015b).

Kohteessa on otettu häiriintymätöntä näytettä neljästä pisteestä ja näistä on tehty 11 CRS-ödometrikoeetta vuosina 2010 ja 2014 kahdella eri kuormitusnopeudella (0,0015 ja 0,0025 mm/min.). Kokeet on tehty TTY (Tampereen Teknillinen Yliopisto) laboratoriossa. Ödometrikoe tuloksista ja painumalaskentamenetelmistä on myös laadittu erillinen muistio (VR Track 2015b). Koetulokset on luokiteltu kolmeen luokkaan; ei määritettyä esikonsolidaatiojännitystä, epävarma (tulkinnan mukaan ylisuuri) esikonsolidaatiojännitys ja luotettavat tulokset. VR Track on luokitellut vain viisi tulosta luotettavaksi. Siltistä on ollut ongelmia saada häiriintymätöntä näytettä, eli näytettä ei ole ollut käytettävissä riittävästi tai se on ollut häiriintynyt.

Laskennassa on hyödynnetty onnistuneiden ödometrikokeiden tuloksia. Niiltä alueilta, joista ei ole ollut käytettävissä luotettavia ödometrituloksia, laskenta on tehty vesipitoisuusmenetelmällä. Vesipitoisuusmenetelmä antaa keskimäärin hieman pienempiä painumia, mutta menetelmä on arvioitu riittävän luotettavaksi tässä kohteessa. (VR Track 2015b). Kuvassa 47 on esitetty yksi kohteen ödometritulos. Kuvassa näkyy selvästi siltinäytteiden ongelmat, eli se miten hankala on määrätä lähes suorasta kuvaajasta esikonsolidaatiojännitys. Tällaisessa kohteessa se, että laskelmissa käytetään kokoonpuristuvuusindeksiä  $C_c$ , on perusteltua. Tässä tapauksessa  $C_c$  oli määritetty vesipitoisuudesta laskentaohjelmassa (Geocalc), kun sen tarkemmin pystyisi määrittämään ödometrituloksesta tekemällä muunnoksen M ja  $C_c$ :n välillä.



Kuva 47. Temmesjoen oikaisu pl. 729 + 780 (kairauspiste O500) syvyys 5,3–5,5 metriä CRS-ödometritulos (VR Track 2015b).

Tilastollisen analyysin perusteella (Taulukko 24) tilavuuspaino vaihtelee hyvin vähän tarkasteltavalla alueella, sen sijaan vesipitoisuus vaihtelee kuivakuoren (jonka pakkuudeksi arvioitu 2 m) alapuolella suhteellisen paljon, vaikka aineisto jaettiin kolmeen osaan ja siitä poistettiin karkeampien maalajien tulokset.

*Taulukko 24. Temmesjoen oikaisun vesipitoisuuksien tilastollinen vaihtelu kuivakuori-kerroksen alla.*

Alue	Keskimääräinen vesipitoisuus, w, %	Stdev*, %	COV, %	Min /Max, %	N
Ruotsalaojan eteläpuoli	46,6	12,9	27,7	25,4 / 78	42
Ruotsinojan ja Temmesjoen väli	49,45	9,1	18,5	26,6 / 72	79
Temmesjoen pohjoispuoli	49,4	11,5	23,4	25,3 / 80	216

\* Stdev = (otos)keskihajonta

Mittauksissa seurataan 74 painumalevyn painumaa. Mittaukset on aloitettu 19.1.2015, jonka jälkeen suuri osa penkereistä on rakennettu nopealla aikataululla. Painumamittauksia tehtiin aluksi noin kahden viikon välein ensimmäisen kahden kuukauden ajan. Sen jälkeen mittausväli on harventunut kerran kuukaudessa tehtäviin mittauksiin. Viimeinen käytössä oleva mittaus on 30.6.2016, eli mittausaika on noin 1,5 vuotta.

Mitatut painumat ovat vaihdelleet paljon (Taulukko 25) mittausvälillä 19.1.2015–30.6.2016. Painuminen on vielä selvästi kesken, eikä loppupainumaa ollut saavutettu kuin aivan seuranta-alueen alkuosassa Ruotsinojan eteläpuolella, jossa painumat ovat vaihdelleet välillä 62–349 mm. Pienemmät jo tasaantuneet painumat ovat kapean levityksen kohdalla (2 m) ja suurimmat lähempänä Ruotsinojaa, jossa esikuormituspenkereen leveys on noin 11 m. Ruotsinojan ja Temmesjoen välisellä alueella esikuormituspenkereen leveys on vaihdellut välillä 10–14 m ja pehmeikön paksuus noin 12–21 m. Tällä alueella havaitut painumat ovat keskimäärin 174–589 mm. Temmesjoen pohjoispuolella painumat ovat kaikkein suurimmat: 255–633 mm. Näin silti, vaikka esikuormituspenkereen leveys alueella kapenee nopeasti 17 metristä noin 1 metriin. Pehmeikön paksuus vaihtelee noin välillä 15–17 m.

*Taulukko 25. Temmesjoen oikaisun keskimääräisiä havaittuja painumia.*

Alue	Keskimääräinen painuma, mm 30.6.2016	Stdev, mm	COV, %	W, min /max, %	N
Ruotsalaojan eteläpuoli	260	116	44,7	25,4 / 78	12
Ruotsinojan ja Temmesjoen väli	381	125	32,8	26,6 / 72	49
Temmesjoen pohjoispuoli	422	171	41,7	25,3 / 80	11

Eroja keskimääräisessä painumassa voidaan selittää parillakin syyllä. Keskimääräisestä vesipitoisuudesta (Taulukko 24) arvioituna kokonaispainumat Ruotsinojan eteläpuolella voivat olla noin 40 mm suurempia kuin Ruotsinojan tai Temmesjoen pohjoispuolella. Toisaalta ödometrikokeista määritettyjen painumaparametrien perusteella Temmesjoen pohjoispuolen suhteellisesti suurempaa painumaa ei voida ennustaa. Kuitenkin siipikairaustulos (Kuva 51) viittaa siihen, että alueen keskimääräinen leikkauslujuus on pienempi kuin muualla, jolloin myös esikonsolidaatiojännitys on pienempi ennustaen suurempaa painumaa.

Useassa mitatussa poikkileikkauksessa vasen reuna painumat on painunut merkittävästi enemmän kuin penkereen keskiosa tai oikea reuna. Syynä tähän on se, että olemassa oleva penger on oikealla puolella, jolloin sen alla on jo tapahtunut konsolidatiota. Toisena – merkittävämpänä syynä – on se, että vasemman reunan painumamittaus sijaitsee aivan penkereen luiskan taitteessa, jolloin mittaustanko on liikkunut myös sivusuuntaan. Tästä selvä havainto esimerkiksi paalulta Km 730 + 400. Painopenkereen vierellä ei ole silmämääräisesti havaittavissa myöskään maan nousemista tai sivusiirtymää. Nämä havainnot tukevat tulkintaa mittaustangon ylimääräisistä liikkeistä.

Tapahtuneita painumia on verrattu laskettuihin painumiin. Näiden tulosten mukaan Ruotsinojan eteläpuolella painumaennusteet ovat yliarvioineet painumaa, kun taas välillä Ruotsinoja – Temmesjoki ja Temmesjoen pohjoispuolella suurimmassa osassa mittauspisteitä mitattu painuma on selkeästi suurempi kuin arvioitu painuma. Vertailu on vain suuntaa-antava, koska laskettuja painumia on arvioitu varsin karkeasti, eikä laskelmia ole varioitu kovin hyvin olosuhteisiin. Paremman kuvan laskelmien luotettavuudesta saisi, jos lasketut painumat arvioitaisiin tarkemmin vaikka 100 metrin jaksoina.

## 4.2 Stabiliateetilaskelmat

### 4.2.1 RBD sovellukset liukupintalaskelmissa

Joissakin kaupallisissa liukupintalaskentaohjelmissa (Limit equilibrium Method = LEM) on mahdollista käyttää todennäköisyyslaskentamenetelmää. Stabiliateetilaskentaohjelmassa SLOPE/W tällainen mahdollisuus on ollut jo lähemmäs 20 vuotta. Ohjelmalla voidaan varioida maaparametrien lisäksi kuormituksia mukaan lukien huokosvedenpaine kuormitukset, eli näille kaikille muuttujille voidaan määritellä jakaumat. Myös ominaisuuksien paikallisia vaihteluita maakerroksen sisällä voidaan ottaa huomioon. (<http://www.geo-slope.com/products/slopew.aspx>). Todennäköisyyslaskenta tapahtui versiossa 2007 erillisenä Monte Carlo -simulaationa vasta kun vaarallisin liukupinta on määritetty, joten ohjelma ei varioi liukupinnan sijaintia todennäköisyyslaskentavaiheessa. Uudemmassa versiossa 2012 (SLOPE/W 7.1) ohjelma laskee todennäköisyydet jokaiselle liukupinnalle.

Numeerisessa laskentaohjelmassa Optum G2 on myös mahdollista tehdä stokastinen analyysi Monte Carlo -simulaationa perustuen "random fields" periaatteeseen. Lähtötietona voidaan antaa maaparametreille sekä jakauma että korrelaation pituus. Analyysi on mahdollista tehdä stabiliateetti-, painuma- tai kantokyky laskelmissa. (<http://optumce.com/>). Myös ohjelmassa GGU-Slide näyttää olevan Monte Carlo -simulaatiomahdollisuus, mutta aineistosta ei pysty päättämään, miten kyseinen ohjelma toimii ([http://infos.ggu-software.com/whitepaper/GGU-SLICE\\_wp-e.pdf](http://infos.ggu-software.com/whitepaper/GGU-SLICE_wp-e.pdf)).

#### 4.2.2 Esimerkki Temmesjoen oikaisu – stabiliteettilaskelmien lähtötietojen tilastolliset tarkastelut

Stabiliteettilaskelman todennäköisyyslaskentaesimerkki on Pohjanmaan radan korjaushankkeesta välin Liminka–Oulu Temmesjoen rataoikaisun rakennussuunnitelmasta. Stabiliteettilaskelmia on tehty neljästä ratapoikkileikkauksesta: 729+780, 730+160, 730+360 ja 730 + 750 (VR Track 2014). Tässä laskentaesimerkissä esitetään kaikkien poikkileikkausten pehmeiden kerrosten suljetut leikkauslujuushavainnot ja arvioidaan niiden trendejä. Sen lisäksi on tehty todennäköisyypohjainen laskenta SLOPE/W-ohjelmalla yhdestä poikkileikkauksesta (versio SLOPE/W 7.1).

Alueella on tehty kairauksia useassa eri vaiheessa. CPTU-kairauksia (CU) on tehty vuosina 2002, 2005–2006, 2011 ja 2013. Vastaavasti puristin-heijarikairauksia (HP) on tehty vuosina 2013–2014 ja 2005. Sekä siipikairauksia vuosina 2005, 2006, 2009, 2010, 2013 ja 2014. Sen lisäksi mukana on myös häiriintymättömistä näytteenotoista määritettyjä kartiolujuuksia. Tilastolliseen tarkastellun on etsitty kaikki nämä neljä kairaustapaa 100 m etäisyydellä tarkisteltavasta poikkileikkauksesta.

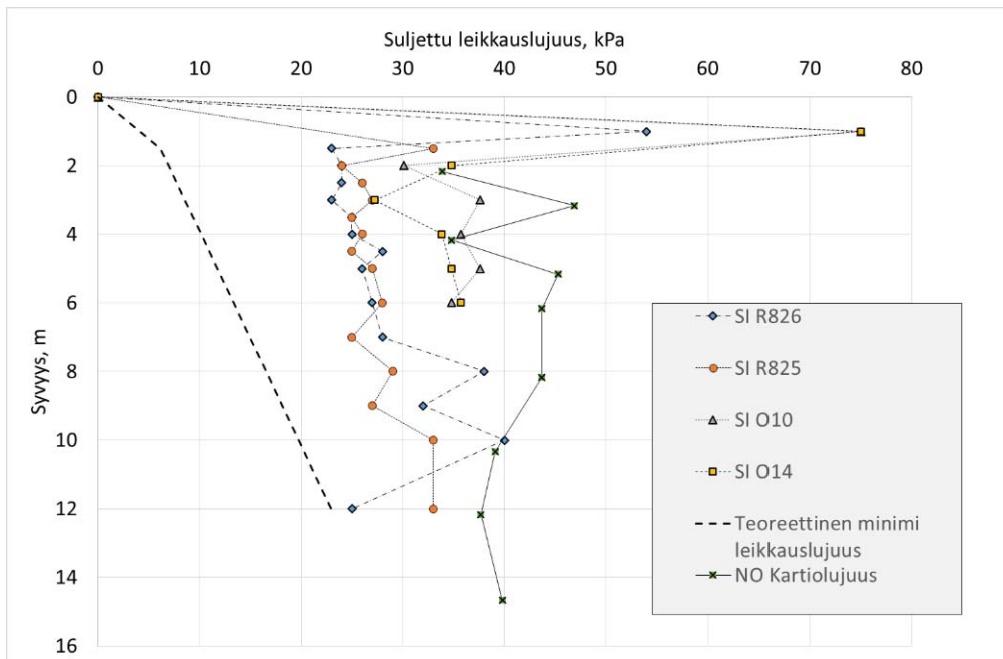
Kairauksia ovat suorittaneet useat eri kairausyritykset. Lähes kaikki kairauksien siirtotiedostot olivat puutteellisia; muun muassa laitteistotietoja tai kairauksen suorittanutta yritystä tai kairaaaja ei ole kirjattu. Ja vaikka pohjatutkimukset tehnyt yritys on löytynyt, vastaavaa kalustotietoa on hankala, ellei mahdoton selvittää vuosien jälkeen. Siksi kairausdatasta ei voi tehdä kalustokohtaisia korjauksia, eikä siis pystytä luotettavasti laskemaan CU:sta kokonaiskärkivastusta (tai korjattua kärkivastusta kaava 2.5 Kairausopas VI, sivu 12, kuva alla)  $q_T$ . Tätä asiaa on puitu tarkemmin Luvussa 2.5.

Kairausten mukaan kohteet pohjaolosuhteet koko tutkittavan alueen osalta (noin yksi kilometri) ovat suhteellisen tasaiset. Luonnollinen maanpinta on tasolla +2,7...+4,5 ja radan suunniteltu korkeusviiva oikaisun kohdalla on tasolla +5,55...+6,87. Maanpinnasta alkaen ylimpänä kerroksena on 1,0...2,0 m paksu kuivakuorisilttikerros. Tämän alapuolella on savi- ja silttikerrostuma, jonka paksuus maanpinnasta mitattuna vaihtelee 6,3...19,7 metrin välillä. Tämän alla on tiivistä moreenia. Pääsääntöisesti ylimäinen kuivakuorikerros on lujuudeltaan hyvin tiivistä, josta siipikairalla määritetyt leikkauslujuudet ovat olleet yli 40 kPa. Tämän alapuolella olevasta siltti- ja savi-kerrostumasta siipikairalla määritetyt leikkauslujuudet olivat 23...47 kPa. Tämä maakerros on pääosin silttiä, savista silttiä, liejuista silttiä tai savea. (VR Track 2014).

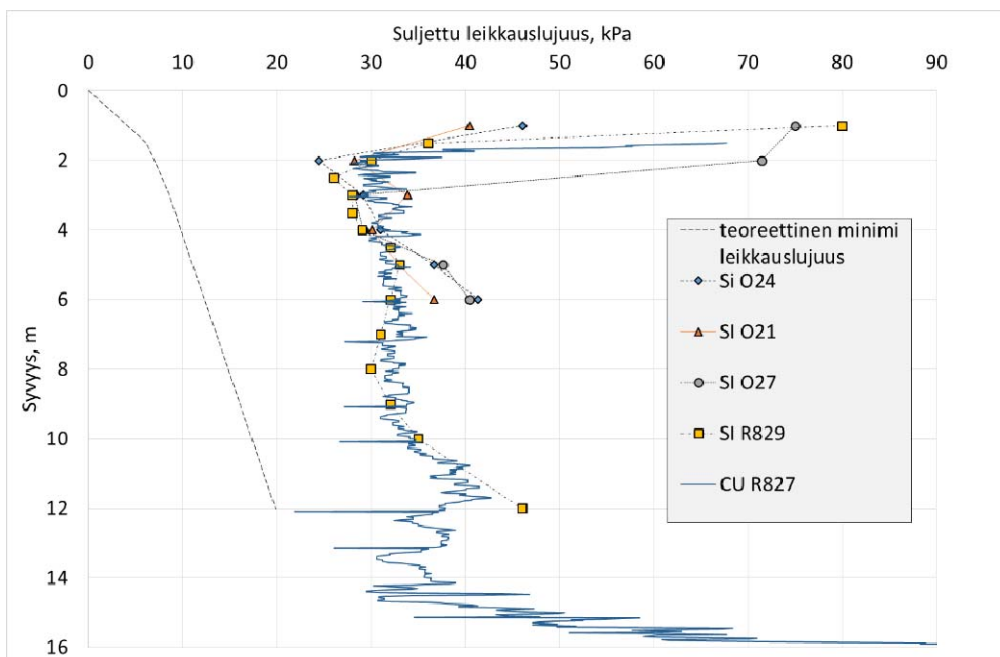
Tilastollisiin aineistoihin on vertailun vuoksi lisätty myös Bjerrumin (1973) esittämän siipikairauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen  $\sigma_p'$  välisestä suhteesta arvioitu suljetun leikkauslujuuden teoreettinen ”minimiarvo”  $c_u$ . Leroueil et al. (1990) ovat keränneet eri tutkijoiden esittämiä esikonsolidaatiojännityksen ja suljetun leikkauslujuuden välisiä yhteyksiä. Epäorgaanisille saviille suhteen hajonta on melko pientä, joten tätä yhteyttä voidaan soveltaa. Tässä sovelluksessa esikonsolidaatiojännitys on määritetty maassa vallitsevasta jännityksestä, joten se edustaa normaalisti konsolidoitunutta arvoa, eli oletettavasti suljetun leikkauslujuuden ”minimiarvoa”. Larssonin (1980) mukaan epäorgaanisille saviille suljetun leikkauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen suhde vaihtelee välillä 0,18–0,3 kasvaen plastisuusindeksin kasvaessa. Tässä analyysissä muunnoskaavan suhteena on käytetty arvoa 0,25:

$$c_u = 0,25 \cdot \sigma_p' \quad (34)$$

Vallitsevan jännityksen laskennassa käytetty tilavuuspaino oli  $\gamma = 16,38 \text{ kN/m}^3$ . Tämä arvo on määritetty aritmeettisena keskiarvona näytteenotoista määritellyistä arvosta (N=19), Keskihajonta oli vain  $0,24 \text{ kN/m}^3$ , jolloin COV sai arvon 1 %, joten hajonta oli varsin pientä koko alueella. Pohjavedenpinnan tasoksi oletettiin 1,5 m, joka vastaa yleisesti alueen sivuojen pohjan korkotasoa ja sopii myös leikkauslujuustuloksiin. Kuviin 48–51 on koottu poikkileikkauskohtaisesti suljettujen leikkauslujuuksien arvoja paaluilta 729+780, 730+160, 730+360 ja 730 + 750. Siipikairauksista O-alkuiset on tehty vuonna 2009, R-alkuiset vuonna 2014 ja ilman kirjaintunnusta vuonna 2005 tai 2002. Tulkinnaissa ei otettu huomioon laitteiden korjauskertoimia. Siipikairalla määritettyjä leikkauslujuuksia ei ole tarvetta redusoida, koska vesipitoisuudet savi-ssä siltissä - siltissä vaihtelivat välillä 34,9 – 59,1 %. (N=9, keskiarvo 48,1 %, keskihajonta 7,1 % ja COV 14,8 %).

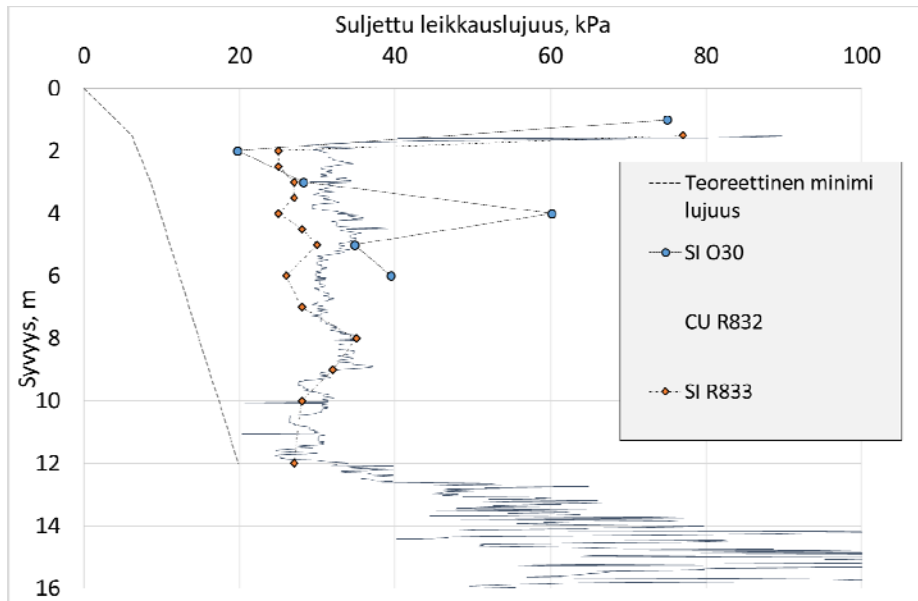


Kuva 48. Paalu 729 + 780 kootut suljetut leikkauslujuusarvot eri tutkimustavoilla.

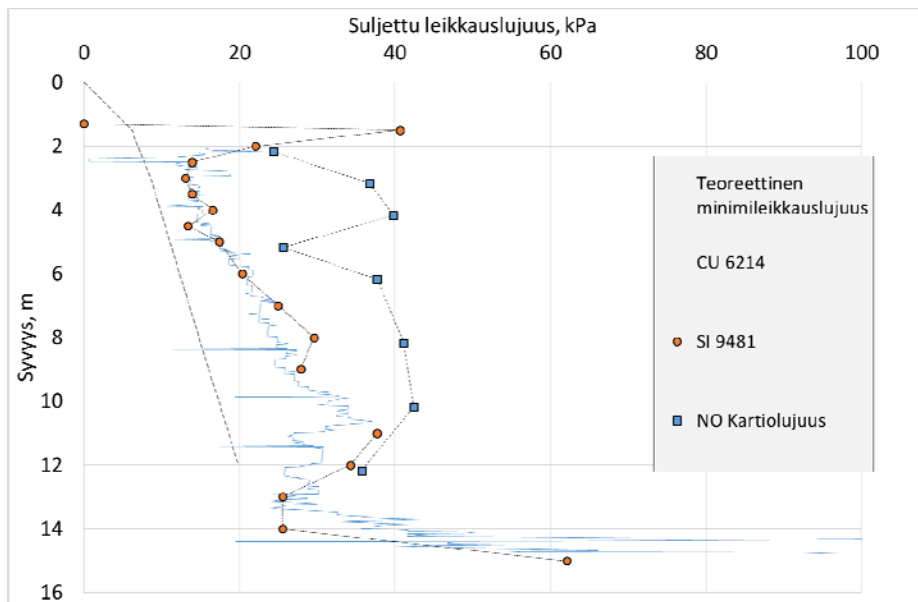


Kuva 49. Paalu 730 + 160 kootut suljetut leikkauslujuusarvot eri tutkimustavoilla.





Kuva 50. Paalu 730 + 360 kootut suljetut leikkauslujuusarvot eri tutkimustavoilla.



Kuva 51. Paalu 730 + 750 kootut suljetut leikkauslujuusarvot eri tutkimustavoilla.

Kartiokokeista määritetty suljettu leikkauslujuus on molemmissa tapauksessa (Kuvat 48 ja 51) selkeästi suurempi kuin muilla menetelmillä määritetty arvo. Sen osalta ei ole havaittavissa erityisen selvää trendiä, kuten muiden kairausten osalta on havaittavissa. Vastaava havainto tehtiin myös Laihialla (Kuva 7). Kartiolujuuksien voisi olettaa edustavan kyseisen kerroksen maksimileikkauslujuutta, jos oletetaan, että lujuuden muunnoskaavat ovat voimassa kohteissa oleville sulfidisavelle/silteille.

Suljettu leikkauslujuus pohjavedenpinnan alapuolella on tyypillinen syvyysuuntaan kasvava ominaisuus, kuten suurimmassa osassa Kuvien 48–51 kairauksista tapahtuu. Syvyysuuntaan kasvava trendi määritettiin erikseen siipikairauksille, kartiolujuuksille että puristinkairauksesta määritellylle leikkauslujuudelle. Trendifunktiona käytettiin yksinkertaista lineaarista funktiota. Frank et al. (2008) sivulla 50 on esitetty tilastollisesti tarkempi hyperbolinen lähestymistapa. Yleensä lineaarinen estimaatti on kuitenkin riittävän tarkka, joten sitä käytetään yleisesti myös eri laskentaohjelmissa. Lineaarinen trendi voidaan määrittää Kaavojen 35–38 avulla.

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(z_i - \bar{z})}{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z})^2} \quad (35)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot (x_1 + x_2 + \dots + x_n) \quad (36)$$

$$\bar{z} = \frac{1}{n} \cdot (z_1 + z_2 + \dots + z_n) \quad (37)$$

$$x^* = \bar{x} + b(z - \bar{z}) \quad (38)$$

missä  $\bar{x}$  on havaintojen keskiarvo  
 $z_i$  on tarkasteltava syvyys  
 $x_i$  on havainnon arvo syvyydellä  $z_i$   
 $\bar{z}$  on havaintojen  $z_i$  keskiarvo  
 $b$  on trendi  
 $x^*$  on ominaiskeskiarvo tietyllä syvyydellä  $z$ .

Siipikairauksista poistettiin muutamat merkittävimmät anomaliat, jotka tulkittiin häiriintyneiksi havainnoiksi. Lineaariset trendit (kulmakertoimet) eli parametrin  $b$  arvot on esitetty taulukossa 26. Arvoista on havaittavissa, että välillä trendi saa erittäin pieniä arvoja ja käytännössä sitä ei oikeastaan juuri ole. Esimerkiksi paalulla 730 + 360 puristinkairauksen (R832 vuonna 2014) nettokärkivastuksesta laskettu leikkauslujuus ei juuri kasva syvyyden funktiona. Kun taas vuonna 2002 tehdyssä paalun 730 + 750 puristinkairauksessa 6214 on voimakas kasvava trendi. Yllättävästi vuonna 2009 tehdyt O-alkuiset siipikairaukset antavat keskimäärin selvästi nopeammin kasvavan trendin ( $b_{ka} = 1,54$ ) kuin vuonna 2014 tehdyt R-alkuiset siipikairaukset ( $b_{ka} = 0,84$ ). Sen lisäksi O-alkuiset kairaukset on lopetettu kaikki 6 metrin syvyyteen, joten niissä havaintojen määrä on pieni. Ainakin näissä trendeissä näkyy selvästi, että eri vuosina kyseisessä kohteessa on ollut eri kairausryhmä ja todennäköisesti myös eri laitteistot.

Taulukko 26. Suljetuista leikkauslujuuksista määritetyt syvyyssuuntaiset trendit pohjaveden pinnan alapuolella.

Paalu	Kairaus ja vuosi	b (kPa/m)	R <sup>2</sup>	N	Määrittysväli
729 + 780	SI O14	0,94	0,43	5	2–6 m
	SI O10	0,94	0,48	5	2–6 m
	SI R826	1,8	0,49	14	1,5–12 m
	SI R825	0,46	0,89	13	1,5–10 m
730 + 160	SI O24	0,99	0,99	5	2–6 m
	SI O21	0,77	0,77	5	2–6 m
	SI O27	0,96	0,96	4	3–6 m
	SI R829	0,63	0,63	13	1,5–12 m
	CU R827	0,75	0,76	500	2–12 m
730 + 360	SI O30	4,61	0,48	5	2–6 m
	SI R832	0,45	0,47	13	2–12 m
	CU R832	0,15	0,17	349	2–9 m
730 + 750	SI 9481	1,48	0,77	14	2–14 m
	CU 6214	2,37	0,93	355	2–11 m

Lisäksi määritettiin paalulta 729 + 780 siipikairaustuloksista (4 kpl) syvyysuuntainen keskimääräinen trendi, joka oli 0,89 kPa/m. Joistakin kerroksista oli käytettävissä vain kaksi tulosta, joten tilastollinen luotettavuus ei ole kovin hyvä. Samalla laskettiin myös keskihajonnan suuruutta eri syvyyksillä. Keskihajonta vaihteli välillä 0–6,4 kPa ja siinä oli havaittavissa lievä alaspäin kasvava trendi (0,14 kPa/m).

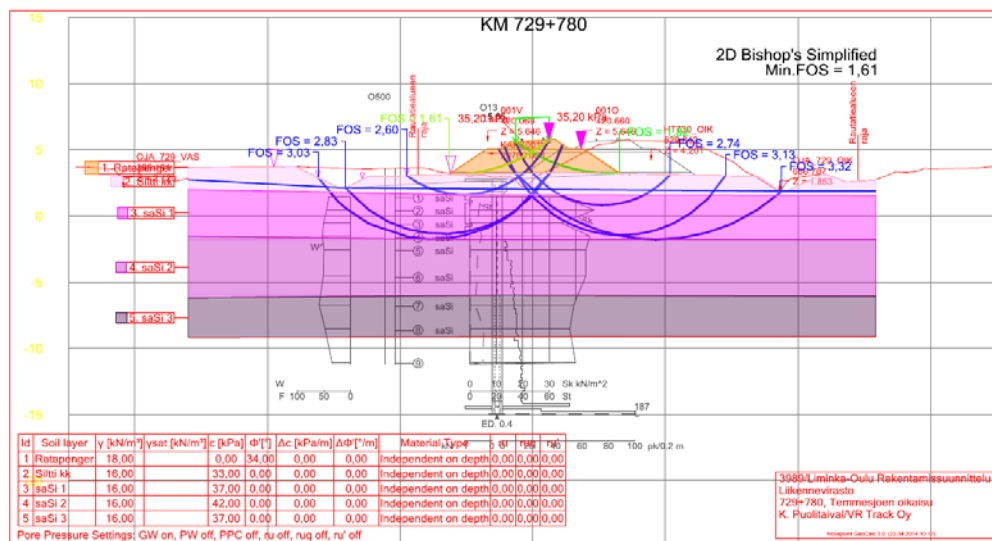
#### 4.2.3 Esimerkki Temmesjoen oikaisu – suunnitelmavaiheen tarkastelut

Kuvassa 52 on esitetty suunnitelmavaiheen stabiliteettilaskelmien graafisia tuloksia Bishopin menetelmällä laskettuna paalulta 279 + 780. Kuvassa on esitetty myös laskennan pohjana olleet maaparametrit. Maaparametrit perustuvat ensi sijassa kyseisen poikkileikkauksen kohdalla olleen häiriintymättömän näytteenoton redusoimattomiin kartiolujuuksiin (VR Track 2014). Laskennan tulokset sekä osavarmuuslukumenetelmällä että kokonaisvarmuuslukuina on esitetty Taulukossa 27. Tulokset täytävät hyvin stabiliteettilaskelmien vaatimukset ja tavoitetason.

Taulukko 27. Paalu 279 + 780 stabiliteettilaskelmien tulokset (VR Track 2014). (MP = Morgenstern-Price menetelmä)

Poikkileikkaus	Laskentamenetelmä	vasen	oikea	Kokonaisvarmuus	Osavarmuus
729+780	Janbu	x		2,32	1,25
	Bishop	x		2,60	1,44
	MP	x		2,27	1,35
	Janbu		x	2,44	1,31
	Bishop		x	2,74	1,50
	MP		x	2,37	1,44

Tässä tehtiin vertailulaskelmat käyttäen mahdollisimman samankaltaista geometriaa mukaan lukien pohjavedenpinta ja ratapenkereen maaparametreille. Tavoitteena on tarkastella sitä, miten savi/silttikerrosten parametrien määrittäminen eroaa tavanomaisesta deterministisestä ja mitä hyötyjä todennäköisyyspohjaisella laskennalla tässä kohteessa voidaan saada.



Kuva 52. Paalu 729 + 780 suunnitelmavaiheen deterministisiä stabiliteettilaskelmia (VR Track 2014).

#### 4.2.4 Esimerkki Temmesjoen oikaisu – RBD-tarkastelut

Kuvassa 52 esitettiin poikkileikkauksen lähistöllä olevien siipikairaus- ja kartiolujuudet syvyyden funktiona. Tilastolliset ominaisarvot määritettiin käyttäen Luvussa 2.6.3 esitettyjä menetelmiä. Tässä esimerkissä on yksinkertaisuuden vuoksi jaettu pehmeän saven/siltin kerros (syvyys 2–12 m) vain yhdeksi kerrokseksi. Kuvassa 53 on esitetty tiheyskuvaaja koko kerroksen siipikairaus- ja kartiolujuuksista ja Taulukossa 28 siipikairautuloksista määritetyt ominaisarvot Kaavoilla 2–6. Havaintoja on kaikkiaan 38 kappaletta, keskiarvo on 29,4 kPa, keskihajonta 4,95 kPa ja COV 16,8 %. Trendifunktiota ei tässä tapauksessa käytetty. Havaintoja on niin paljon, että parametrin  $k_n$  arvo on lähes sama molemmille eurokoodimenetelmille. Variaatiokertoimen (COV) arvoksi tuntemattomassa tapauksessa valittiin 30 %, joka edustaa jo varsin suurta hajontaa ja edustaa tapausta, jossa ennakkotietoja ei käytännössä ole lainkaan.

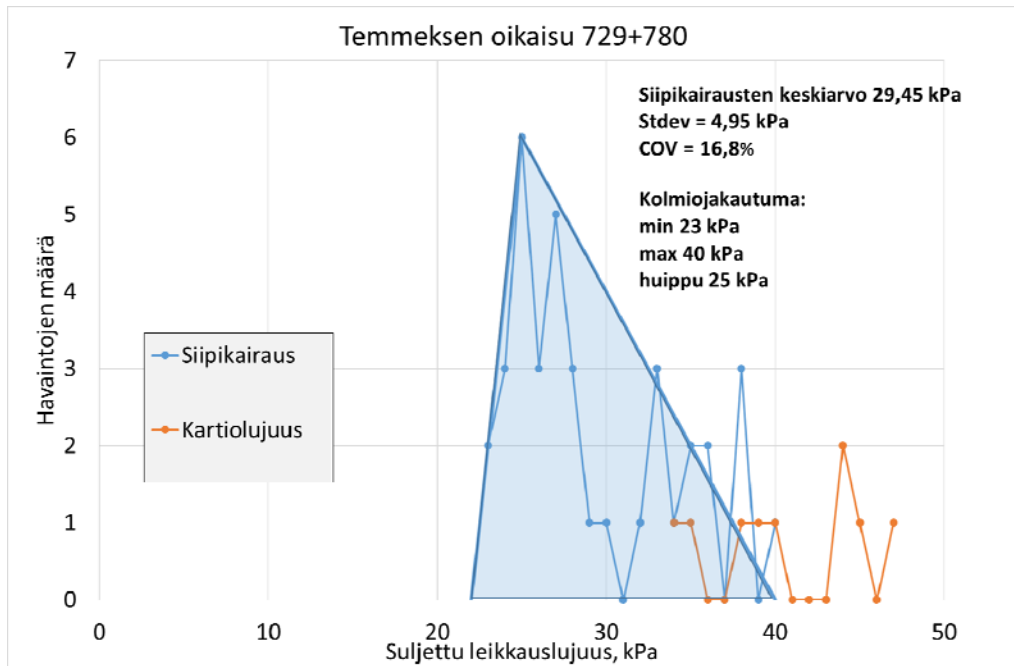
Taulukko 28. Tilastollisesti määritetyt ominaisarvot siipikairauksista siltti/savikerrokselle pl 279–780.

Menetelmä	Kaava	SD/COV	$k_n$	Ominaisarvo, kPa
RIL 207-2009 (ns. varovainen keskiarvo)	6	0,803*	1,645	28,1
Eurokoodi, cov tunnettu	2	16,8 %	0,30	27,9
Eurokoodi, cov ei tunnettu	2	30 %	0,31	26,7

\* kuvaa keskiarvon keskihajontaa

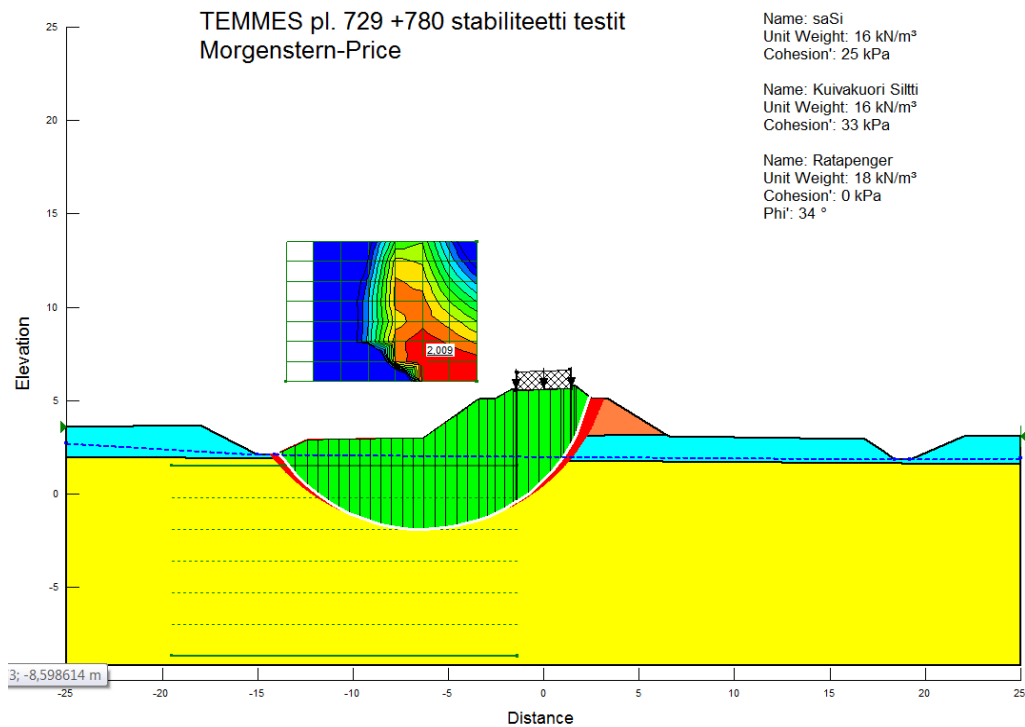
Deterministisessä laskennassa lujuusarvot oli valittu kartiolujuuksien minimien perusteella. Tilastollisesti siipikairauksista määritetyt lujuuden ominaisarvot ovat jonkin verran pienempiä kuin deterministisissä laskelmissa käytetyt (33–42 kPa).

Varsinaiset todennäköisyyslaskelmat tehtiin kuitenkin käyttäen siipikairauksista määritettyä kolmionmuotoista tiheysfunktiota (kuva 53). Lujuusarvoja on käsitelty 1 kPa tarkkuudella. Kolmionmuotoisen jakauman minimiarvo on 23 kPa, maksimi 40 kPa ja huippuarvo 25 kPa. Kolmiojakauman keskiarvo on 28,4 kPa, joka on hieman suurempi kuin ominaisarvot.

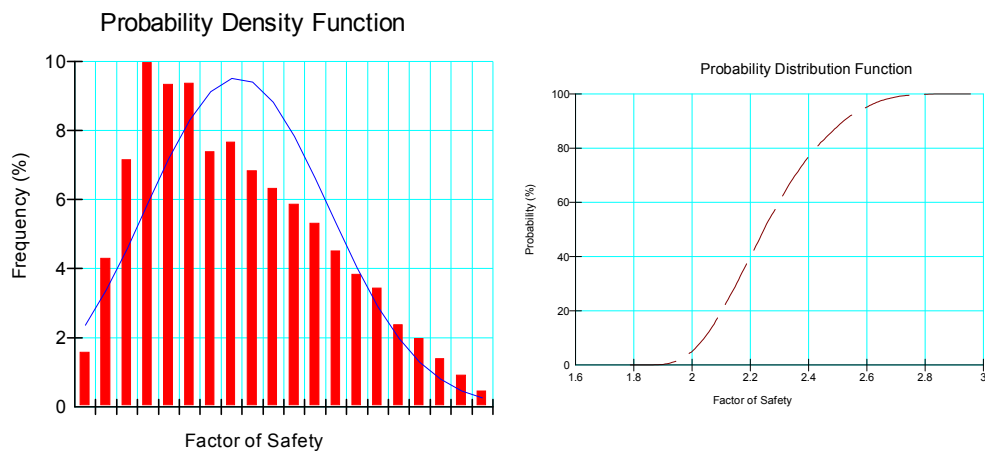


Kuva 53. Siipikairaus- ja kartiolujuuksien histogrammit sekä siipikairauslujuuden tiheysfunktio (kolmiojakauma).

Stabiileettilaskelmat tehtiin käyttäen SLOPE/W versiota 7.1. Kuvassa 54 on esitetty laskettu kokonaisvarmuusluku penkereen vasemmalla puolella käyttäen Morgenstern-Price (MP) ja Bishop menetelmiä. Monte Carlo -simulaatioiden lukumäärä oli 10 000. Saatu pienin kokonaisvarmuusluku molemmilla menetelmillä 2,01 on jonkin verran alhaisempi kuin Taulukossa 27 esitetty deterministinen varmuusluku (2,27). Suurin syy tähän lienee kolmiojakauman pienemmät lujuusarvot. Bishopin ja MP menetelmien olematon ero johtuu siitä, että tässä käytetään ympyränmuotoisia liukupintoja ja suljettua leikkauslujuutta, jolloin MP:ssä mukana olevat lamellien väliset voimat ovat pieniä. Kuvassa 55 on esitetty vastaavan vaarallisimman liukupinnan todennäköisyyden tiheys- ja todennäköisyysfunktio. Pienin varmuuskerroin oli 1,8 ja esitetty 2,01 varmuusluku vastaa 95 % luotettavuustasoa. Kyseisen liukupinnan luotettavuusindeksi  $\beta$  on 4,79, eli se täyttää hyvin vaatimukset. On tärkeää huomata, että käytettäessä todennäköisyyslaskentaa murtorajatilalaskelmissa erillisiä osavarmuuslukuja ei sovelleta laskentaan.



Kuva 54. Temmesjoen oikaisu, paalu 729 + 780 todennäköisyystarkastelut.



Kuva 55. Paalu 729 + 780 MP laskennan tiheysfunktio ja todennäköisyysfunktio.

Esimerkkikohteessa ratapenkereen stabiileetti oli varsin hyvällä tasolla, joten tässä tapauksessa todennäköisyyslaskelmilla saatava lisäarvo oli suhteellisen pieni. Käytämällä tilastollisia menetelmiä ja laajempaa kairausaineistoa parametrien määrittämiseen voitiin kuitenkin määrittää luotettavuusindeksi. Sen lisäksi voitiin selvästi osoittaa, että tässä tapauksessa ratapenkereen stabiileetti ennen oikaisun rakentamista oli riittävä ( $F > 2$  95 % luotettavuudella), vaikka siipikairauksista määritellyt suljetun leikkauslujuuden arvot olivatkin jonkin verran pienempiä kuin kartiolujuudet. Suurempi hyöty RBD-menetelmästä tässä kohteessa olisi saatavissa painumalaskelmien luotettavuutta arvioitaessa.

## 5 Yhteenveto ja johtopäätökset

Tämän tutkimuksen tavoitteena oli selvittää maaperätietoihin liittyvää epävarmuutta sekä lähtötietojen kattavuuden vaikutusta epävarmuuteen. Toinen tavoite oli selvittää menettelyjä suunnittelukohteen riskien arviointiin lähtötietojen ominaisarvojen määrittämiseen, lähtötietojen laadun arvioinnissa sekä suunnitelmaratkaisujen taustalla olevien mitoitusmenetelmien arvioinnissa. Tässä työssä riskien hallintaa ja luotettavuusanalyysiiä tarkisteltiin osana geoteknistä suunnitteluprosessia. Raportissa on esitetty menetelmiä geoteknisen suunnittelun riskien hallintaan ja tunnistamiseen, geoteknisten suunnitteluparametrien ja ominaisarvojen määrittämiseen sekä kuormien epävarmuuksien arviointiin. Raportissa esitettiin myös todennäköisyyslaskennan ja tilastollisten menetelmien perusteet sekä laskentaesimerkkejä näistä sekä murtorajatilassa (stabiliteetti) että käyttörajatilassa (painuma).

Projektin hallinnan kannalta tavoitteena yleensä on, että geoteknisten riskien hallinta olisi integroitu osaksi muuta projektin riskien hallintaa ja että toiminta olisi systemaattista. Rajoitetun kansallisen otoksen perusteella näyttääkin, että Suomessa näin on toimittukin. Toisaalta geoteknisiä riskejä ei juurikaan ole erikseen määritelty ja aiheesta ei ole kansainvälisestikään esitetty juuri ohjeistusta, poikkeuksena Liikenneviraston radan rakentamisen riskien tunnistamisohje. Suunnitteluvaiheessa riskien hallinta -ajattelu vaikuttaa taustalla jo geoteknisen asiantuntijan ensimmäisissä arvioissa. Tässä vaiheessa erityisesti riskien tunnistus on tärkeässä asemassa. Tällöin pyritään kokemuksen avulla arvioimaan esimerkiksi vakavuutta ja painumien suuruusluokkia. Varsinaisessa mitoituksessa riskienhallintaa ja RBD-menetelmiä voidaan hyödyntää suunnitelman luotettavuuden arvioinnissa laajemminkin. Riskejä voidaan vähentää ja suunnitelman luotettavuutta voidaan parantaa esimerkiksi lisäämällä pohjatutkimusten määrää. Kun riskit on tunnistettu, lisätutkimukset osataan kohdistaa paremmin.

Todennäköisyystarkastelut tuovat lisäarvoa erityisesti poikkeuksellisen vaativien tai vaativien kohteiden suunnitteluun, joissa laskelmien luotettavuutta halutaan arvioida kvantitatiivisesti. Ne sopivat myös tapauksiin, joissa lähtötietoja on vähän tai se on heikkolaatuista. Tällöin käyttämällä aiempaa vastaavista olosuhteista olevaa aineistoa (COV-arvoja) voidaan luotettavammin määritellä maaparametrien jakaumat ja analysoida suunnitelman turvallisuutta, taloudellisuutta tai toimivuuden epävarmuutta ja sen suuruusluokkaa. Vaikka tyypillisistä COV-arvon vaihteluväleistä on runsaasti kansainvälistä tutkimustietoa, Suomessa maaparametrien luonnollista vaihtelua on tutkittu vasta vain Perniön savikon osalta (Löfman 2016b). Tunnettuja COV-arvoja voidaan hyödyntää myös perinteissä suunnittelussa ominaisarvon määrittämisessä, kun käytetään tilastollisia menetelmiä.

Todennäköisyystarkasteluja on kritisoitu siitä, että ne korvaavat suunnittelijan omaehtoisen kokemuksen ja sen hyväksikäytön suunnittelussa. RBD-menetelmien käyttö edellyttää kuitenkin käytännön kokemusta, suunnittelijan tapauskohtaista harkintaa että maamekaniikan hyvää osaamista. Voidaan päinvastoin jopa väittää, että RBD-menetelmien käyttö lisää suunnittelijan kokemustietoa ja parantaa hänen kykyään arvioida ja hallita suunnitelmiin liittyvää epävarmuutta.

RBD-menetelmiä on toistaiseksi ensisijassa hyödynnetty murtorajatilatarkasteluissa. On kuitenkin todennäköistä, että niistä saatava hyöty on hyvin merkittävää myös käyttörajatilatarkasteluissa, erityisesti painumalaskelmissa. Liittämällä RBD-mene-

telmiä kehitteillä oleviin 3D tai jatkuviin 2D painumalaskelma-ohjelmiin saadaan painumaerot ja pituuskaltevuuden muutokset paremmin hallintaan koko rakenteen elinkaaren aikana. Käyttörajan ja elinkaaritarkastelujen välillä onkin selkeä yhteys. Sallittujen painumaerojen ja pituuskaltevuuden muutoksien raja-arvot perustuvat todellisiin haittoihin, kuten ajomukavuuden, turvallisuuden sekä rakenteen toimivuuden heikkenemiseen painuman seurauksena. Tämän tapaisia tarkasteluja ei tähän asti ole juurikaan tehty. Näin saadaan kaivattuja vaurioitumismalleja väylien alusrakenteiden elinkaarikustannuslaskentaan, jolloin voidaan ennustaa luotettavammin kokonaispainumaa ja painumaeroja.

Elinkaaritarkasteluissa kunnossapitovaiheen merkitys korostuu, koska geoteknisessä suunnittelussa joudutaan usein päättämään, valitaanko kokonaan tai lähes painumaton, investointikustannuksiltaan kallis ratkaisu vai selvittääkö maanvaraisella ratkaisulla, joiden painumien seuranta ja niiden hallinta on oleellinen osa kunnossapitostrategiaa.

Suunnitteluun alkuvaiheessa keskeistä on tunnistaa epävarmuutta aiheuttavat tekijät ja olosuhteet vähäisilläkin pohjatutkimustiedoilla. Näin siis kokemuksen merkitys korostuu. Myös eri rakennusmenetelmiin liittyvien epävarmuuksien tunnistaminen sekä tieto niiden linkittymisestä eri olosuhteisiin ovat tärkeässä asemassa. Lisäksi tietomallipohjaisten suunnittelumenetelmien käyttö lisää tarvetta määritellä eri pintoja tarkemmin. Siksi tarvitaan parempia ja luotettavampia menetelmiä näiden pintojen määrittämistä ja mallinnusta varten.

Geoteknisen suunnittelun kaikki elementit eli maaparametrit, kuormat, laskentamallit ja suunnitteluohjeet ja niiden määrittelemät osa- ja kokonaisvarmuusluvut sisältävät epävarmuutta. Laskennallisen epävarmuuden hallinnassa merkittävimmät hyödyt voidaan saavuttaa keskittymällä pohjaolosuhteiden ja niiden parametrien epävarmuuden hallintaan. Eri pohjatutkimusmenetelmien, tiedonsiirron ja muunnosten yhteydessä syntyy virheitä ja epätarkkuuksia. Myös valitulla laboratoriokoemenetelmällä on ilmeinen vaikutus parametrien suuruuteen. Kenttä- ja laboratoriotutkimusten osalta on selvä tarve lisätutkimuksiin ja epävarmuuksien kvantitatiiviseen arviointiin. Näin tätäkin epävarmuutta voitaisiin ottaa huomioon RBD-menetelmien soveltamisessa.

Kaikkiaan RBD-menetelmät ovat vasta rantautumassa geotekniikkaan, mutta jo nyt niiden soveltamisesta voidaan saada selkeää lisähyötyä, kun voidaan tarkemmin arvioida hankkeiden riskejä. Riskien parempi hallinta on merkittävä etu infraomaisuuden haltijalle. Kiinnostus RBD-menetelmiä kohtaan on kuitenkin johtanut siihen, että yhä useampaan kaupalliseen geotekniikan laskentaohjelmaan on liitetty mahdollisuus todennäköisyypohjaisiin laskelmiin.

Pohjatutkimukset, niiden tulkinnan luotettavuus ja tarkkuus muodostavat merkittävän osan pohjarakentamisen riskien tunnistamisesta. Osa pohjatutkimusmenetelmistä on kehittynyt (muun muassa CPTU- ja HP) viime vuosina ja vuosikymmeninä vastaamaan tiukentuneita vaatimuksia, mutta muiden tavanomaisten menetelmien osalta ei ole juuri edistymistä tapahtunut (esimerkiksi painokairaus). Riskien tunnistamisessa on tärkeä käyttää monipuolisesti ja tarkoituksenmukaisesti eri tutkimusmenetelmiä, jotta pystytään arvioimaan esimerkiksi siipikairausten tai laboratorionkokeiden tulosten luotettavuutta. Myös erilaisin monitorointi- ja seurantamenetelmien avulla voidaan pienentää ja hallita suunnitelmiin liittyviä riskejä.



## 6 Kehitysehdotukset

Laajempi ja konkreettisempi riskien hallinta ja riskipohjainen suunnittelu ovat vasta rantautumassa geotekniikkaan, eli paljon kehitystyötä on vielä tehtävä sekä Suomessa että kansainvälisesti. Tämä näkyy myös siinä, että aiheesta ei ole olemassa juuriakaan ohjeistusta tai standardeja. Suomessakaan RBD-mitoitusmenetelmien ohjeistuksia ei ole juuri julkaistu.

Riskienhallinnan käytänteet vaihtelevat varsin paljon, vaikka tarve systemaattiselle riskienhallinnalle olisi ilmeinen. Vaikka tässä raportissa on keskitytty riskeihin ja epävarmuustekijöihin lähinnä suunnittelun näkökulmasta, mutta myös varsinaiseen toteuttamiseen liittyy riskejä. Siispä myös toteutettavuuden arviointiin kaivataan tehokkaampia, konkreettisia menetelmiä.

Jotta RBD-menetelmien käyttö voisi yleistyä myös Suomessa, tarvitaan lisää tutkimustietoa maaparametrien luonnollisesta vaihtelusta. Myös koemenetelmän aiheuttama mittausvirhe sekä muunnosmalleihin liittyvän epävarmuuden suuruus tulisi selvittää. Kansainvälisestä kirjallisuudesta löytyviä COV-arvoja voidaan käyttää jossain määrin, mutta paras hyöty RBD-menetelmistä saataisiin, mikäli käytössä olisi arvot, joiden on todettu soveltuvan myös Suomen olosuhteisiin. Vasta kun luonnollinen vaihtelu on määritetty usean eri aineiston avulla, voidaan laatia riittävän luotettavia ohjeellisia COV-arvoja geoteknisten suunnittelijoiden käyttöön.

Luonnollisen vaihtelun COV-arvojen määrittäminen vaatii kuitenkin suuren määrän koehavaintoja. Laboratoriokokeiden määrä on riittävä lähinnä laajemmissa tutkimuskohteissa. Pohjatutkimuksia sen sijaan tehdään laajemminkin, mutta Suomessa kairaustuloksia käytetään pitkälti lähinnä kerrosrajojen määrittämiseen. Jotta pohjatutkimuksia voitaisiin käyttää paremmin myös maakerrosten lujuus- tai muodonmuutosominaisuuksien arvioimisessa (ja siten COV-arvojen arvioinnissa), tarvitaan laadukkaampia pohjatutkimustuloksia. Tällä hetkellä heikkolaatuisia havaintoja aiheuttavat erityisesti käytettyjen pohjatutkimusmenetelmien mittausepätarikkeudet, puutteet dokumentaatioissa ja suoranaiset virheet kokeiden suorituksessa. Tässäkin työssä käytetyissä esimerkeissä havaittiin, että siltti, liejuinen siltti ja sulfidisavi ovat varsin hankalia materiaaleja materiaaliominaisuuden määrittämisen kannalta; sensitiivisyyden vuoksi laboratoriokokeiden näytteiden laatu on yleensä heikko (näytteet häiriintyneitä), ja maan häiriintyminen kairauksen aikana johtaa epäluotettaviin pohjatutkimustuloksiin. Puutteisiin dokumentaatioissa voidaan vaikuttaa kairaushenkilökunnan paremmalla koulutuksella ja muuttamalla tiedot kairaajista ja laitteistoista pakollisiksi kentiksi tallennusvaiheessa. Myös tutkimusmenetelmien kehittämistyö ja tarkemmat vaatimukset menetelmien soveltamisessa mukaan lukien laitteiden kalibrointi ja kuntotiedot ja muut ovat välttämättömiä.

Koska pohjatutkimusten määrä on yleensä rajallinen, aiemman tiedon (*a priori*-tiedon) hyödyntäminen maaparametrien valinnassa lisää laskelmien luotettavuutta huomattavasti. *A priori*-tiedon yhdistäminen koehavaintoihin voidaan tehdä Bayesian menetelmien avulla, ja päivitettyä maaparametrien jakaumaa voidaan käyttää sekä ominaisarvon määrittämisessä että RBD-menetelmissä. Seuraavana askeleena on kerätä ja koota kattavampia tietokantoja eri maalajien ja geologisten muodostelmien geologista ominaisuuksista, jotta voidaan tarkemmin määrittää paikka-, alue tai maakohdaisia *a priori*-tietoja tukemaan suunnittelua. Suomen olosuhteissa erityisesti sensitiiviset savet sekä siltit lisäävät koehavaintojen epävarmuutta ja vaikuttavat siten las-

kelmien luotettavuuteen, joten laaja tietokanta voisi myös mahdollistaa tällaisten alueiden tunnistamisen.

RBD-menetelmissä mitoituskriteerinä toimii suurin sallittu vaurioitumistodennäköisyys tai pienin sallittu luotettavuusindeksi. Eurokoodi määrittelee luotettavuusindeksin vähimmäisarvot eri mitoitusilanteissa rakenteiden suunnittelun osalta, mutta geoteknisen suunnittelun tapauksessa vastaavia arvoja ei ole määritetty. Kansainvälisestä kirjallisuudesta löytyy ehdotettuja luotettavuuden vähimmäisarvoja myös geotekniselle suunnittelulle, mutta keskustelu Suomessa sovellettavista arvioista olisi paikallaan.

Eurokoodin seuraavan version (Eurokoodi 7.1) laatiminen on parhaillaan käynnissä, ja luotettavuuden arviointi on herättänyt paljon keskustelua. Kehitystyön aikana on muun muassa esitetty uusien riski- tai luotettavuusluokkien (hazard class) käyttöönottoa. Eri riskiluokissa voisi olla esimerkiksi eri suuruusluokan osavarmuusluvut maaparametreille ja kestävyyksille. Riskiluokka määntyisi sen mukaan, kuinka hyvin pohjasuhteet ja maakerrosten ominaisuudet tunnetaan, eli kuinka kattava tieto maamallista on (understanding level of the ground model). Maamallia koskeva tiedon taso sen sijaan riippuu sekä maamallin monimutkaisuudesta että pohjatutkimusten määrästä ja laadusta. Jotta tällainen luokitus voitaisiin ottaa käyttöön myös Suomessa, tarvitaan lisää tutkimustietoa erityisesti eri pohjatutkimusten laadusta sekä siitä, mikä on riittävä pohjatutkimusten määrä kohteen ominaisuudet huomioon ottaen. Kaiken kaikkiaan on selvää, että geoteknisen suunnittelun luotettavuuden arviointi Suomen olosuhteissa vaatii vielä paljon tutkimustyötä.

## Lähteet

- Al-Naqshabandy, M.S. 2012. Reliability-based ultimate limit state design of lime-cement columns. Väitöskirja. KTH.
- Asp, Olli. 2014. Luotettavuusanalyysin perusteita siltojen kantavuuden arvioinnissa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 20/2014. Helsinki: Liikennevirasto. 114 s.
- Baecher, G.B. & Christian, J.T. 2003. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. Wiley and Sons Ltd. 618 s. ISBN: 978-0-471-49833-9.
- Bjerrum, L. 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Fnd. Engng. Moscow 3, State of the Art Report to Session IV. S: 111-159.
- Bond, Andrew & Harris, Andrew. 2008. Decoding Eurocode 7. Taylor & Francis. 598 s.
- Esveld, C. 2001. Modern railway track. 2. painos. Zaltbommel: MRT-Productions.
- Fenton, G.A. & Griffiths, D.V. 2008. Risk Assessment in Geotechnical Engineering. Wiley and Sons Ltd. 480 s. ISBN 978-0-470-17820-1.
- Fenton G. & Schweckendiek, T. 2015. Short course@ISGSR 2015, Course material, Rotterdam 13.10.2015.
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, M., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T. & Schuppener, B. 2004. Designer's guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design - general rules. Gulvanessian, H (toim.). Bodmin: Thomas Telford Publishing. 216 s. ISBN 0 7277 3154 8.
- Haldar, S. 2009. Design of laterally loaded piles in clays based on cone penetration test data: a reliability-based approach. Geotechnique 59(7).
- Hietala, Jussi. 2016. Estimating undrained shear strength of clay using static-dynamic penetration test results. Seminar in Geoengineering, Aalto University. 8 s.
- International Heavy Haul Association IHHA. 2009. Guidelines to Best Practices For Heavy Haul Railway Operations (Infrastructure Construction and Maintenance Issues). Chapter 2: Economics. Virginia, USA.
- Jovanovic, S. & Zaalberg, H. 2000. ECOTRACK: Two years of experience. Rail International. s.2-8.
- Juntunen, P. 2004. Elinkaarikustannukset ja painumariskit tien perustamistavan valinnassa. Tiehallinnon selvityksiä 20/2004.
- Korkiala-Tanttu, L., Tenhunen, J., Eskola P., Häkkinen T., Hiltunen M-R. & Tuominen, A. 2006. Väylärakentamisen ympäristövaikutukset ja ekoindikaattorit; Ehdotus arviointijärjestelmäksi. Tiehallinnon selvityksiä 22/2006.

- Korkiala-Tanttu, L., Eskola, P., Valkeisenmäki, A., Antila, R. & Mutanen E. 2007. Ekotehokkuus investointien ST-hankinnoissa. Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 49/2007.
- Koskela, Oona-Lina. 2011. Ratojen elinkaariajattelu ja ratahankkeiden kannattavuuslaskennan ongelmat. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 8/2011. Helsinki: Liikennevirasto.
- Krahn, J. 2003. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses, *Canadian Geotech. J.* Vol 40. S. 643–660. doi: 10.1139/T03-024.
- Kulatilake, P.H.S.W & Um, J.G. 2003. Spatial variation of cone tip resistance for the clay site at Texas, A & M University. *Geotech. Geol. Eng.* 21 (2). s. 149–165.
- Larsson, R. 1980. Undrained shear strength in stability calculations of embankments and foundations on soft clays. *Canadian Geotechnical Journal* 17 (4). S. 591–602.
- Leroueil, Serge, Magnan Jean-Pierre & Tavenas Francois. 1990. Embankments on soft Clays. Ellis Horwood. 360 s.
- Li, Dian-Qing, Qi, Xiao-Hui, Cao, Zi-Jun, Tang, Xiao-Song, Zhou, Wei, Phoon, Kok-Kwang & Zhou, Chuang-Bing. 2015. Reliability analysis of strip footing considering spatially variable undrained shear strength that linearly increases with depth. *Soils and Foundations* 55 (4). S. 866–880.
- Liikennevirasto. 2010. Liikenneviraston ohjeita 10/2010. Riskienhallinta radan suunnittelussa. ISBN 978-952-255-551-9. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2010-10\\_riskienhallinta\\_radan\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2010-10_riskienhallinta_radan_web.pdf).
- Liikennevirasto. 2011. Liikenneviraston ohjeita 23/2011. Maastotietojen hankinta - Toimintaohjeet. 63 + 5 s. ISBN 978-952-255-746-9. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2011-23\\_maastotietojen\\_hankinta\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2011-23_maastotietojen_hankinta_web.pdf).
- Liikennevirasto. 2013. Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet, 7.11.2013. Liikenneviraston ohjeita 35/2013. Helsinki: Liikennevirasto. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2013-35\\_ncci7\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-35_ncci7_web.pdf).
- Liikennevirasto. 2014. Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnittelu-perusteet – NCCI 1, 5.9.2014. Liikenneviraston ohjeita 24/2014. Helsinki: Liikennevirasto. Saatavilla: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo\\_2014-24\\_ncci1\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-24_ncci1_web.pdf).
- Liikennevirasto. 2015. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset; suunnitteluvaiheen ohjaus. Liikenneviraston ohjeet 10/2015. Helsinki: Liikennevirasto. 61 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo\\_2015-10\\_geotekniset\\_tutkimukset\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2015-10_geotekniset_tutkimukset_web.pdf).
- Lumb, P. 1966. The variability of natural soils. *Canadian Geotechnical Journal* 3(2). S. 74-97.
- Löfman, Monica. 2016a. Determination of characteristic values of geotechnical parameters. Proceedings of the 25th European Young Geotechnical Engineers Conference: Sibiu, 21-24

- June 2016. Ernest Olinic and Sanda Manea (toim.). Bucuresti: Conspress. S. 73-82. Saatavissa: [http://25eygec.srgf.ro/files/Proceedings\\_25EYGEC.pdf](http://25eygec.srgf.ro/files/Proceedings_25EYGEC.pdf).
- Löfman, Monica. 2016b. Perniön saven parametrien luotettavuuden ja saven eri ominaisuuksien välisten korrelaatioiden arviointi. Diplomityö. Aalto-yliopisto Insinööri-tieteiden korkeakoulu. Espoo. 121+27 s. Saatavissa: <https://aaltodoc.aalto.fi/handle/123456789/20894>.
- Mataic, I. 2016. On structure and rate dependence of Perniö clay. Väitöskirja. Aalto-yliopiston väitöksiä 8/2016. 350 s. Saatavissa: <https://aaltodoc.aalto.fi/handle/123456789/19346>.
- Müller, R. 2013. Probabilistic stability analysis of embankments founded on clay. Väitöskirja. KTH Royal Institute of Technology. Tukholma. 92 s. ISBN 1650-9501.
- Ovesen, N. K. 1989. General report/discussion session 30: Codes and standards. In Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engrg. (4). s. 2751-2764, Rio De Janeiro.
- Petäjä, Sami & Spoof, Harri. 2001. Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi, TPPT-menetelmäkuvaus 20. VTT. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/20-elinkaarikustannusanalyysi.pdf>.
- Phoon, K.-K. 2008. Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications. New York: CRC Press. 530 s. ISBN 0-415-39630-1.
- Phoon, K.-K. 2011. The lecture material of the Short Course of Reliability Based Design in Munich, 30.5.2011.
- Pohl, C. 2011. Determination of characteristic soil values by statistical methods. Presentation in ISGSR 2011, München.
- RATO 3. 2016. Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne. Helsinki: Liikennevirasto.
- RIL 157-1. Harri Mäkelä (toim.). 1985. Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. 479 s. ISBN 951-758-086-X.
- RIL 207-1998. 1998. Geotekninen suunnittelu. Euronormi. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto.
- RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodi. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7.
- Rivier, R. E. 1998. ECOTRACK: a tool for track maintenance and renewal managers. Saatavissa: [http://litep.epfl.ch/webdav/site/litep/shared/ECOTRACK\\_comprail\\_1998.pdf](http://litep.epfl.ch/webdav/site/litep/shared/ECOTRACK_comprail_1998.pdf).
- Ruotsala, Mirja. 2011. Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla. Diplomityö. Aalto-yliopisto. 91 s. Saatavissa: [http://civil.aalto.fi/research/geoengineering/soil/theses/masters/#masters\\_2011](http://civil.aalto.fi/research/geoengineering/soil/theses/masters/#masters_2011)
- Samppala, P. 2011. Rautateille asennettujen pyörävoimailmaisimien mittausdata ja pyörävoiman raja-arvot. Diplomityö. TTY.

Schneider, H. 1999. Determination of characteristic soil properties Determination des valeurs caracteristiques. Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance. Proc. of the 12<sup>th</sup> European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, Netheredlands, 7-10 June 1999. Taylor & Francis.

Selänpää, J. 2015. CPTU-kairauskokeen käyttäminen liikenneväylien pohjatutkimusmenetelmänä. Esiselvitys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 25/2015. Helsinki: Liikennevirasto. 60 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts\\_2015-25\\_cptu-kairauskokeen\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2015-25_cptu-kairauskokeen_web.pdf).

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 184 s.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 71 s.

SFS-EN 1991-1-1/AC. 2011. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. KORJAUS. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 8 s.

SFS-EN 1997-1 + AC. 2005. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. 2. painos. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 158 s.

SFS-EN 1997-2 + AC. 2007. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus. 2. painos. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. 154 s.

SGY. 2001. Kairausopas VI, CPTU/Puristinkairaus; Puristin-heijarikairaus. Suomen Geoteknillinen Yhdistys. Versio 1.00, 7.6.2001.

SGY. 2011. Infra –pohjatutkimusformaatti. Suomen Geoteknillinen Yhdistys. Versio 2.1b. Saatavissa: [www.getunderground.fi/getfile.ashx?cid=72843&cc=3&refid=16](http://www.getunderground.fi/getfile.ashx?cid=72843&cc=3&refid=16)

Tammirinne, Markku. 2002. Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus, TPPT-suunnittelu-järjestelmän kuvaus. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002.

Tammirinne, M, Valkeisenmäki A. & Ehrola, E. 2002. Tierakenteiden tutkimusohjelma 1994-2001. Yhteenvedoraportti. Tiehallinnon selvityksiä 36/2002.

Tanttu, Kimmo. 2015. Kallionpintamallin luotettavuuden analysointi porakonekairaus-ten määrän ja laadun perusteella. Diplomityö. Aalto-yliopisto. 68 s. Saatavissa: [http://civil.aalto.fi/research/geoengineering/soil/theses/masters/eng\\_2015\\_tanttu\\_kimmo.pdf](http://civil.aalto.fi/research/geoengineering/soil/theses/masters/eng_2015_tanttu_kimmo.pdf)

Tanttu, Kimmo, Korkiala-Tanttu, Leena & Rinne, Mikael. 2016. Method to assess the optimal drilling density to outline the rock surface level. Paper Manuscript submitted to Canadian Geotechnical Journal in June 2016.

Tielaitos. 2000. Akselimassatutkimus 1998–1999. Tielaitoksen selvityksiä. ISSN 0788-3722. 275 s.

Toikka, Janne & Virtala, Pertti. 2015. Akselimassatutkimus 2013–2014. Projektin loppuraportti. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 67/2015. Helsinki: Liikennevirasto. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts\\_2015-67\\_akselimassatutkimus\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2015-67_akselimassatutkimus_web.pdf)

Tuhola, M., Vepsäläinen, P. & Kiiras, J. 2005. Väylän alusrakenteen elinkaarikustannusmalli. Teknillisen Korkeakoulun Rakentamistalouden Laboratorion selvityksiä 54. TKK-RTA-S54. Espoo.

Tuominen, M. 2004. Rautatieinfrastruktuurin elinkaarikustannukset. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A/3/2004. Helsinki: Ratahallintokeskus, kunnossapitoyksikkö. 130 sivua ja 5 liitettä.

Ukonjärvi, Petteri. 2014. Siipikairaus – Mitä pitää huomioida? SGY:n ympäristö- ja pohjatutkimuspäivä 9.10.2014, Espoo. Saatavissa: <http://www.getunderground.fi/web/page.aspx?refid=327>.

Van Staveren. 2013. International State of the Art Report On Integration of Geotechnical Risk Management and Project Risk Management. Part 1 – Report. ISSMGE TC304-Task Force 3. ISSMGE.

Vertanen, Elina. 2016. Sulfaattimaiden tunnistaminen, riskienhallinta ja käsittely väylähankkeissa. Opinnäytetyö 7/2016. Helsinki: Liikennevirasto. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/opin\\_2016-07\\_sulfaattimaiden\\_tunnistaminen\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/opin_2016-07_sulfaattimaiden_tunnistaminen_web.pdf).

Vinter, Jaana. 2015. Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkeen toimivuuteen. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 30/2015. Helsinki: Liikennevirasto.

VR Track. 2014. Temmesjoen oikaisu KMV 729+360 - 730+940. Geotekniset laskelmat. Laatinut: DI Katja Puolitaival 12.5.2014, päivitetty 2.6.2014. Tarkastanut: DI Hannu Siira 12.5.2014, päivitetty 2.6.2014. Arkistointinumero 4034-GEO-17xxx.

VR Track. 2015a. Temmesjoen oikaisu KMV 729+360-730+980 Geotekniset laskelmat Painuma. Laatinut: DI Terhi Oldén 13.6.2014. Tarkastanut: DI Hannu Siira 13.6.2014. Arkistointinumero 4034-GEO-17xxx.

VR Track. 2015b. Temmesjoen oikaisu kmv 729+360-730+980. Ödometrikokeet ja painumalaskentamenetelmät. 9.7.2014 GEO/TOI.

Zoeteman, A. 2004. Railway Design and Maintenance from a Life-Cycle Cost Perspective. Väitöskirja. Delft University of Technology, The Netherlands. ISBN 90-9018691-3.

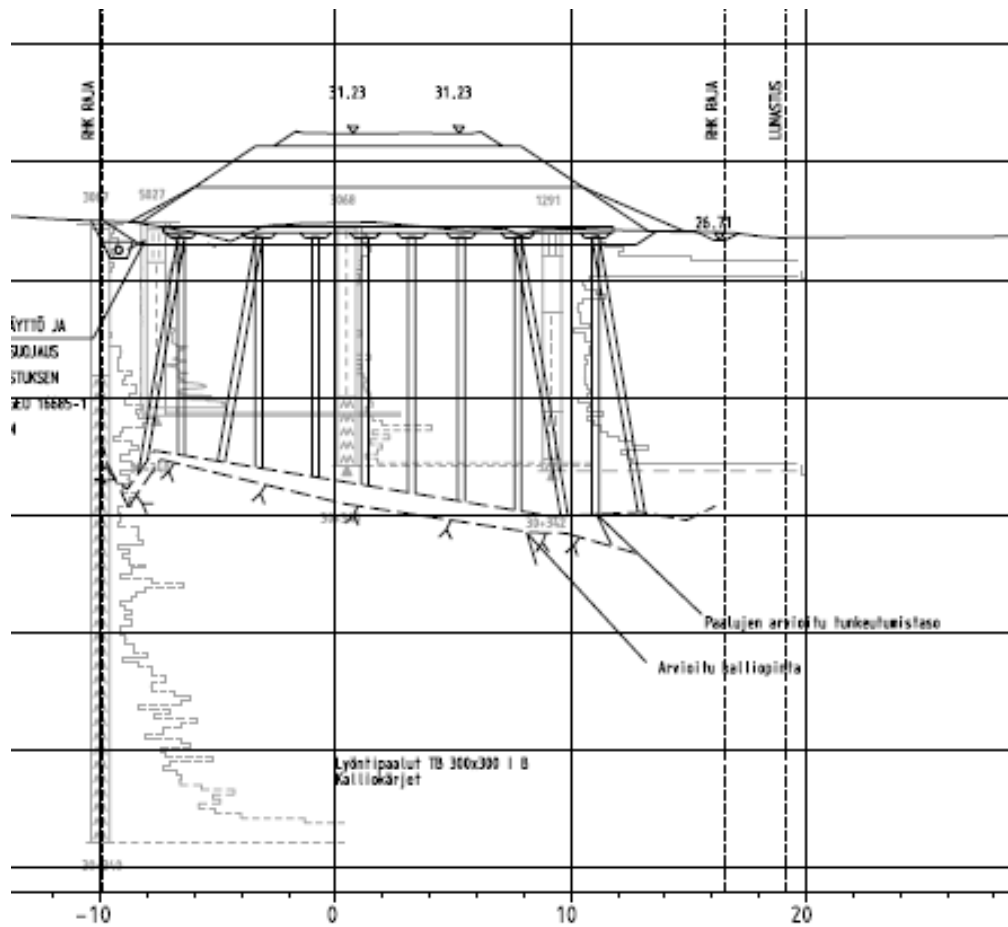




# Esimerkkejä pohjatutkimuksien anomaliaista ja kairausten suoritustavan vaikutuksesta kairausvastukseen

## Esimerkki 1:

Vasemman reunan heijarikairauksen pituus yli 15 metriä suurempi kuin muiden (Kuva 1). Tangot katkenneet vai liukuvat sivusuuntaan.

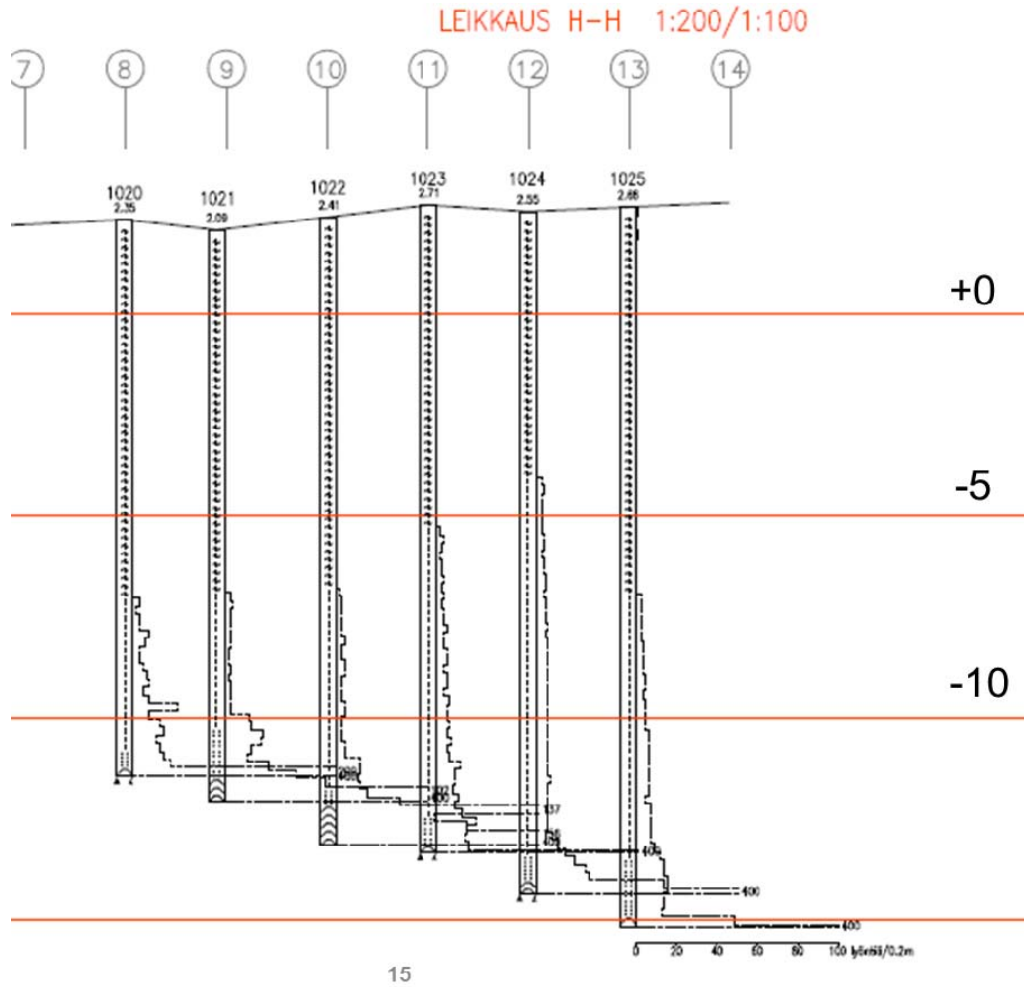


Kuva 1. Esimerkki 1: Poikkileikkaus ja heijarikairausdiagrammit.



**Esimerkki 3:**

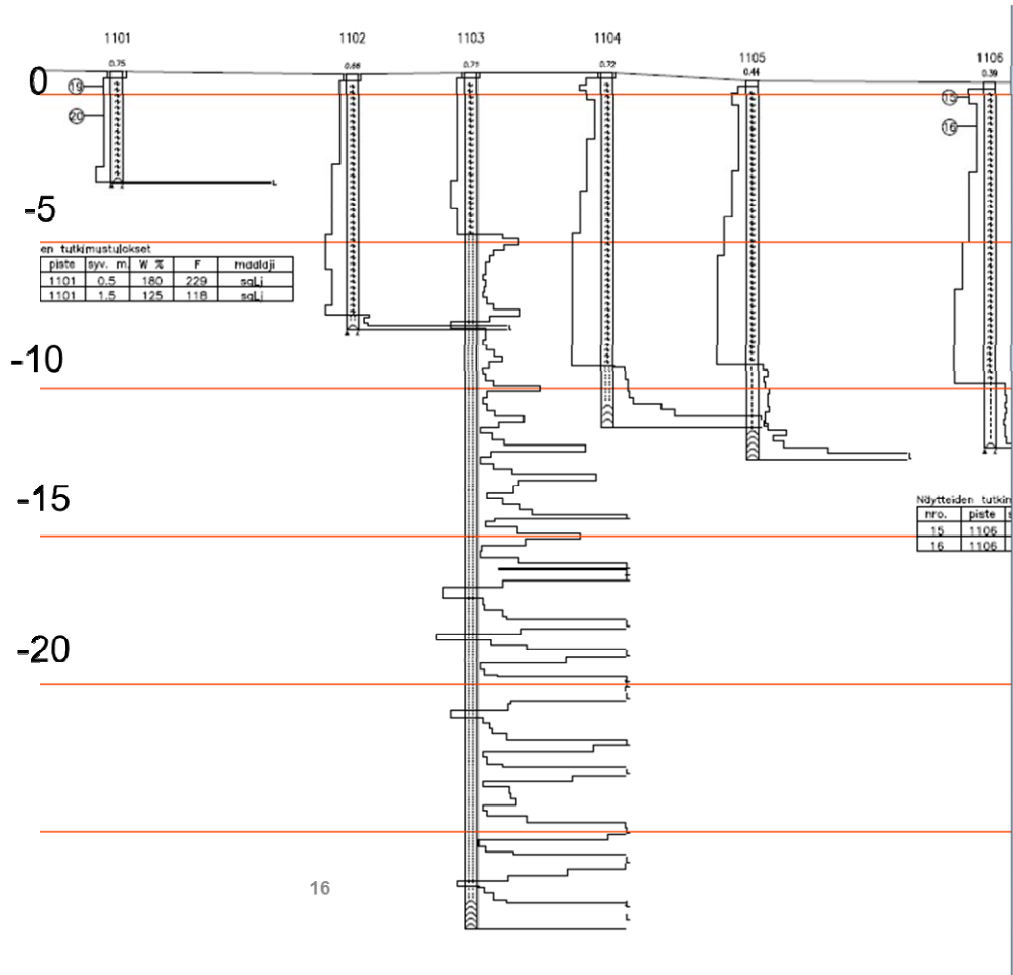
Tässä on ruovikosta tehtyjä heijarikairauksia (Kuva 3). Muilla kairaustavoilla olisi kyseisestä kohteesta saanut enemmän tietoa irti varsinkin kun osa kairauksista on lope-  
tettu määrämittäisinä.



Kuva 3. Esimerkki 3: Poikkileikkaus H-H ja heijarikairausdiagrammit.

**Esimerkki 4:**

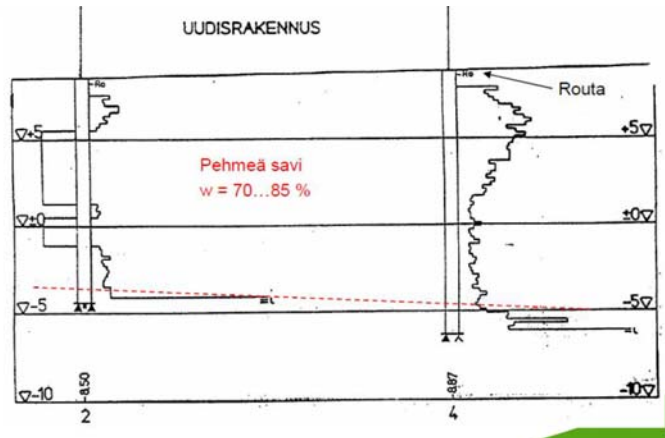
Sama kohde kuin Esimerkissä 3: Nyt tutkimustapana on käytetty painokairausta, jolloin myös kairausvastusta on jonkin verran (kuva 4). Tulkittu maalaji on lieju. Myös tässä paljon määramittaisia kairauksia, niiden käyttökelpoisuus riippuu kohteen perustamistavasta. Kairauksessa 1103 selkeästi virhe, ehkä tangot katkenneet tai liukuvat kovempaa tasoa vasten, vain kairauksen yläosa on luotettavaa tietoa.



Kuva 4. Esimerkki 4: Poikkileikkaus ja painokairausdiagrammit, joista yksi on virheellinen.

**Esimerkki 5:**

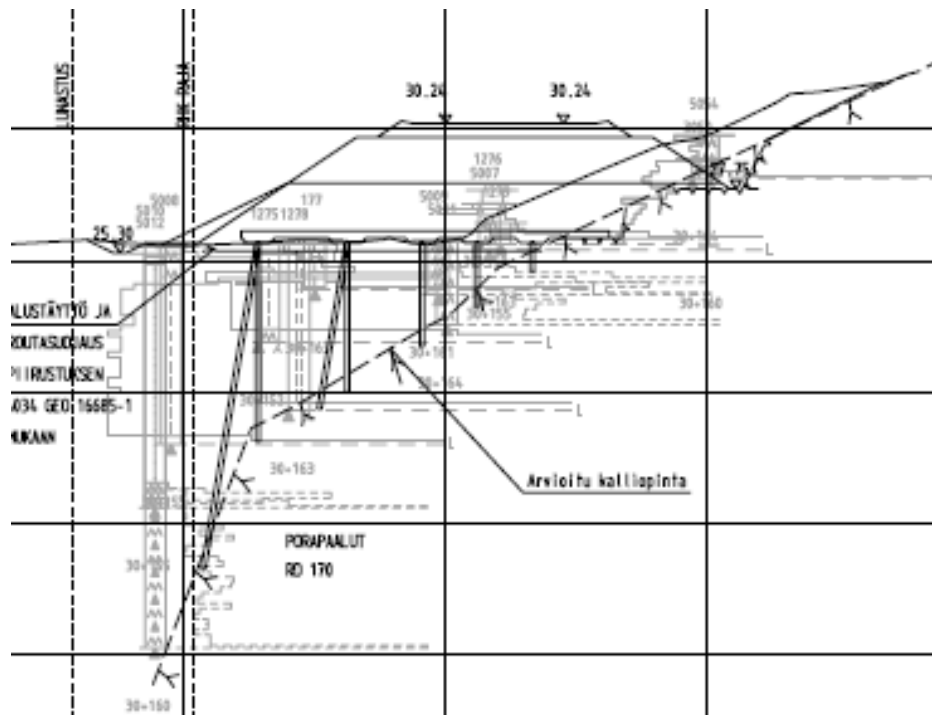
Vasemmalla oleva painokairaus on tehty sulana aikana tai suojaPUTKEN läpi (Kuva 5). Roudan läpi kairatun maan vastus on virheellinen pintaosan tankokitkan takia (Ukonjärvi 2014).



Kuva 5. Esimerkki 5: Poikkileikkaus ja painokairausdiagrammit. Toinen kairattu roudan läpi. (Ukonjärvi 2014).

**Esimerkki 6:**

Esimerkki erittäin jyrkästä maanalaisesta kallionpinnasta Vantaalla (kuva 6).



Kuva 6. Esimerkki 6: Poikkileikkaus, jossa kallionpinta muuttuu erittäin jyrkästi.





ISSN-L 1798-6656  
ISSN 1798-6664  
ISBN 978-952-317-318-7  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto

