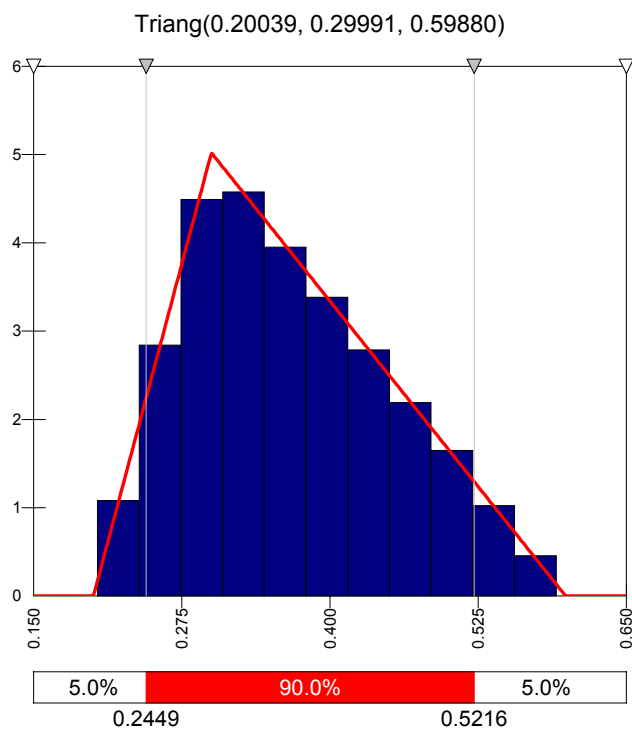


RISKI JA LUOTETTAVUUS TIERAKENTEIDEN SUUNNITTELUSSA



Jouko Törnqvist
Markku Juvankoski

VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

ALKUSANAT

Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelman (TPPT) lopputulosten tavoitteena on entistä kestävämpien uusien ja perusparannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset alenevat. Näiden tavoitteiden saavuttamiseksi on tärkeää, että tierakenteet suunnitellaan paikallisiin olosuhteisiin. Suunnittelussa käytetään hyväksi paikallisten olosuhteiden suomat mahdollisuudet ja otetaan huomioon olosuhteiden asettamat rajoitukset.

TPPT-ohjelmassa kehitetään tierakenteiden mitoitusta (TPPT-suunnittelujärjestelmä). Suunnittelujärjestelmässä esitetään ne menettelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenteeseen voidaan kuormituskestävyyden, roudan vaikutusten ja painuman hallinnan osalta kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa. Myös tierakenteen elinkaarikustannustarkasteluiden suorittamiseksi esitetään menettelytapa.

Suunnittelujärjestelmään kuuluvat oleellisena osana sitä täydentävät suunnittelun ja mitoituksen lähtötietojen hankintaa käsittelevät ”menetelmäkuvaukset”. Esitettävät menetelmät ja menettelytavat on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella.

Suunnittelujärjestelmälle on ominaista, että mitoitus tapahtuu paikkakohtaisilla tiedoilla ja parametreilla (liikenne, ilmasto, pohjamaa, käytettävät rakennemateriaalit, vanhat rakenteet). Mitoituksessa käytettävien pohjamaata ja rakennemateriaaleja koskevien parametrien määrittäminen tapahtuu ensisijaisesti laboratoriokokeilla tai maastossa tehtävin mittauksin ja tutkimuksin. Myös muiden mitoituksessa tarpeellisten lähtötietojen hankinnassa ja ongelmakohtien tai muutoskohtien paikannuksessa käytetään maastossa ja tiellä tehtäviä havaintoja ja mittauksia.

Käytettävien parametrien luotettavuus on suoraan mitoituksen lopputulokseen vaikuttava asia. Mikäli mitoitus tehdään epätarkoilla parametreilla, lopputulos voi olla ylimitoitettu. Rakenteiden toiminnan kannalta pahempaa on kuitenkin se, että huonosti määritettyjen parametrien käytöstä seuraa rakenteiden vaurioitumisriski. Rakenteiden luotettavuutta ja myös kustannusten optimointia voidaan osaltaan parantaa riski-/luotettavuusanalyysillä huomioimalla lähtötietojen vaihtelun ja jakautuman vaikutukset rakenteen toimintaan.

Tässä raportissa on käsitelty tierakenteiden mitoituksessa käytettävien parametrien luotettavuuden arviointia sekä suunnittelukustannusten ja rakenteiden toiminnallisen riskin yhteyttä. Muutamin esimerkein on havainnollistettu riskin ja luotettavuuden tarkastelua ja merkitystä tierakenteiden suunnittelussa. Tämän raportin ovat laatineet tutkija Markku Juvankoski ja erikoistutkija Jouko Törnqvist VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikasta.

Tammikuussa 2002

Markku Tammirinne

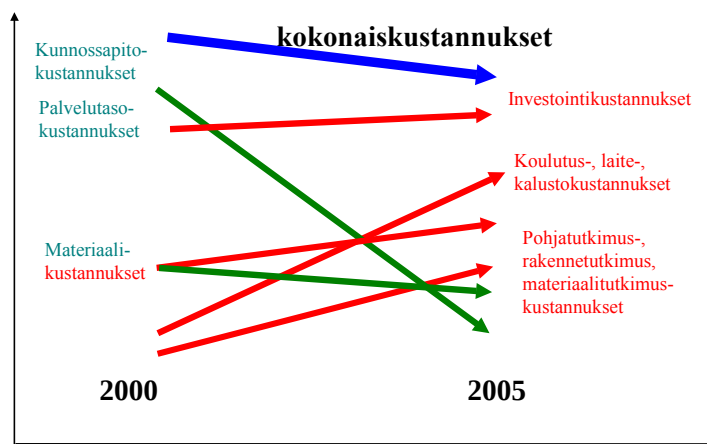
SISÄLLYSLUETTELO

ALKUSANAT	2
1 JOHDANTO.....	4
2 RISKIN JA LUOTETTAVUUDEN HUOMIOIMINEN YLEISESTI	4
2.1 TIERAKENTEIDEN LUOTETTAVUUSANALYYSIT	4
2.2 MAARAKENTAMISESSA SOVELLETTAVA VARMUUS	5
3 RISKI VS. KUSTANNUKSET	11
3.1 PÄÄTÖKSENTEKO JA RISKINOTTO	11
3.2 TUTKIMUSTENKUSTANNUSTEN OPTIMOINTI	12
4 RISKI JA LUOTETTAVUUS TIERAKENTEIDEN SUUNNITTELUSSA.....	16
4.1 RISKITARKASTELU STABILITEETTIASKELMISSA	16
4.2 PAINUMALASKENNAN RISKITARKASTELU.....	24
4.3 ROUTANOUSULASKENNAN RISKITARKASTELU	31
4.4 LUOTETTAVUUS KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUKSESSA.....	38
5 YHTEENVETO	41
6 KIRJALLISUUS.....	42

1 Johdanto

TPPT- suunnittelujärjestelmän yhtenä tavoitteena on tierakenteen ennakoimattomien vaurioiden vähentäminen. Muita tavoitteita ovat esim. eliniän ennustettavuus erilaiset painumaan, routimiseen ja kuormituskestävyyteen liittyvät kriteerit huomioiden. TPPT-mitoitusmenetelmissä on pyritty mahdollisimman pitkälle analyttisiin, ei-empiirisiin mitoitusmenetelmiin. Tästä johtuen mitoitus on jonkin verran aikaisempaa monimutkaisempaa ja edellyttää usein tietokonepohjaisten menetelmien käyttöä. Tavoitteiden saavuttaminen analyttisiä mitoitusmenetelmiä hyödyntäen edellyttää panostamista lähtötietojen hankintaan, sekä tietojen määrään että laatuun. TPPT- suunnittelujärjestelmän mitoitusmenettelyissä pyritään käyttämään mahdollisimman pitkälle paikka- ja materiaaliikohtaisia mitoitusparametreja.

Kokonaisuutena tarkastellen TPPT- suunnittelujärjestelmän tavoitteena on elinkaari-kustannuksiin perustuva kokonaiskustannusten alentaminen. Kokonaiskustannusten alentaminen on mahdollista, vaikka joidenkin osatehtävien kustannukset nousisivatkin, mikäli toisissa kustannuksissa voidaan vastaavasti saavuttaa säästöjä. Kaavamainen esitys TPPT- suunnittelujärjestelmän käyttöönoton vaikutuksista kustannuksiin on esitetty kuvassa 1.



Kuva 1. TPPT- suunnittelujärjestelmän vaikutus kokonaiskustannuksiin - tavoite.

Jotta kunnossapitokustannuksia on mahdollista alentaa, on mitoituksen ja suunnittelun oltava entistä tarkempaa ja luotettavampaa. Tämä puolestaan edellyttää lähtötietojen ja niiden vaihteluiden entistä tarkempaa tuntemusta ja myös näiden lähtötietojen täysimääräistä hyödyntämistä. TPPT-ohjelmassa on kehitetty ja parannettu lähtötietojen määrittämiseen liittyviä kokeita ja menetelmiä sekä mitoitusmenetelmiä. Rakenteiden luotettavuutta ja kustannusten optimointia voidaan osaltaan parantaa myös riski-/luotettavuusanalyysin huomioimalla lähtötietojen vaihtelun ja jakautuman vaikutukset rakenteen toimintaan. Jo pelkästään riskiajattelun sisällyttäminen hankesuunnitteluun ohjaa suunnittelua ja rakentamista edullisempaan, tasalaatuisempaan ja ennakoitavampaan lopputulokseen.

2 Riskin ja luotettavuuden huomioiminen yleisesti

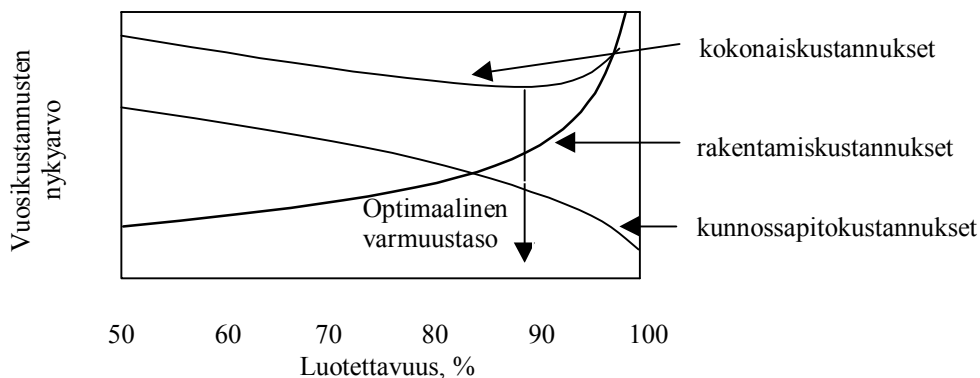
2.1 Tierakenteiden luotettavuusanalyysit

Tierakenteen vaurioituminen on luonteeltaan monimutkainen prosessi, jonka yksityiskohtainen hallitseminen on vaikeaa. Tämä ilmenee käytännössä tien kunnan heikkeyden ajallisena ja paikallisen vaihteluna. Samanlaistenkin rakenteiden kestoiät

saattavat poiketa toisistaan huomattavasti, vaikka liikenne- ja ilmastorasituksissa ei olisi eroja. Syynä tähän on tierakenteen kestoikään vaikuttavien tekijöiden "satunnainen" vaihtelu ja hajonta. Tierakenteen vaurioituminen on näin ollen luonteeltaan satunnaisprosessi, mikä tulee pystyä ottamaan huomioon halutulla tavalla tien rakenteellisessa suunnittelussa ja rakentamisprosessissa /3/.

Tierakenteen suunnittelun tavoitteena on, että tie täyttää sille asetetut toiminnalliset ja rakenteelliset vaatimukset koko suunnitellun eliniän tietyllä varmuudella ja niin, että tien elinkaaren aikaiset kustannukset ovat mahdollisimman alhaiset. Tämän tavoitteen saavuttamisessa auttaa luotettavuus- tai riskianalyysianalyysi. Molemmat nimitykset (riskianalyysi / luotettavuusanalyysi) tarkoittavat itse asiassa saman asian kääntöpuolia. Luotettavuus (R) on todennäköisyys sille, että rakenne toimii suunnitellun elinajan vaaditulla tavalla käyttöolosuhteissa tai todennäköisyys, jolla tien toiminnalliset ominaisuudet pysyvät sallituissa rajoissa tien suunnitellun elinkaaren ajan. Riski (P) puolestaan tarkoittaa sitä todennäköisyyttä, jolla rakenne ei täytä sille asetettuja toiminnallisten ominaisuuksien vaatimuksia eli että rakenne ei toimi vaaditulla tavalla. Riskin todennäköisyyden ja luotettavuuden summa on 1, eli riskin todennäköisyys $P = 1 - R$.

Mitä suuremmalla varmuudella tien halutaan kestävän sen suunnitellun iän, sitä järeämpiä rakenteita tarvitaan. Tämä lisää rakentamiskustannuksia, mutta vastaavasti pienentää hoito- ja ylläpitokustannuksia. Tavoitteena on etsiä optimaalinen varmuustaso kullekin kohteelle siten, että varmistetaan kokonaiskustannusten minimointi ja tien palvelutason ja liikenneturvallisuuden pitäminen hyväksyttävällä tasolla (kuva 2) /3/. Vaikka tierakenteiden kunnon muuttumisen ja kestoajan arviointiin tiedetään liittyvän suurta epävarmuutta, ei luotettavuusanalyysieihin perustavia tarkastelutapoja toistaiseksi ole juurikaan käytetty tierakenteiden suunnittelussa. Luotettavuus on tavallisesti otettu huomioon epäsuorasti (usein sitä tiedostamatta) varmuuskertoimilla, jotka on määritetty puhtaasti kokemukseräisen tiedon perusteella ilman taloudellisuustarkasteluja /3/.



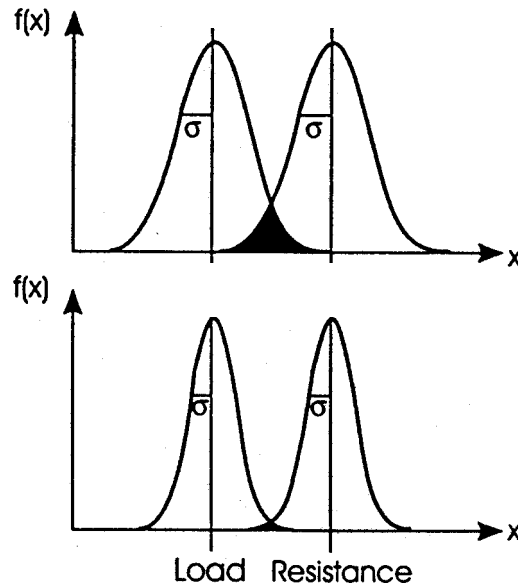
Kuva 2. Periaatekuva tien optimaalisen luotettavuustason määrittämisestä /3/.

Mikäli luotettavuustarkasteluja ei käytetä, edustavat suunnitteluarvot esimerkiksi kuorituskestävyyden suhteen 50 % varmuustasoa. Käytännössä tämä merkitsee suurta vaurioitumisriskiä, koska karkeasti puolet rakenteista kestää suunnitellun ajan vaaditulla tavalla ja toinen puoli rikkoutuu ennen suunnitellun käyttöiän saavuttamista /3/.

2.2 Maarakentamisessa sovellettava varmuus

Maa- ja pohjarakenteiden suunnittelussa käytetään Suomessa yleisesti kokonaisvarmuuslukumenettelyä. Kokonaisvarmuuslukumenettelyssä varmuus ilmaistaan kokonaisvarmuusluvulla F, joka on rakenteen kapasiteetin R ja rakenteeseen kohdistuvan

kuorman L välinen suhde. Sekä kuorman että kapasiteetin laskemisessa käytetään tällöin niiden ominaisarvoja (mitoitettavan arvon odotusarvo). Esimerkiksi maaluiskien osalta kapasiteetti muodostuu luiskien eri maakerrosten leikkauslujuuksien summasta vaarallisimmaksi otaksutussa liukupinnassa. Kuorma muodostuu liukupintaan kohdistuvista ulkoisista ja sisäisistä voimista, jotka pyrkivät aikaansaamaan liukupintaan rajoittuvien maamassojen liukumisen liukupintaa pitkin.



Kuva 3. Varmuuskerronin vs. murtuman todennäköisyys. Kokonaisvarmuusluku $F = \text{Resistance} / \text{Load}$, (σ = keskihajonta) /4/. **PIDÄ KUVA KESKELLÄ**

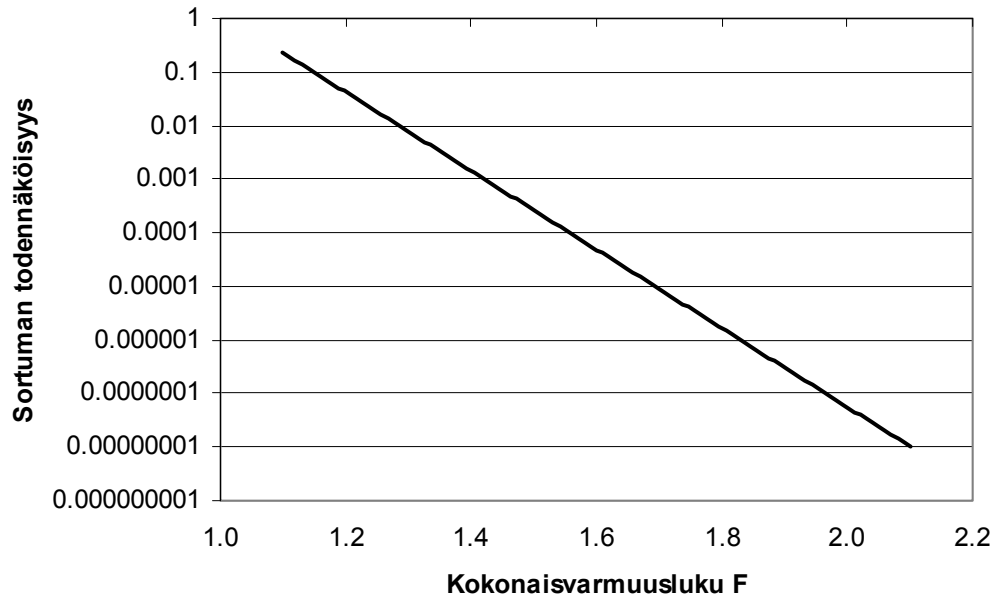
Rakennusallalla on yleensä esitetty tavoitteena, että kuorma enintään 5 % todennäköisyydellä ylittää kapasiteetin, kuva 3. Toisin sanoen kuvan 3 tummennettu alue edustaa enintään 5 %:ia kapasiteetin todennäköisyysjakauman pinta-alasta. Kulloinkin sovellettava todennäköisyystaso pyritään valitsemaan seurannaisvaikutusten vakavuuteen perustuen. Siten tilanteissa, joissa ihmisille ja pysyville rakenteille voi aiheutua vahingonvaaraa, sovelletaan suurempia varmuustasoa kuin tilanteille, joissa rakenteen pettäessä seurauksena on esimerkiksi ainoastaan rakenteen tekijän taloudellinen menetys.

Maarakenne muodostaa jatkuvuuden, jossa kaikkien maakerrosten tai sen osien ominaisuuksia ja niiden hajontaa ei voida taloudellisista syistä johtuen tarkasti selvittää. Riskin ja kokonaisvarmuusluvun välisen vuorosuhteen tarkka arviointi maarakenteissa on siten yleensä lähes mahdotonta, johtuen mm. siitä, ettei esimerkiksi lujuusominaisuuksiin vaikuttavien tekijöiden jakaumia tunneta. Myös kuormitukseen vaikuttaa suuri joukko vaikeasti suuruudeltaan arvioitavia tekijöitä kuten sulaminen/jäätyminen, huokosvedenpaineessa ja virtaavassa pohjavedessä vuosi- ja vuosikymmentasoilla tapahtuvat muutokset, maan tiivistyminen ajan mittaan jne.

Mikäli kuorma ja kapasiteetti oletetaan normaalijakautuneiksi ja kuorman sekä kapasiteetin keskiarvot ja keskihajonnat tunnetaan, voidaan kokonaisvarmuusluvun ja sortuman todennäköisyyden välinen vuorosuhde laskea. Kuvassa 4 on esitetty esimerkkinä tietyllä keskihajontojen oletamuksilla tämä vuorosuhde. Varmuustasoa $F = 1.8$ vastaa kuorman ja maan lujuusparametrien hajonnasta riippuen todennäköisyys $1/10000000 \dots 1/100$. On arvioitu, että keskimäärin joka 1000. ao. varmuustason omaava rakenne sortuu. Vertailun vuoksi mainittakoon, että ihmisen toiminta-aloillaan otta-

mia riskejä on eri tutkimusten mukaan luonnehdittu seuraavilla todennäköisyyssasoilla (riskit vuositasona):

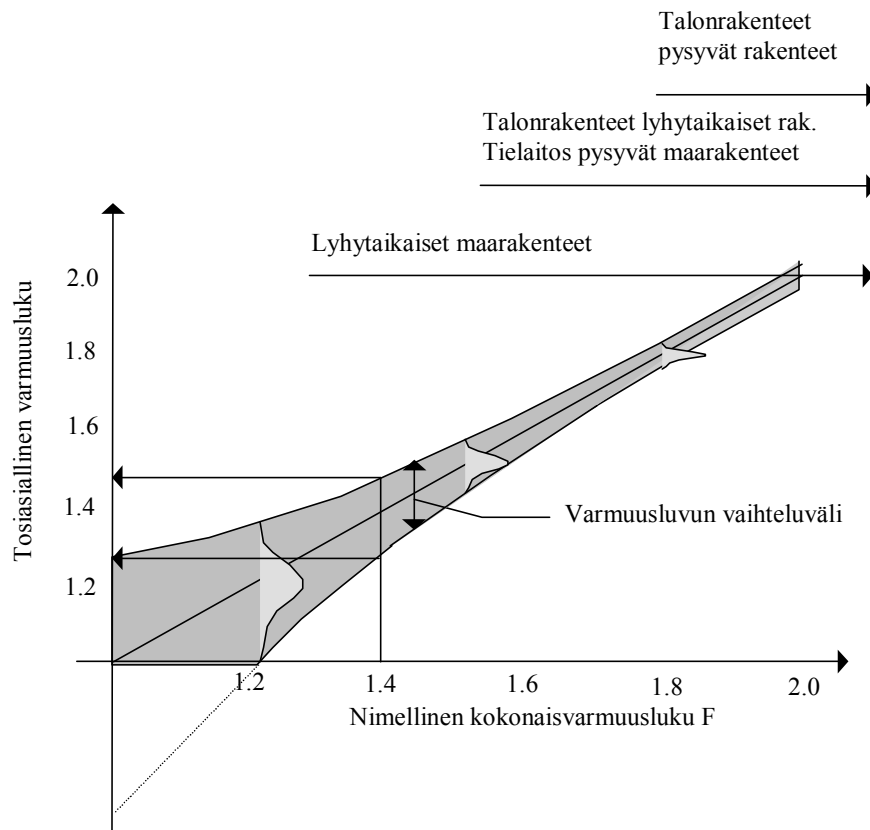
- lentoliikenne 1/10000000 (olettaen 100 matkaa vuodessa)
- junaliikenne 1/100000
- maantieliikenne ja kotitapaturmat 1/10000
- vuorikiipeily 1/100.



Kuva 4. Kokonaisvarmuusluvun F ja riskitason välinen suhde, kun normaalijakautuneeksi oletetun kuorman ja kapasiteetin variaatiokerroin (keskihajonnan ja keskiarvon välinen suhde prosentteina) on 5.

Rakentamista ohjaamaan on erilaisissa ohjeissa annettu sovellettavia kokonaisvarmuuslukuja. Pohjarakentamisessa sovellettavassa ohjeessa RIL 121 Pohjarakennusohjeet /10/ mm. rakennuspohjan alueellisen sortumalle esitetään kokonaisvarmuusluvulle minimiarvoa $F = 1.8$. Rakennuskaivanto-ohjeissa RIL 181 /11/ sovelletaan arvoa $F = 1.8$, kun pysyväksi tarkoitetun sortuman vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita. Työnaikaisen kaivannon tilanteessa vaaditaan arvoa $F = 1.5$, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella ei ole pysyviä rakenteita. Lyhytaikaisissa kaivuissa helpoissa pohjasuhteissa sovelletaan usein minimissään arvoa $F = 1.3$. Suuret rakennuttajat, jotka rakentamisvolyyminsä ja riskien normaalia paremman sietokykynsä johdosta voivat soveltaa pysyvillekin rakenteille varmuustasoja $F = 1.5$, kun vahingoista aiheutuu vain taloudellisia menetyksiä.

Useat maan ominaisuuksissa tapahtuvat muutokset ovat ajasta riippuvia. Maassa ajan mittaan tapahtuvat jännitys- ja muodonmuutostilan muutokset vaikuttavat usein merkittävimmin maan kykyyn ottaa kuormia vastaan. Maan käyttäytyminen muuttuu sen lähestyessä murtotilaa. Muissa rakennusmateriaaleissa yleisesti sovellettavat lineaarisen käyttäytymisen säännöt eivät enää päde, kun maarakenteen varmuustaso laskee alle kokonaisvarmuustason $F = 1.5 \dots 1.7$. Mitä lähempänä murtotilaa ollaan, sitä vaikeammin arvioitavaa maan käyttäytyminen on. Tämä on otettava huomioon alhaisia varmuustasojä käytettäessä, kuva 5.

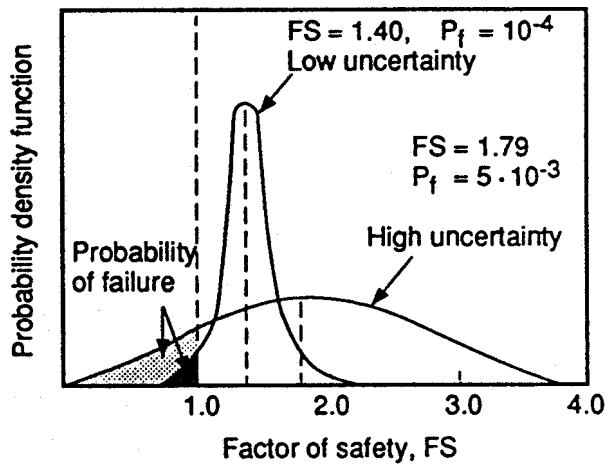


Kuva 5. Nimellisen ja todellisen kokonaisvarmuuden välinen epävarmuus. Periaatekuva.

Varmuuskertoimen otaksutaan sisältävän mm. tutkimustulosten määrästä, laadusta, tutkimusmenetelmistä, tulosten tulkinnasta, laskentamenetelmistä ja muista virhelähteistä johtuvat epävarmuustekijät. Varmuuskerron ei kuitenkaan kuvaa sortuman mahdollisuuden absoluuttista varmuutta. Kuvasta 3 voidaan kuitenkin havaita, että vaikka varmuuskerron molemmissa tapauksissa (ylemmät ja alemmat jakautumat) on sama, on sortuman todennäköisyys hyvinkin erilainen. Kuvan 3 alemmassa jakautumakuviossa sekä kuorman että kapasiteetin hajonta on merkittävästi pienempi kuin ylemmässä jakautumassa ja riski sortuman / murtuman suhteen merkittävästi pienempi (pienempi tummennettu alue). Riski sortuman suhteen saattaa olla jopa suuremman varmuuskertoimen omaavalla rakenteella suurempi kuin pienemmän varmuuskertoimen omaavalla rakenteella lähtötietojen tarkkuudesta ja jakautumista riippuen.

Viitteessä /4/ esitetyssä paaluperustuksen luotettavuusanalyysiesimerkissä on tarkasteltu vuonna 1976 asennetun paalun alkuperäisiin kuormitus- ja pohjasuhdetietojen pohjautuvaa luotettavuusanalyysiä sekä vuonna 1989 suoritettujen uusien pohjatutkimus- ja kuormitustietojen perusteella suoritettua luotettavuusanalyysiä.

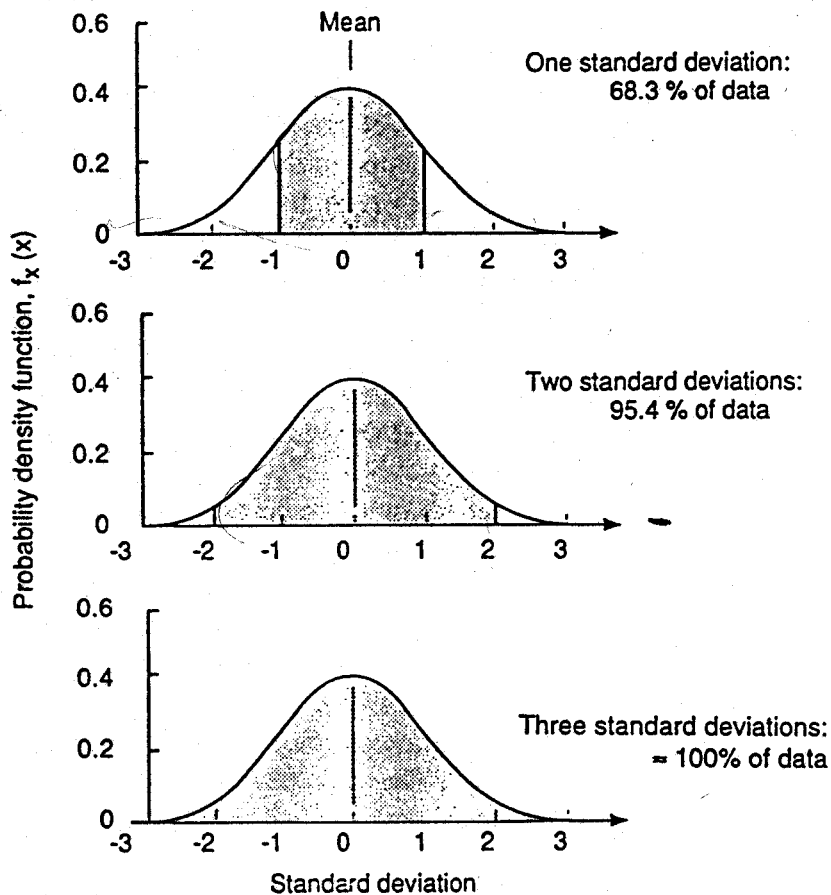
Vuonna 1976 varmuuskertoimeksi saatiin $F=1.79$ ja vuonna 1989 $F=1.40$. Myöhemmin suoritettussa analysoinnissa saatiin siis alhaisempi varmuuskerron, mutta samalla epävarmuus maapohjan ominaisuuksien ja kuormituksen suhteen pieneni. Vuoden 1989 tulosten perusteella, vaikka varmuuskerron on alhaisempi, paalun varmuusmarginaali on suurempi kuin vuoden 1976 tulosten perusteella. Parametreihin liittyvän epävarmuuden pienentymisestä (luotettavammat parametrit) johtuen murtumisriski pienentyi puoleen. Analyysien jakautumia ja varmuuskertoimiin liittyviä murtoriskejä on havainnollistettu kuvassa 6.



Note: Density functions not to scale

Kuva 6. Paaluperustuksen luotettavuus (varmuuskerroin = FS, P_f = murtoriski) /4/.

Kuten edellä olevasta käy ilmi, on lähtötietojen hajonnalla suuri merkitys riskin ja sen seurausten arvioinnissa. Kuvassa 7 on havainnollistettu normaalijakautuman keskihajontaa. Jo yhden keskihajonnan alueelle osuu lähes 70 % havainnoista ja kolmen keskihajonnan alueelle jo lähes kaikki havainnot. Variaatiokerroimen ollessa 0.30 parametri voi saada 90...100 % keskiarvoa suurempia tai pienempiä arvoja. Kuvassa 4 esitettyä suoraa tarkasteltaessa variaatiokerroin on ollut 0.05. Variaatiokerroimen suureneminen nostaa kuvassa 4 esitettyä suoraa ylemmäs eli sortuman mahdollisuus siis kasvaa. Variaatiokerroimenä 0.30 on suuri, mutta se kuvaa sitä aluetta, jolla maan ominaisuuksien voidaan otaksua vaihtelevan /4/.



Kuva 7. Eri keskihajonta-alueiden näytemäärät /4/.

Yksikäsitteistä vastausta siihen kysymykseen, kuinka laajasti esimerkiksi pohjasuhteet on tutkittava tai materiaalien parametrit määritettävä ja kuinka paljon kustannuksia näiden tietojen hankkimiseen kannattaa uhrata, ei ole annettavissa eikä tarkkaa vastausta varmasti ole olemassakaan. Esimerkiksi pohjatutkimusten suorittaminen ja niiden tulosten pohjalta tehtävä rakenteen suunnittelu on monisäikeinen, hankkeen eri vaiheessa tapahtuvasta päätöksenteosta, päätöksen tekijän tai tekijöiden tietoisesta / tiedostamattomasta riskinottokyvystä ja -halusta, tehtävän asettelusta, teettäjiä ja tekijöiden asiantuntemuksesta ja paikallisista olosuhteista riippuva prosessi.

Yksittäisissä suunnittelutehtävissä, esimerkiksi stabiliteettitarkasteluissa, voidaan suhteellisen helposti hallita lähtötietojen vaikutus lopullisen rakenteen riskitasoon ja tätä kautta kokonaiskustannuksiin. Sen sijaan tierakennetta kokonaisuutena ajatellen riskin ja kustannusten välinen suhde on paljon vaikeammin käsiteltävissä.

Esimerkiksi tierakennetta suunniteltaessa tielinjalla suoritetaan yleensä monenlaisia pohjatutkimustoimenpiteitä erityyppisen tiedon hankkimiseksi ja erityyppiset tutkimukset tukevat toisiaan (menetelmäkuvaus TPPT 21 Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankinta). Tavanomainen kairaus tieto esimerkiksi kerrosrajojen määrittämiseksi saattaa palvella useampaa tarkoitusta (suunnittelu- ja mitoitus tehtävää) samanaikaisesti, eikä näiden kustannusosuuksia ole välttämättä mahdollista erottaa toisistaan. Myös itse suunnitteluprosessissa tapahtuu automaattisesti samanaikaista päällekkäistä toimintaa: tielinjan maaperätietojen läpikäynnissä esimerkiksi painuman tarkastelua

varten suunnittelijalle muodostuu väkisinkin jonkinasteinen käsitys kohteen ongelmakohdista stabiliteetin tai routivuuden suhteen ja päinvastoin.

Periaatteessa esimerkiksi pohjatutkimusten määrä voidaan optimoida rakenteen kokonaiskustannusten suhteen, samoin kuin edellä on esitetty tierakenteen kustannusten optimointia luotettavuuden suhteen. Käytännössä tutkimus-, suunnittelu-, ja rakentamiskustannuksille on jo kuitenkin saatettu asettaa kustannuskatto ja lopullisen rakenteen luotettavuus määräytyy tämän perusteella (kustannuskaton asettaja ottaa riskin).

Jäljempänä tässä raportissa on käsitelty mittaustulosten hajonnan ja siitä aiheutuvan riskin huomiointia etenkin pohjatutkimusten kustannusten optimoinnissa yleisellä tasolla. Tämän jälkeen on tarkasteltu esimerkinomaisesti lähtötietojen ja materiaaliparametrien hajonnan vaikutusta ja huomiointimahdollisuuksia ja –menetelmiä eri suunnittelu-tehtävissä (stabiliteettitarkastelut, painumalaskenta, routamitoitus, kuormituskestävyysmitoitus).

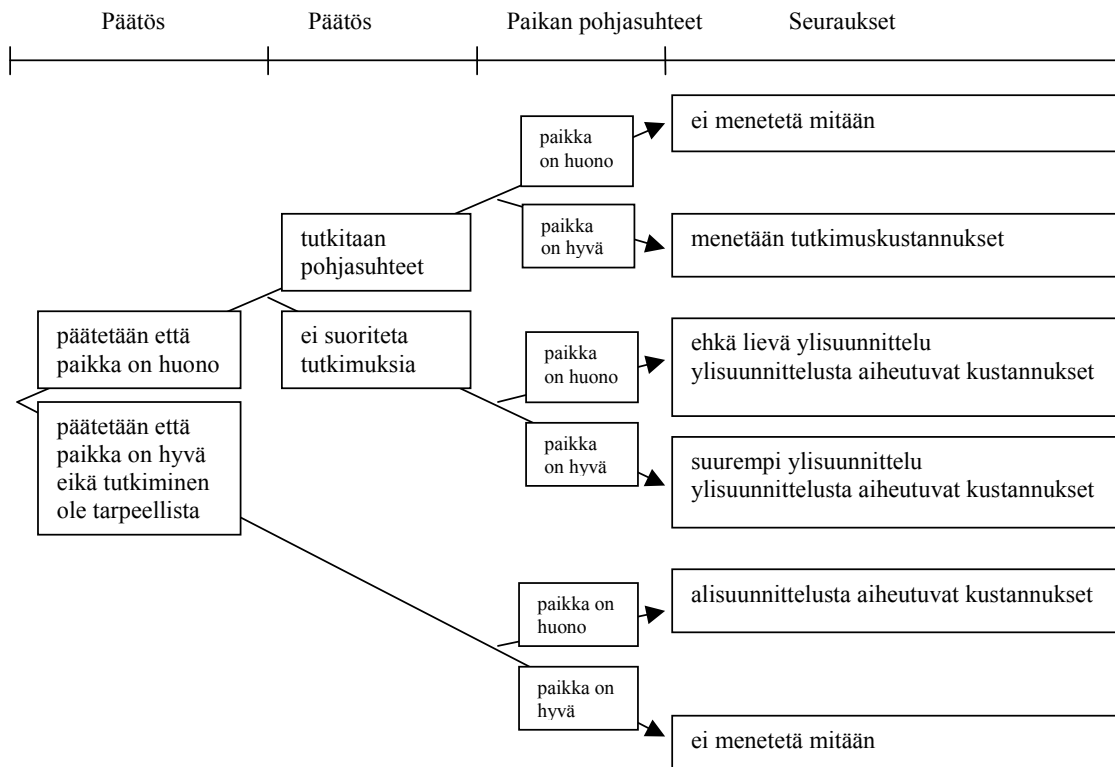
3 Riski vs. kustannukset

3.1 Päätöksenteko ja riskinotto

Päätöksenteolla ja valinnoilla on ratkaiseva merkitys kustannustason määräytymisessä ja kiinnittymisessä koko suunnitteluprosessissa. Pohjatutkimuksiin liittyvää päätöksenteon vaikutusta eri vaiheessa havainnollistetaan seuraavassa.

Oletetaan ensin, että tehtävänä on rakentaa tietä ennestään tuntemattomalle / tutkimattomalle maapohjalle. Päätetään ottaa riski rakenteen onnistumisesta eikä pohjatutkimuksia suoriteta ("päätetään, että paikka on hyvä, eikä tutkiminen ole tarpeellista", kuva 8). Kustannuksia aiheutuu pääosin ainoastaan rakentamisvaiheesta. Rakentamisvaiheen kustannukset taas riippuvat suuresti siitä, minkä tyyppinen (pohja)rakennerratkaisu valitaan. Oletetaan valituksi maanvarainen perustaminen. Jos valittu rakenne onnistuu ("paikka on hyvä"), on säästetty tutkimus- ja suunnittelukustannukset ("ei menetä mitään"). Jos rakenne sen sijaan epäonnistuu täydellisesti ("paikka on huono"), esimerkiksi rikkoutuu routimisen ja painuman johdosta jo ensimmäisen vuoden aikana, on rakentamiskustannukset pahimmassa tapauksessa täysin menetetty ja kohde joudutaan uuden tien rakentamista varten tutkimaan ja suunnittelemaan sekä rakentamaan uudestaan. Kustannukset muodostuvat tällöin helposti kaksinkertaisiksi niihin kustannuksiin nähden, joilla toimiva tie olisi saatu ensiyrityksellä aikaiseksi. Lisäkustannuksia on saattanut aiheutua myös rakenteen heikosta toimivuudesta osalla käyttöaikaa ja toimivan rakenteen aikaansaamisen viivästymisestä.

Jos riskiä ei alunperin haluttu ottaa, mutta ei myöskään haluttu tutkia pohjasuhteita ("päätetään, että paikka on huono") saatettiin päätyä käyttämään esim. paalulaattarakaisua. Ratkaisu saattoi toisaalta olla täysin oikea ("paikka on huono"), jolloin taas säästettiin tutkimuskustannukset, mutta jouduttiin suunnittelemaan tietojen puuttuessa hieman tarvittua järeämpi rakenne. Toisaalta rakenne saattoi olla ylimitoitettu ("paikka on hyvä"), jolloin rakentamisvaiheessa syntyi turhia kustannuksia. Tutkimalla rakennuspaikan pohjasuhteet kunnolla ja asianmukaisesti menetettävää voivat olla tutkimuskustannukset.



Kuva 8. Pohjatutkimusten suorittamisen päätöspuu /2/.

3.2 Tutkimusten kustannusten optimointi

Oletetaan seuraavaksi, että pohjatutkimuksia on päätetty suorittaa, mutta pohjatutkimukset suoritetaan kattavina kaavamaisesti tietyin välein koko tutkittavalla alueella. Pohjatutkimuksissa osoittautuu, että ensimmäisen osuudella maapohja sellainen, että rakenne voidaan perustaa luotettavasti maanvaraisesti. Toisella osuudella olisi ehkä mahdollista perustaa maanvaraisesti, jos pohjasuhteet tunnettaisiin tarkemmin. Pelkästään suoritettujen tutkimusten perusteella olisi kuitenkin käytettävä jotain pohjanvahvistusmenetelmää.

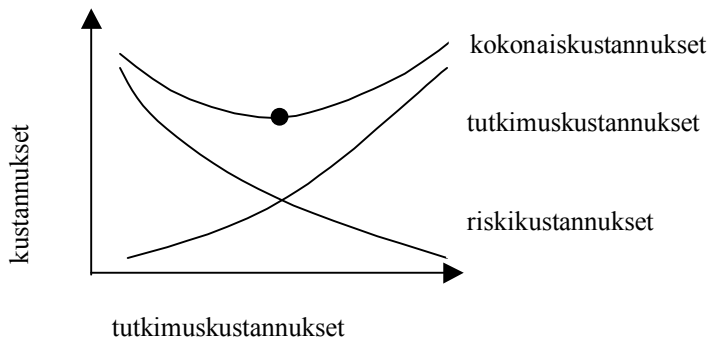
Tutkimusten kaavamainen kohdentaminen ei siis välttämättä ole paras vaihtoehto. Mikäli ensimmäisellä osuudella olisi suoritettu esimerkiksi vain puolet suoritetuista tutkimuksista ja toinen puoli olisi kohdistettu jälkimmäiseen osuuteen, olisi samoilla tutkimuskustannuksilla todennäköisesti saatu riittävä määrä tietoa suunnittelun pohjaksi. Nyt tutkimuskustannuksia on kuitenkin lisättävä toisen osuuden pohjasuhteiden tarkempaa selvittämistä varten. Toisena vaihtoehtona olisi tietysti ollut pohjatutkimusten suorittamisvaiheessa suorittaa tutkimukset niin laajalti, että lisätutkimuksia ei jälkimmäisellä osuudella olisi ollut tarvetta suorittaa. Ensimmäisellä osuudella olisi tällöin kuitenkin yli-investoitu pohjatutkimuksiin.

Pohjatutkimusten tulee siis kohdentua mahdollisimman oikein. Tutkimusten kohdentamisen ongelmana vain on, että pohjasuhteita ei tunneta ennen niiden selvittämistä. Jonkin verran pohjatutkimuksia on ilmeisesti siis aina suoritettava suhteellisen kaavamaisesti toimintaympäristön selvittämiseksi. Toimintaympäristön selvittäminen voi luonnollisesti todellisuudessa pohjautua myös olemassa olevaan aineistoon, karttamateriaaliin ja asiantuntijan tekemiin maastokäynteihin. Maaperän paikallisista vaihteluista johtuen yleispätevää ohjetta tutkimuspisteiden sijoittamistiheydestä / maaperän ominaisuuksien selvittämistiheydestä ei kuitenkaan voida antaa. Maaperän paikallisista vaihteluista johtuen tunnettuunkaan toimintaympäristöön suunnitellut pohjatutkimukset

eivät välttämättä poista suunnittelun edetessä mahdollisten lisäpohjatutkimusten tarvetta.

Koska tarkkaa pohjatutkimusten suorittamistiheyttä tai määrää ei edellä esitetyn perusteella ole ilmeisesti kovinkaan helposti määritettävissä, on myös sopivan tutkimus- ja suunnittelukustannuksiin käyttävän rahasumman määrittäminen vaikeaa. Usein esitetään tutkimus- ja suunnittelukustannusten voivan olla tietty prosenttiosuus hankkeen kokonaiskustannuksista. Kiinteän prosenttimäärän asettaminen saattaa kuitenkin johdattaa tutkimusten ja suunnittelun yli- tai alipainottumiseen (asettaja ottaa riskin).

Sopiva tutkimuksiin sijoitettava markkamäärä esitetään usein optimoitavaksi tutkimuskustannusten ja riskikustannusten perusteella kuvan 9 tapaan.



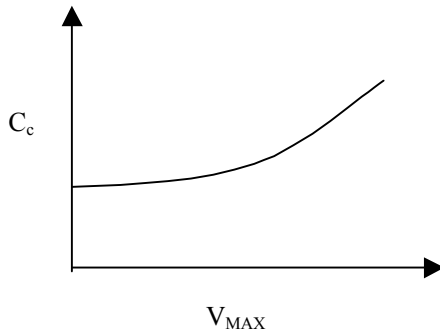
Kuva 9. Kokonaiskustannusten optimointi tutkimus- ja riskikustannusten perusteella /1/.

Kuvan 9 riskikustannukset sisältävät kohtuulliset suunnittelukustannukset, epäonnistumiskustannukset (murtumis-, sortumiskustannukset...) ja mahdolliset muut kustannukset. Kuvassa 9 esitetty menettely on kuitenkin ohjeellinen / teoreettinen, koska sekä tutkimuskustannusten käyrän että riskikustannusten käyrän luominen on monesti vaikeaa tai jopa mahdotonta. Selviä tutkimuskustannusten käyriä ei ole olemassa etenkin monitahoisissa suunnittelutehtävissä ja lisäksi on vaikea ennustaa tutkimustulosten vaikutusta suunnittelupäätöksiin /1/. Myös riskikustannusten funktion määrittämisessä on omat vaikeutensa alkaen mukaan otettavien tekijöiden huomioimisesta. Esimerkiksi tierakenteiden osalta mukaan on varmasti otettava rakenteiden suunnittelusta ja rakentamisesta aiheutuvat kustannukset, mutta käytön aikaisten kustannusten huomioiminen ja esimerkiksi liikenneonnettomuuksien jyvittäminen tierakenteen riskikustannuksiin on lähes mahdotonta.

Seuraava tutkimuskustannusten ohjelmointiin viitteessä /2/ esitetty malli on edelleen teoreettinen, mutta sisältää jo kaikki mallissa tarvittavat ainekset. Mallin kustannusfunktion mukaan kokonaiskustannukset C_T koostuvat rakennuskustannuksista C_C , sakkokustannuksista C_P ja tutkimuskustannuksista C_I .

$$C_T = C_C + C_P + C_I.$$

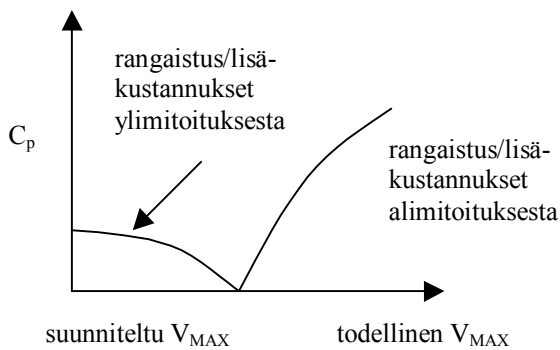
Viitteen /2/ esimerkissä käsiteltävän rakenteen suunnitteluperusteena on kuvattu käytettäväksi maastotutkimuksissa määritettyä maanjäristyksen aiheuttamaa maksimiheilahdusnopeutta, joka korreloi tiettyjen rakenteellisten vaurioiden kanssa (periaatteessa suunnitteluperuste voisi olla yhtä hyvin pohjamaan routanousu). Esimerkkitapauksessa rakennuskustannusten voidaan ajatella nousevan jatkuvasti sitä suuremmiksi, mitä suuremman heilahdusnopeuden rakenteen halutaan kestävän (kuva 10).



Kuva 10. Rakennuskustannukset C_c suunnitteluperusteena käytettävän heilahdusnopeuden maksimin V_{max} funktiona [2/].

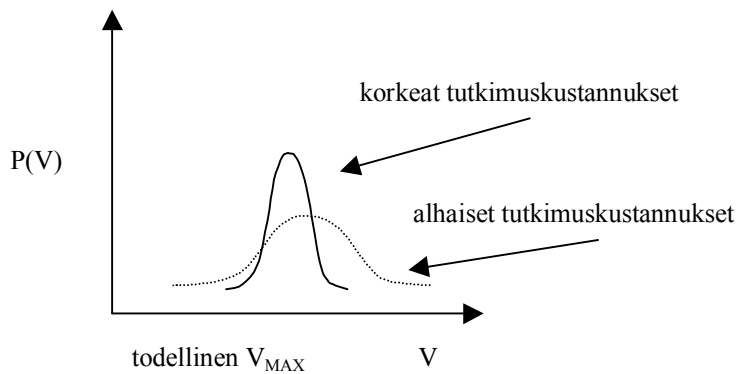
Mallin sakkokustannusfunktio on kaksiosainen (kuva 11). Ensimmäinen osa kuvaa niitä lisäkustannuksia, jotka syntyvät, jos pohjatutkimusten perusteella suunnitteluperusteeksi on valittu liian suuri maksimiheilahdusnopeuden arvo. Toinen osa puolestaan kuvaa niitä kustannuksia, jotka syntyvät rakenteen rikkoutuessa tai kärsiessä vahinkoja, jos tutkimusten perusteella on määritetty liian pieni maksimiheilahdusnopeuden arvo. Koska malli on yksinkertaistettu, siinä oletetaan, ettei vaurioita esiinny todellisen V_{MAX} -arvon jäädessä suunnitteluarvon alapuolelle ja toisaalta vaurioiden syntyvän aina, jos suunnitteluarvo ylitetään. Käytännössä näin ei välttämättä kuitenkaan ole.

Ylimitoituksesta aiheutuvat kustannukset ovat suhteellisen pieniä koko alueellaan ja alentuvat nollaan, kun lähestytään suunnittelun perusteeksi valittua arvoa. Alimitoituksesta aiheutuvat kustannukset lähtevät kasvamaan jyrkästi sitä enemmän, mitä enemmän suunnitteluperusteeksi valittu arvo ylitetään. Suunnitteluarvon ylityksen ollessa vähäinen, myös kustannukset ovat vähäisiä, esim. lähes kosmeettisesta korjauksesta johtuen. Alimitoituksen kasvaessa kustannukset saattavat alkaa sisältää rakenteen toimintamenetyksiä, henkilövahinkoja ja uudelleenrakentamista. Täydellistä analyysia varten on tarvitaan vastaavat funktiot useammille suunnitteluun käytettävän heilahdusnopeuden V_{MAX} -arvoille.



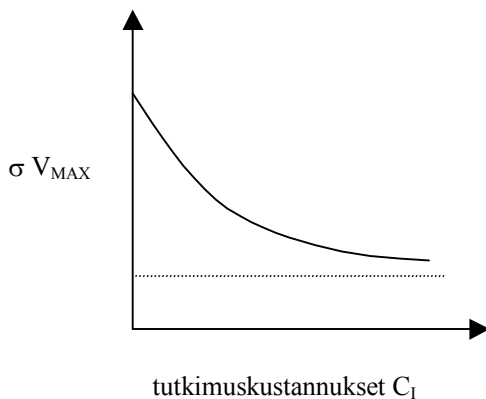
Kuva 11. Sakkokustannukset suunnitteluun valitun maksimi heilahdusnopeuden V_{MAX} funktiona [2/].

Suunnitteluarvon määrittämiseksi tehtävien tutkimusten tavoitteena on löytää "oikea" rakennuspaikan suunnitteluarvo. Kuvassa 12 on esitetty kaksi tiheysfunktioita, jotka kuvaavat rakennuspaikan "oikeaan" V_{MAX} -arvoon liittyvää epävarmuutta tutkimuksiin käytettävissä olevan rahamäärän funktiona. Jos oletetaan tutkimukset suoritetuksi oikein ja optimaalisina, saadaan suuremmilla tutkimuskustannuksilla pienennettyä epävarmuutta siitä, mitä rakennuspaikalla voi tapahtua.



Kuva 12. Todelliseen heilahdusnopeuden maksimiin V_{MAX} liittyvä epävarmuus /2/.

Kuvassa 13 on esitetty eräs mahdollinen heilahdusnopeuden maksimi-arvon hajonnan ja tutkimuskustannusten välinen riippuvuussuhde. Hajonta pienenee tutkimuskustannusten lisääntymisen myötä, mutta saavuttaa jossain vaiheessa tietyn raja-arvon (kuvan pisteiviiva), jota materiaalien epähomogeenisuudesta ja vaihtelusta johtuen ei voida alittaa.



Kuva 13. Todellisen heilahdusnopeuden määrittämiseen liittyvä hajonta tutkimuskustannusten funktiona /2/.

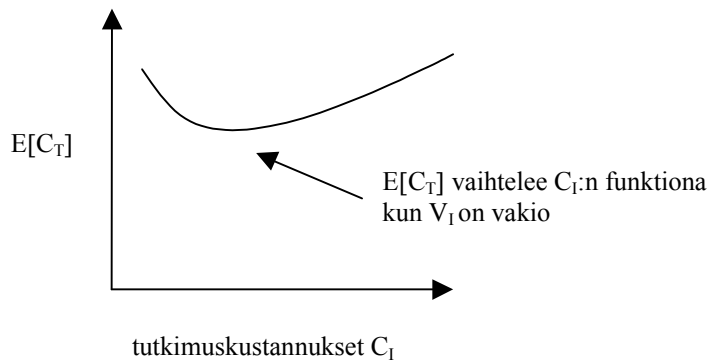
Paikan todellinen V_{MAX} -arvo on tuntematon, mutta tutkimuksilla on määritetty estimaatti todellisesta arvosta V_{MAX} . Tähän estimaattiin liittyvää varmuutta voidaan kuvata seuraavalla normaalijakautuman kaavalla, jossa termi $\sigma_V(C_i)$ muistuttaa V_{MAX} -arvon estimaatin olevan tutkimuskustannusten funktio.

$$P(V) = \frac{1}{\sqrt{2 * \pi * \sigma_V(C_I)}} \exp \left\{ -\frac{(V - V_I)^2}{2 * \sigma_V^2(C_I)} \right\}$$

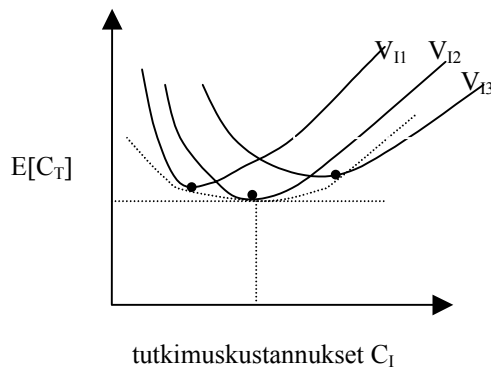
Tietyillä tutkimuskustannuksilla saadaan siis tuotettua tietty V_{MAX} -arvo, ja siitä aiheutuvat tietyt suunnittelukustannukset. Todellista V_{MAX} -arvoa ei kuitenkaan tunneta, mistä johtuen sakkokustannukset ovat satunnaismuuttujia. Odotettavissa olevat keskimääräiset kokonaiskustannukset voidaan tällöin kuitenkin arvioida laskemalla keskimääräiset sakkokustannukset kaikilla mahdollisilla V_{MAX} -arvoilla.

$$E[C_T] = C_C + \int_V C_P(V) P\{V; V_I, \sigma_V(C_I)\} dV + C_I$$

Jos V_I pidetään vakiona, kun C_I vaihtelee, saadaan kuvassa 14 esitetyn tyyppinen käyrä odotettavissa oleville kokonaiskustannuksille. Pienillä tutkimuskustannusten C_I -arvoilla odotettavissa olevat kustannukset ovat suuret valittuun heilahdusnopeuteen V_I liittyvästä hajonnasta johtuen. Tämän jälkeen käyrä laskee minimiin ja alkaa vähitellen nousta tutkimuskustannusten kasvattaessa kokonaiskustannuksia enemmän, kuin mitä epävarmuuden pienentämisestä saadaan hyötyä. Kun tarkastelu suoritetaan useammalla V_I -arvolla, saadaan lopulta muodostettua käyräparvi, jonka käyrien minimikohtien muodostaman verhokäyrän miniminä saadaan määritettyä optimaaliset tutkimuskustannukset (kuva 15).



Kuva 14. Odotettavissa olevat kokonaiskustannukset /2/.



Kuva 15. Optimaalisten tutkimuskustannusten määrittäminen /2/.

Käytännössä tutkimuskustannuksia hyvin harvoin optimoidaan edellä esitetyllä tavalla. Tavallisesti tutkimukset suoritetaan tietyn laajuisina, yleensä aikaisempaan kokemukseen perustuen. Tutkimuskustannusten ja tutkimuksilla saatavan lähtöaineiston laadun ja luotettavuuden välinen yhteys on kuitenkin syytä muistaa. Mitä pienemmäksi ei-toivotun tapahtuman todennäköisyys saadaan, sitä pienemmäksi muodostuu siitä riskikustannusten kautta aiheutuva lisä kokonaiskustannuksiin.

4 Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa

4.1 Riskitarkastelu stabiliteettilaskelmissa

Perinteisimmin tilastolliset tarkastelut on jo totuttu liittämään luiskien ja penkereiden stabiliteettitarkasteluihin. Stabiliteettia laskettaessa tutkitaan tavallisesti ns. vaarallimmalla liukupinnalla vaikuttavan leikkauslujuuden ja maan oman painon ja muiden

kuormitusten mobilisoiman leikkausjännityksen suhdetta. Suunnittelija tavoittelee rakennetta, joka kestää epäedullisimman kuormitustilanteen ja on tarkoituksenmukainen sekä taloudellinen. Sallittu leikkausjännitys määritetään redusoidulla pohjatutkimuksilla saatua leikkauslujuutta varmuuskertoimella, jonka otaksutaan peittävän tutkimustulosten määrästä, laadusta, tutkimusmenetelmistä, tulosten tulkinnasta, laskentamenetelmistä ja muista virhelähteistä johtuvat epävarmuustekijät. Varmuuskertoimen suuruus määritetään tavallisesti aikaisemman kokemuksen ja harkinnan mukaan, mikäli sen minimiarvolle ei säännöksissä ja ohjeissa ole asetettu rajoituksia /7/.

Ympyränmuotoista liukupintaa käytettäessä varmuuskerroin lasketaan ns. lyhyen ajan olosuhteissa kaavalla

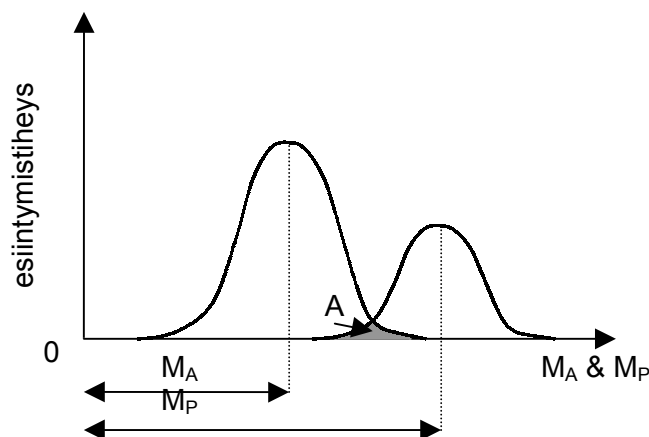
$$F = M_P / M_A$$

missä

M_P = liukuvan maamassan momentti ympyrän keskipisteen suhteen eli aktiivimomentti

M_A = liukupinnalla toimivan leikkausvoiman momentti ympyrän keskipisteen suhteen.

Varmuuskertoimen luotettavuuden eli varmuuskertoimeen liittyvän murtoriskin tilastollisen tarkastelun edellytyksenä on, että tunnetaan kummankin momentin jakautuma ja hajonta (kuva 16). Jos momenttien jakautuma ja hajonta tunnetaan, voidaan tilastolliseen varmuuskertoimeen $F = M_P / M_A$ liittyvä murtoriski (kuvassa 16 alue A) laskea.



Kuva 16. Aktiivi- ja passiivimomenttien hajonta /7/.

Tilastollinen varmuus ei merkitse ehdotonta varmuutta, vaan siihen liittyy aina pieni, hyväksytty riski. Hyväksyttävän riskin suuruus riippuu monista tekijöistä, kuten tutkimustulosten luotettavuudesta, rakenteen laajuudesta sekä vahingon luonteesta ja laajuudesta. Pohjasuhteiltaan homogeenisen luiskaosuuden tilastollisen varmuuden selvittämiseksi voidaan menetellä esim. siten, että kaikki ko. alueelta saatavissa olevat maan leikkauslujuuden ja tilavuuspainon arvot keskitetään yhteen poikkileikkaukseen ja tuloksia käsitellään otoksena äärettömän suuresta määrästä tutkimusmahdollisuuksia ko. leikkauksessa. Havainnot otaksutaan yleensä normaalisti jakautuneiksi tai logaritmisesti normaalisti jakautuneiksi /7/.

Viitteessä /7/ on johdettu tilastollisen varmuuskertoimen laskennassa tarvittavat kaavat lujuusominaisuuksiltaan anisotrooppisessa maapohjassa olevan luiskan tapauksessa. Maa on lujuusominaisuuksiltaan usein anisotrooppista, eli maan leikkauslujuus on eri-

lainen eri suuntaisilla leikkauspinoilla. Jos anisotrooppisen maan leikkauslujuus määritetään pelkästään tavanomaisen siipikairan (siiven korkeus/leveys $H/D=2$) avulla, on pystytason lujuus vallitseva. Kerrallisessa maassa tämä on yleensä maksimilujuus. Siipikairaustuloksiin perustuen vakavuusanalyysissä saadaan näin kerrallisessa maassa olevalle luiskaan varmuudesta liian edullinen kuva. Myöskään murtoriskiä ei voida laskea tässä tapauksessa pelkästään siipikairausten tulosten hajonnan perusteella, vaan anisotrooppisuus on otettava huomioon sekä leikkauslujuudessa että sen hajonnassa /7/. Lujuuksien ja hajontojen laskukaavojen johtoa ei ole esitetty tässä yhteydessä.

Normaalijakautuneen suureen tilastolliselle varmuuskertoimelle on saatu kaava /7/

$$\bar{F}_p = 1 + \lambda_p \sqrt{\frac{\sigma_{MP}^2 + \sigma_{MA}^2}{M_A}}$$

missä

σ_{MP}^2 = passiivimomentin keskipoikkeama
 σ_{MA}^2 = aktiivimomentin keskipoikkeama
 M_A = aktiivimomentti

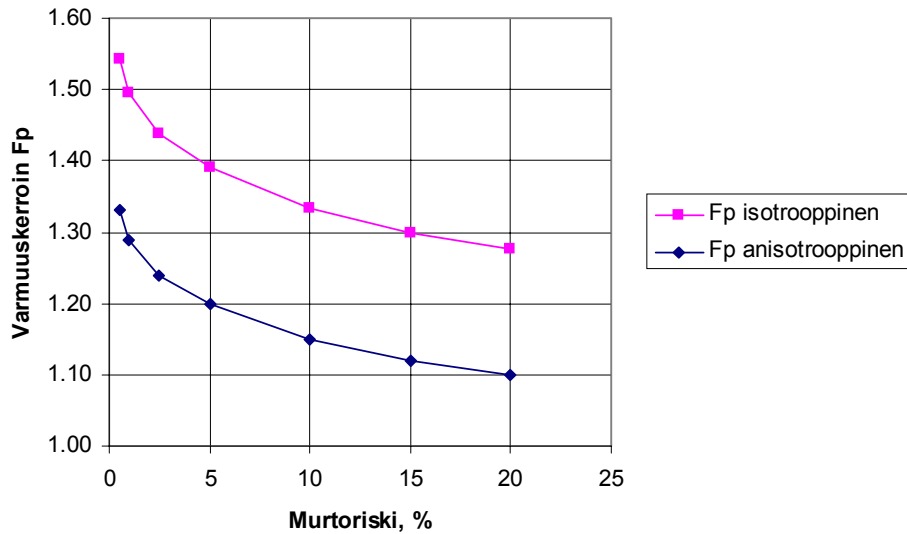
Kaavassa oleva kerroin λ_p määritetään normaalijakautuneen suureen tiheysfunktion taulukoista halutun riskiprosentin p kohdalla. Edellä esitetty yhtälön avulla voidaan siis

laskea varmuuskertoimen $\bar{F}$ arvo, kun todennäköisyys sille, että $\bar{F} \leq 1$, on p %. Mikäli havaintojen lukumäärä on vähäinen, voidaan λ_p sijasta käyttää t-jakautumaa noudattavan funktion kerrointa t_p , joka riippuu tällöin valitun riskiprosentin ohella havaintojen lukumäärästä.

Viitteessä /7/ on laskettu esimerkkiluiskaan tilastollisen varmuuskertoimen ja murtoriskin välinen vuorosuhde kerrallisessa maassa. Esimerkkiluiskalle saadut varmuuskertoimet maakerrosten anisotrooppisuus huomioonotettuna sekä vertailulaskelmiin perustuen likimääräisesti arvio myös siitä, mikä tavanomaisen siipikairauksen tulosten perusteella lasketun varmuuskertoimen tulisi olla, jotta murtoriski olisi sama kuin laskelmissa, jossa anisotropia on huomioitu, on esitetty taulukossa 1. Nämä arvot on esitetty myös kuvassa 17. Anisotrooppisessa tapauksessa on havaittavissa merkittävä riskin kasvu, kun varmuuskerroin laskee alle 1.3. Samaan murtoriskiin pääseminen edellyttää tavanomaisen siipikairauksen tapauksessa huomattavasti suurempaa varmuuskerrointa.

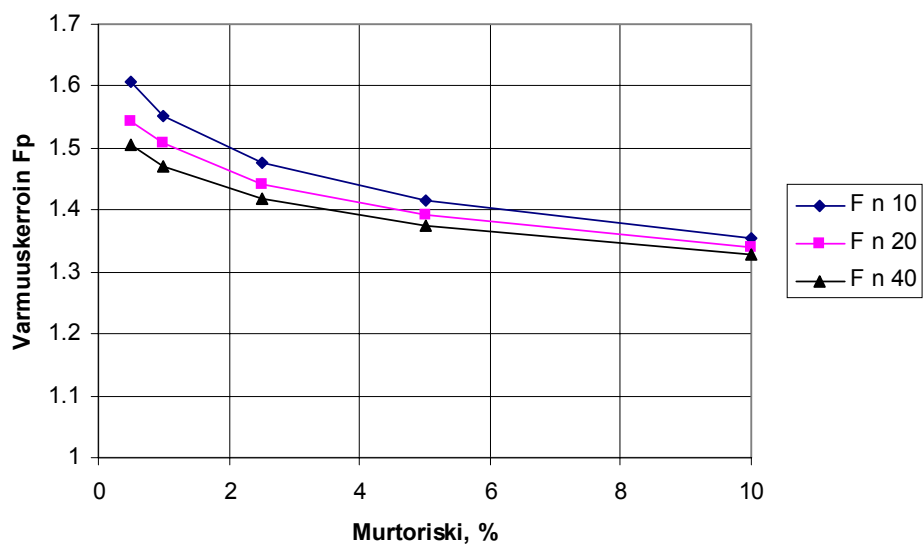
Taulukko 1. Murtoriskiä p (%) vastaavat varmuuskertoimet F_p /7/.

p (%)	0,5	1	2,5	5	10	15	20
t_p	2,845	2,582	2,086	1,725	1,325	1,064	0,86
F_p anisotr.	1,33	1,29	1,24	1,20	1,15	1,12	1,10
F_p isotroop.	1,54	1,50	1,44	1,39	1,33	1,30	1,28



Kuva 17. Esimerkki tilastollisen varmuuskertoimen ja murtoriskin välisestä vuorosuhteesta kerrallisessa maassa tavanomaisen siipikairauksen ($H/D=2$) perustella. Murtoriskin laskennassa on anisotrooppisuus otettu huomioon /7/.

Mikäli oletetaan, että tutkimusten lisäämisellä voidaan tutkimustulosten hajontaa pienentää (jolloin myös n kasvaa t -jakautumaa käytettäessä), alentaa tutkimusten lisääminen riskiä samalla varmuuskerrointasolla tai pienentää vaadittavaa varmuuskerrointa samalla riskitasolla, eli riskiprosentti-varmuuskerroin –käyrä siirtyy alemmas. Vähemmällä tutkimuksilla käyrä on luonnollisesti ylempänä, jos hajonta on suurempi. Kuvassa 18 on havainnollistettu tämän vaikutusta varmuuskertoimeen, kun hajontojen suuruuksien on oletettu pienentyneen 10 % näytemäärän kasvaessa kaksinkertaiseksi tai suurentuneen vastaavasti näytemäärän puolittuessa. Kuvasta voidaan havaita, että oletuksen mukaisilla hajontojen muutoksilla näytemäärän kasvattamisesta saatava hyöty on sitä suurempi, mitä pienempi murtoriski sallitaan. Jos sallitaan suuri riski, näytemäärän vaikutus on vähäisempi.

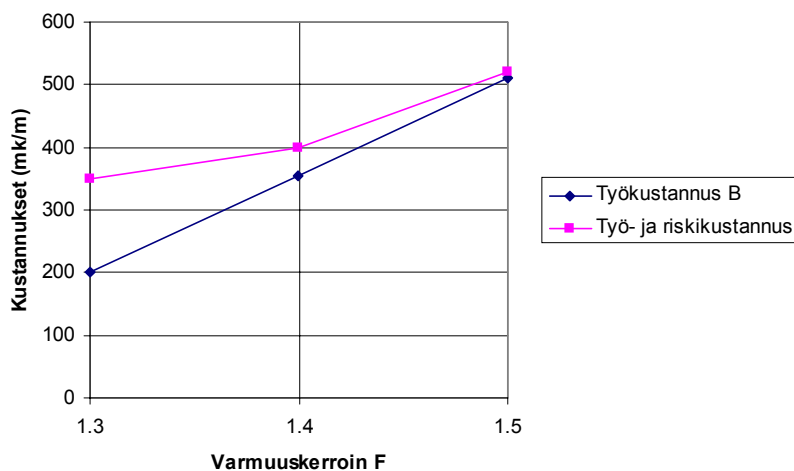
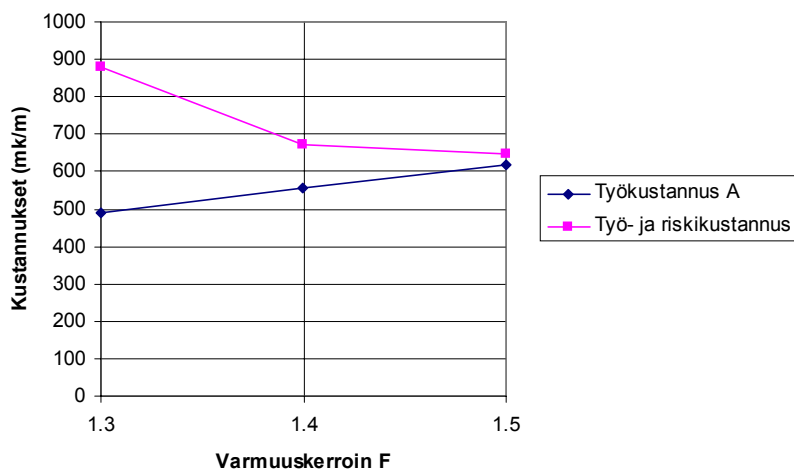


Kuva 18. Hajonnan vaihtelun ($\pm 10\%$) ja näytemäärän vaikutus riskin suuruuteen.

Varmuuskertoimen taloudellinen optimiarvo

Varmuuskertoimeen liittyvää tunnettua murtoriskiä voidaan käyttää hyväksi kun arvioidaan varmuuskertoimen taloudelliselta optimiarvoa [7]. Kokonaiskustannukset saadaan siten, että eri varmuuskertoimia vastaavien poikkileikkausten työkustannuksiin lisätään kuhunkin varmuuskertoimeen liittyvän riskin suuruinen osuus mahdollisen sortuman aiheuttamista vahingoista ja niiden korjauskustannuksista. Etenkin stabiliteettiin liittyvien riskitarkastelujen osalta tulee muistaa myös muiden vahinkojen, etenkin henkilövahinkojen mahdollisuus. Näiden mahdollisia vaikutuksia ei kuitenkaan tässä yhteydessä ole otettu mukaan.

Eri varmuuskertoimia vastaavia kokonaiskustannuksia voidaan verrata toisiinsa. Kuvassa 19 on esitetty varmuuskertoimen taloudellisen optimiarvon määrittäminen kahdelle poikkileikkaukselle. Kuvan 17 mukaan (isotrooppinen tarkastelu) tapauksessa varmuuskertoimeen liittyvä murtoriski on varmuuskertoimen arvoja 1.3, 1.4 ja 1.5 vastaten 15 %, 4.5 % ja 1 %. Esitetyistä varmuuskertoimen arvoista edullisin on A-tapauksessa 1.5 ja B-tapauksessa 1.3, eron johtuessa pääosin tapauksessa A käytetyn vahvistusmenetelmän korkeammista kustannuksista. Tapaus B puolestaan osoittaa, että taloudellisesti edullisimpaan varmuuskertoimeen voi liittyä huomattavan suuri murtoriski, joka tässä (työn aikaisessa / lyhytaikaisessa) tapauksessa on ollut 15 % (yhdessä rakenteessa seitsemästä varmuuskerroin voi olla $F < 1$).



Kuva 19. Kokonaiskustannukset varmuuskertoimen suhteen kahdessa eri tapauksessa (A ja B) [7].

Riskitarkastelu c- ϕ -menetelmässä

c- ϕ -menetelmässä tilastollisen varmuuskertoimen laskenta on edellä esitettyä monimutkaisempaa, koska maan leikkauslujuus ja maan oman painon ja mahdollisten lisäkuormitusten johdosta mobilisoituva leikkausjännitys riippuvat osittain samoista muuttujista, eivätkä näin ole täysin riippumattomia toisistaan. Maan leikkauslujuus riippuu koheesiosta, kitkakulmasta, tilavuuspainosta ja vallitsevasta huokosvedenpaineesta. Luiskaa kaatamaan pyrkivät voimat riippuvat maan tilavuuspainosta ja muista kuormituksista. Maan koheesio ja kitkakulma riippuvat osittain myös samoista tekijöistä /7/.

Yksinkertaisimmin varmuuskertoimen luotettavuutta voidaan arvioida suorittamalla vakavuuslaskelmia kaikilla tai satunnaisesti valituilla muuttujien arvojen yhdistelmillä ja tutkimalla saatujen varmuuskertoimien jakautumaa. Laskettavien tapausten lukumäärän tulee olla suuruusluokkaa $10/(p/100)$, kun murtoriski on $p\%$ /7/.

Vakavuustarkasteluun soveltuvat ohjelmistot

Käytännössä ainakin luiskan pitkänajan vakavuuteen liittyvät riskitarkastelut edellyttävät tietokoneohjelmien käyttöä helposti hyvinkin suureksi muodostuvien laskentamäärien johdosta (jos $p = 5\%$, laskettavien tapausten määrä = 200). Joissain vakavuuslaskentaohjelmissa tällaiseen tarkasteluun soveltuvat työkalut ovat jo valmiina, kuten ainakin GEO-SLOPE:n SLOPE/W -ohjelmassa /6/.

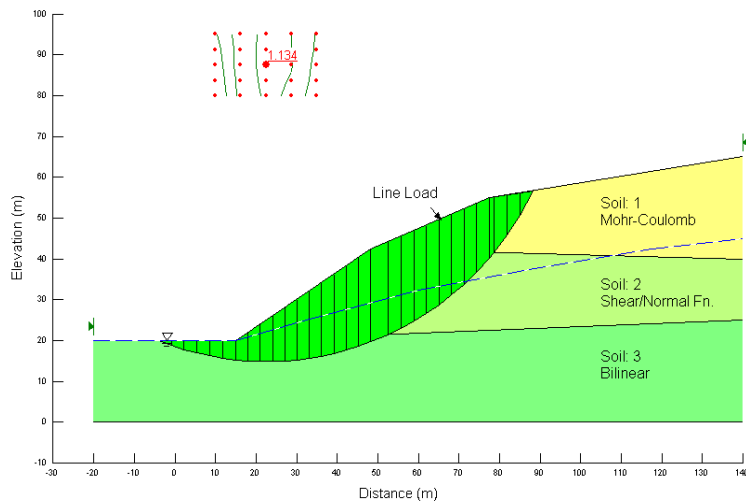
Toisena mahdollisuutena on laatia itse ongelman tarkasteluun liittyvä excel -pohjainen ohjelma (tai muu soveltuva taulukkolaskentaohjelma) ja käyttää tätä yhdessä excel -ohjelman kanssa toimivan riskitarkasteluun soveltuvan ohjelmapaketin kanssa. Riskitarkastelu suoritetaan (yleensä) vaarallisimmalla liukupinnalla, joten ohjelman ei tarvitse olla välttämättä ollen täydellinen luiskan / liukupinnan analysointiohjelma. Yksinkertaisimmissa tapauksissa riittää, että liukupinnan momenttien arvot määritetään tarvittavien muuttujien funktiona. Muuttujien hajonnat / jakautumat on luonnollisesti tässäkin tapauksessa tunnettava. Tähän tarkoitukseen soveltuva ohjelmapaketti on mm. Palisaden @Risk -ohjelma /5/.

Stabiiliteettitarkastelu GEO-SLOPE:n SLOPE/W Version 4 ohjelmalla

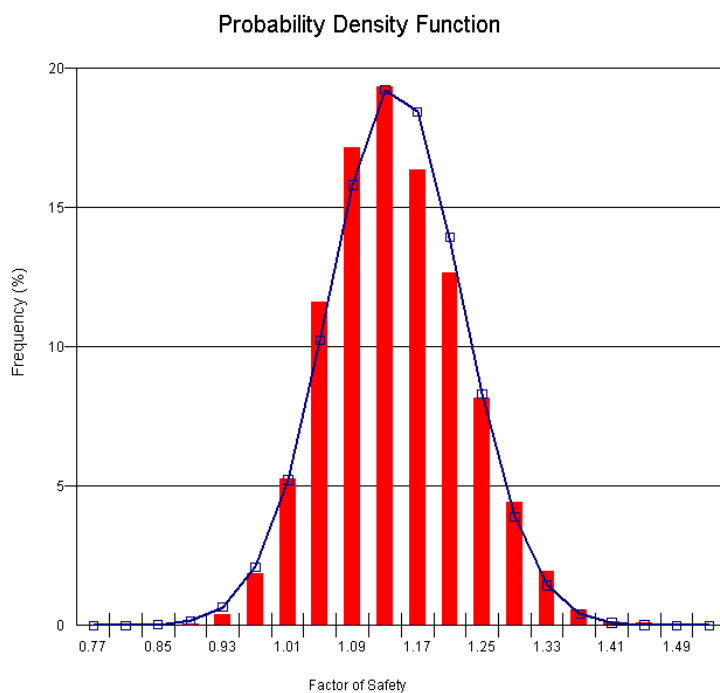
Luiskan tilastollisen varmuuskertoimen laskentamahdollisuus on sisällytetty GEO-SLOPE:n stabiiliteetin laskentaohjelmaan SLOPE/W /6/. Tässä ohjelmassa voidaan eri muotoisia liukupintoja ja eri menetelmiä (mm. Bishop, Spencer, Morgenstern-Price) käyttäen laskea luiskan tilastollinen varmuus. Laskennassa tarvittavista parametreista annetaan lähtötietoina keskiarvot ja keskihajonnat. Laajimmillaan lujuusominaisuuksista voidaan antaa kitkakulma ja koheesio ja näiden välinen korrelaatio. Muista tarvittavista parametreista niiden vaihtelua voidaan sisällyttää myös tilavuuspainoon, huokospaineeseen (pohjavedenpinnan asemaan) ja kuormaan (esimerkiksi viivakuormaan ja seismiseen kuormitukseen). Riskitarkastelussa parametrin lähtöarvo edustaa sen keskiarvoa ja jakautuminen otaksutaan normaalijakautumaksi, jolla on siis tunnettu keskihajonta.

Tilastollisen varmuuskertoimen laskentamenettely ohjelmassa pohjautuu Monte Carlo -menetelmään. Tässä menetelmässä parametreille esitettyjen jakautumien mukaan jakautumista arvotaan satunnaisesti kussakin laskennassa käytettyjen parametrien arvot. Kun laskentoja suoritetaan riittävästi, voidaan määrittää varmuuskertoimen jakautuma. Tarkastelun tulokset voidaan esittää tiheysfunktiona tai todennäköisyysjakautumafunktiona. Jakautumafunktiosta voidaan suoraan määrittää luiskan sortumiseen liittyvä riski. Vaihtelemalla eri tekijöiden hajontaa voidaan myös arvioida näiden tekijöiden vaikutusta sortumarisktiin.

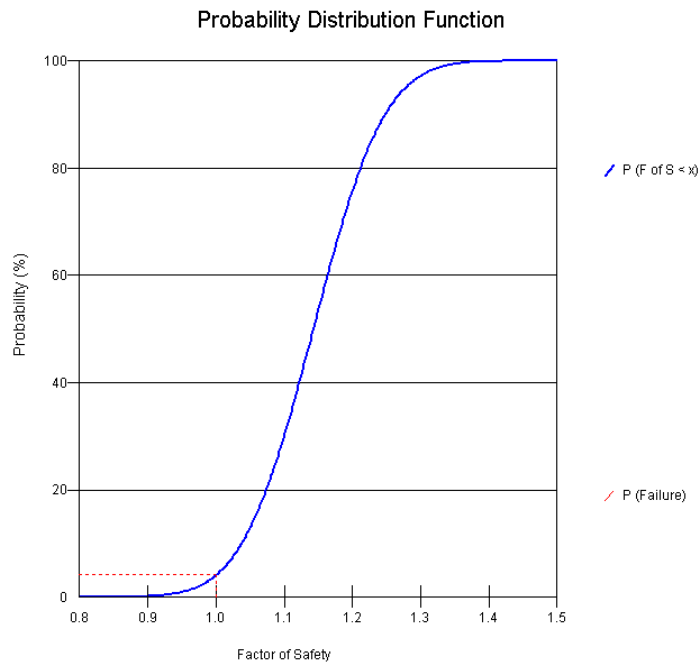
Kuvassa 20 on esitetty esimerkkinä SLOPE/W -ohjelmalla suoritettuun varmuuskertoimen riskitarkasteluun liittyvän esimerkin geometria ja liukupinnalle saatu varmuuskertoimen ($F=1.134$). Simuloinnissa varmuuskertoimelle saatu jakautuma histogrammina on esitetty kuvassa 21 ja kumulatiivisena funktiona kuvassa 22. Kuvasta 22 voidaan havaita murtoriskin olevan suuruusluokkaa 4 %.



Kuva 20. Liukupinnan varmuuskertoimen määrittäminen SLOPE/W -ohjelmalla /6/.



Kuva 21. Esimerkin varmuuskertoimen todennäköisyysfunktio /6/.



Kuva 22. Esimerkin varmuuskertoimen todennäköisyysjakautumafunktio /6/.

@RISK -ohjelma

@RISK on Microsoft Excel® tai Lotus® 1-2-3 taulukkolaskentaohjelmiin liitettävä riskianalyysi- ja simulointiohjelma /5/. Ohjelma liittyy taulukkolaskentaohjelmaan samanlaisina työkaluina ja funktioina kuin taulukkolaskentaohjelmissa jo olevat työkalut ja funktiot.

Taulukkolaskentaohjelmaa käytetään riskitarkasteluohjelman käyttöönoton jälkeen tavalliseen tapaan. Jos halutaan esimerkiksi arvioida lähtöarvojen vaihtelun vaikutusta kahden muuttujan funktiossa, kummankin muuttujan lähtöarvo annetaan tavalliseen tapaan omissa soluissaan ja kolmanteen soluun kirjoitetaan haluttu funktio. Epävarmuutta sisältäviin lähtöarvoihin määritetään tämän jälkeen @RISK -ohjelman mukaiset funktiot, jotka kuvaavat arvojen vaihtelualueita ja alkuperäisen tuloksen sisältävään soluun funktio, joka määrittää sen halutuksi tulosjakautumaksi. Lähtöarvo- ja tulossoiluissa näkyvät ulospäin edelleen alkuperäiset lähtöarvot ja tulos. Solun editointitilassa näkyvät käytetyt mahdolliset @Risk-ohjelman ja taulukkolaskentaohjelman funktiot. Lähtötietojen jakautumaa on mahdollista kuvata 37:lla eri todennäköisyysjakautumalla. Lähtötietojen jakautumien tunteminen on siis välttämätöntä, mutta ohjelmalla voidaan suorittaa myös jakautuman sovittaminen havaintoaineistoon. Kolmiomallisen jakautuman käyttö mahdollistaa kuitenkin myös sellaisten lähtöarvojen käsittelyn, joiden jakautumaa ei tarkalleen tunneta, mutta jonka todennäköisin arvo sekä minimi- ja maksimi-arvot voidaan otaksua.

Ongelman määrittelyn jälkeen käynnistetään simulointi. @RISK-ohjelma laskee taulukkosivun aina uudelleen niin monta kertaa, kuin simulointikierron määräksi on asetettu. Kullakin simulointikierroksella lähtöarvot valitaan satunnaisesti lähtösoluissa määritettyjen funktioiden mukaisesti. @RISK -ohjelmassa voidaan käyttää edellä mainittua Monte Carlo -menetelmää parametrien arvojen näytteenottoon tai Monte Carlo -menetelmän tyypistä näytteenottomenetelmää (Latin Hypercube Sampling). Monte Carlo -menetelmällä otetut näytteet voivat pienillä näytemäärillä keskittyä jakautuman keskelle. Jälkimmäisessä menetelmässä suureen todennäköisyysjakautuma jaetaan väleihin, joista näytteenotto suoritetaan ilman takaisinpanoa laskentaparametrien valinnassa. Menetelmällä on esitetty saatavan tietyissä suhteissa aineistoa paremmin

kuvaavia lähtöarvoja. Osoittamalla kumulatiivinen todennäköisyysjakautuma ja pakottamalla näytteenotto eri alueille varmistetaan paremmin parametrien satunnaisuus ja ei-toivotut korrelaatiot sekä niiden riippumattomuus. Toisistaan selvästi riippuville muuttujille on mahdollista määrittää korrelaatiotaulukot.

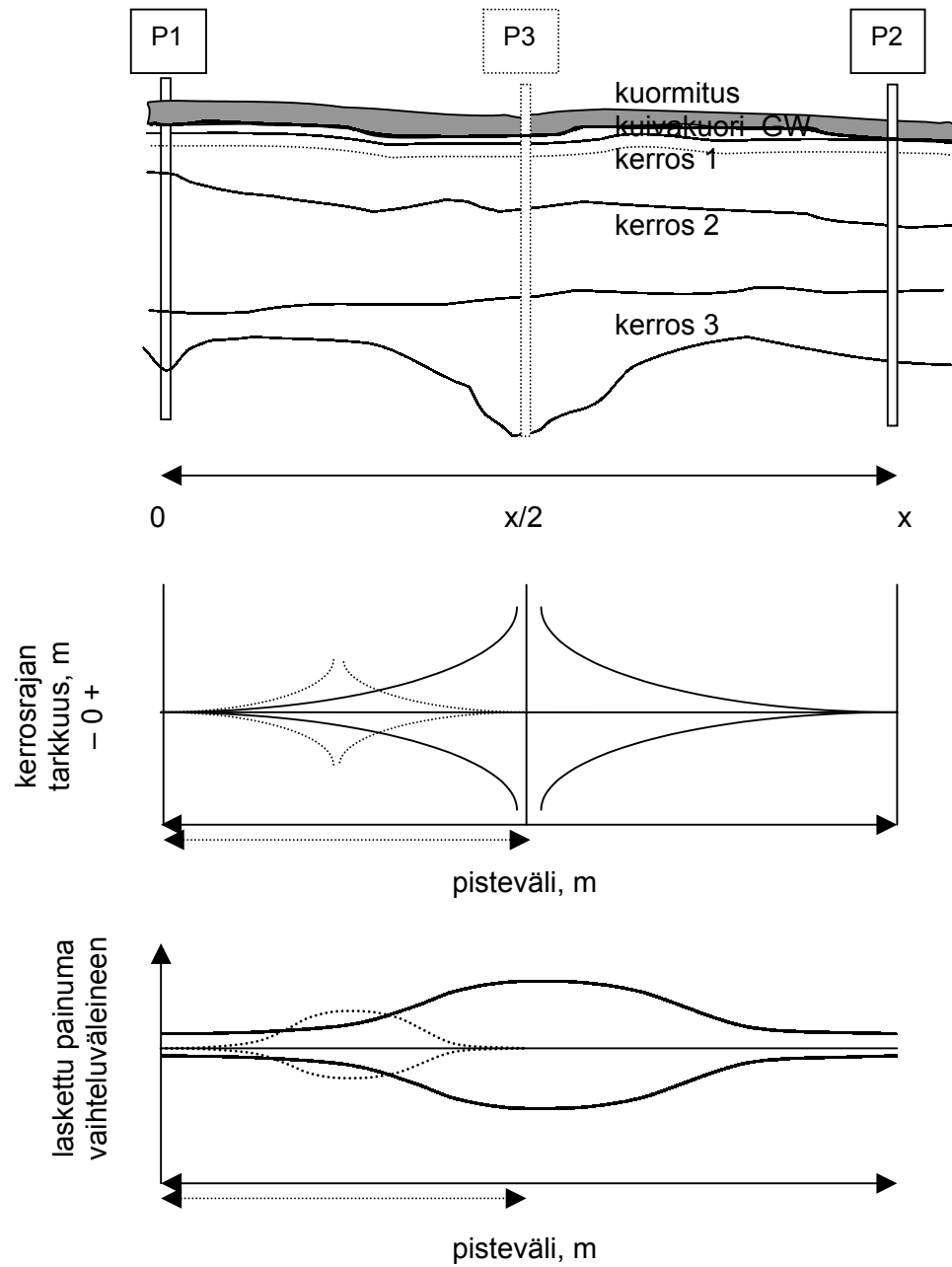
Se kuinka kauan laskentaa jatketaan (simulointikierrosten määrä), riippuu tarkasteltavasta tapauksesta ja muuttujien lukumäärästä. Laskentaa tulee kuitenkin jatkaa niin kauan, että poikkeamat eri simulointikierrosten välillä eivät enää aiheuta merkittäviä muutoksia tuloksissa. Simuloinnin jälkeen tuloksina voidaan tarkastella sekä lähtötietojen että tulosten jakautumia ja todennäköisyyksiä numeromuodossa tai graafisina kuvaajina. Ohjelmalla voidaan suorittaa myös herkkyyssanalyysijä tuloksiin eniten vaikuttavien tekijöiden määrittämiseksi. Esimerkkejä ohjelman käytöstä on esitetty jälenpänä painuma- ja routamitoituksen riskitarkastelujen yhteydessä.

4.2 Painumalaskennan riskitarkastelu

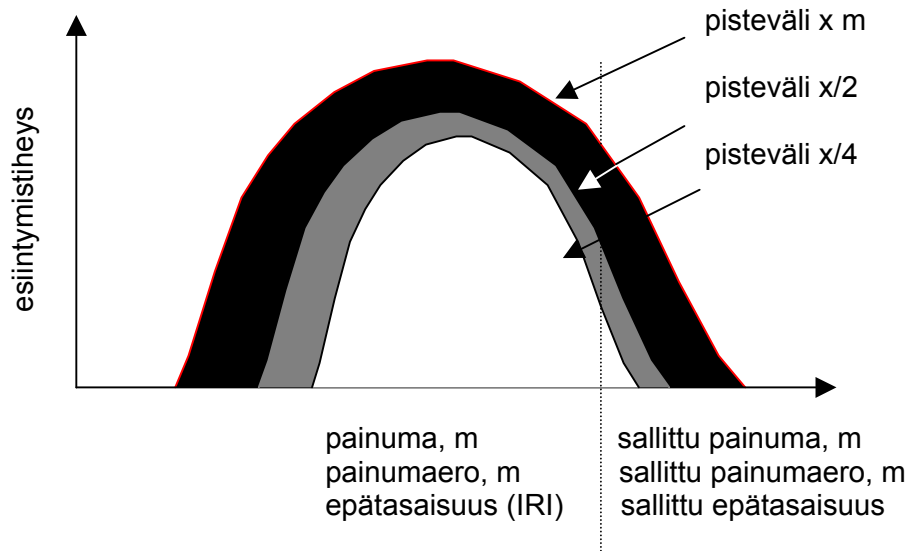
Tie- tai maarakenteen lasketun painuman hajonnan suuruuteen vaikuttaa luonnollisesti maakerroksilla laskennassa käytettyjen parametrien (tilavuuspaino, painumaparametrit m_1 , β_1 , m_2 , β_2 , konsolidaatitila σ_c) hajonta. Hajonnan suuruuden kohdekohtaiseksi arvioimiseksi tulisi siten olla käytettävissä useampia painumaparametrimääriä samasta kokoonpuristuvasta kerroksesta.

Painuvien kerrosten painumaominaisuuksien tunteminen on luonnollisesti tärkeintä painuman suuruuden määrittämisessä. Erityisesti tielinjan painumaa tarkasteltaessa painuman suuruuteen ja hajontaan vaikuttavat kuitenkin hyvin merkittävästi myös kuormituksessa esiintyvät vaihtelut ja suhteellisen homogeenistenkin maakerrosten tapauksessa kerrospaksuuksissa esiintyvät vaihtelut sekä pohjavedenpinnan aseman mahdollinen vaihtelu. Tietyssä tarkastelupisteessä painumalle laskettu arvo mahdollisine vaihtelurajoineen pätee vain pisteen lähiympäristössä. Tarkastelupisteestä etäännyttäessä kerrosrajojen sijainti, johon tässä luetaan myös pohjavedenpinnan sijainti, voi muuttua. Periaatteessa kerrosrajojen toistuvuudelle ja painumaparametrien edustavuudelle olisi mahdollista määrittää autokorrelaatiofunktioita käyttäen jonkinasteisia aluekohtaisia riippuvuussuhteita (esim. pohjasuhteiden erot Etelä-Suomessa, Pohjanmaalla tai Savossa), joiden perusteella kairaus- ja näytteenottopisteiden sijoittamistiheys kerrosrajojen ja painumaominaisuuksien määrittäystä (näytteenoton suhteen myös syvyysuunnassa) varten olisi määritettävissä. Kerrosrajojen määrittämisessä käytettyjen kairauspisteiden välisen välimatkan vaikutusta painuman suuruuteen on havainnollistettu kuvassa 23.

Kuvassa 24 on havainnollistettu kerrosrajojen määrittämisspisteiden välimatkan pienentämisen vaikutusta pisteiden välille laskettuun painuman, painumaeron tai painumaepätasaisuuden hajonnan suuruuteen. Painuman, painumaeron tai painumaepätasaisuuden absoluuttista arvoa ei pisteväliä tihentämällä luonnollisestikaan saada pienennettyä rajattomasti.



Kuva 23. Kerrosrajojen määrittystarkkuuden vaikutus painuman hajonnan suuruuteen. Kerrosrajat tunnetaan tarkasti vain määrittyspisteissään P1 ja P2. Yhtenäinen viiva kerrosrajan tarkkuudessa ja lasketun painuman vaihteluväleissä edustaa tapausta, jossa pistettä P3 ei ole käytössä; pisteviiva pisteiden P1 ja P3 välillä taas tapausta, jossa pisteen P3 informaatio on käytettävissä.



Kuva 24. Painuman, painumaeron ja painumaepätasaisuuden jakautumat kerrosrajojen määrittämissä välimatkojen pienetessä. Periaatekuva.

Kerrosrajojen määrittämissä välimatkojen vaikutusta on havainnollistettu seuraavassa esimerkkilaskelmassa. Esimerkissä on laskettu taulukon 2 pohjasuhteisiin perustettavan tien odotettavissa olevien painumaerojen jakautuma, kun pohjatutkimuspisteiden väli on vaihtoehtoisesti 10, 20, 50 tai 100 m. Kerrosrajojen määrittämissä välimatkojen pohjatutkimuspisteiden puolivälissä on oletettu vaihtelevan välillä ± 0.2 m, kun pisteväli on 10 m ja määrittämissä välimatkojen heikentyvän välillä ± 0.95 m, kun pisteväli kasvaa 100 metriin. Kerrosrajojen tasojen vaihteluvälit tutkimuspisteiden välistä riippuen on esitetty taulukossa 3. Pohjavedenpinta on oletettu aina kuivakuoren alapinnan tasoon (eli kuivakuoren paksuuden vaihdeltaessa vedenpinnan asemakin vaihtuu). Painumaa aiheuttava kuormituksena on 8 m levyinen tiepenger ($h=1.25$ m, $\gamma=20$ kN/m³). Olettamalla maapohja normaalikonsolidoituneeksi saadaan näillä kuormitustiedoilla ja taulukon 2 arvoilla tavanomaisilla painumalaskentaohjelmilla painumaksi n. 540 mm.

Painumatarkastelua varten tehtiin yksinkertainen tangenttimoduulimenetelmään ja Boussinesqin jännitysjakautumaan perustuva excel -pohjainen kokonaispainuman laskentaproseduuri, johon sisällytettiin @Risk -ohjelmamoduuli kerrosrajojen vaihteluvälien huomioimiseksi. Kuivakuori oletettiin tarkastelussa kokoonpuristumattomaksi ja maakerrokset normaalisti konsolidoituneeksi. Kerrosrajojen jakautuma annettiin kolmiomallisenä minimi- ja maksimiarvoineen, ts. kerrosrajan ollessa tasolla -3.5 m ja vaihtelun ollessa ± 0.6 m, kerrosraja oli ylimmillään tasolla -2.9 m ja alimmillaan tasolla -4.1 m.

Tällä ohjelmalla laskettiin painuman arvot eri kerrosrajojen määrittämissä välimatkojen vaihteluväleistä riippuvien kerrospaksuuksien vaihteluvälejä käyttäen. Eri kerrospaksuuksien vaihteluväleillä lasketut painuman vaihteluvälit on esitetty taulukossa 3. Eri kerrosrajojen vaihteluväleille määritettiin myös painuman 90 % luottamusväli. Luottamusvälin ylä- ja alarajan arvot on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 2. Esimerkkilaskelmassa käytetyn maapohjan kuvaus.

Kerros	γ , kN/m ³	m	β	Ylä- ja alapinnan tasot	Kerrospaksuus, m (normaalitapauksessa)
Kuivakuori	18.00	-	-	0...-1	1.0
Kerros 1	15.75	8.5	-0.425	-1...-3.5	2.5
Kerros 2	15.16	7.5	-0.425	-3.5...-6.0	2.5
Kerros 3	18.00	13.5	-0.150	-6.0...-9.0	3.0

Taulukko 3. Kerrosrajan vaihteluvälit (valitut arvot) eri etäisyyksillä kairauspisteestä ja näitä vastaavat painumien vaihteluväli.

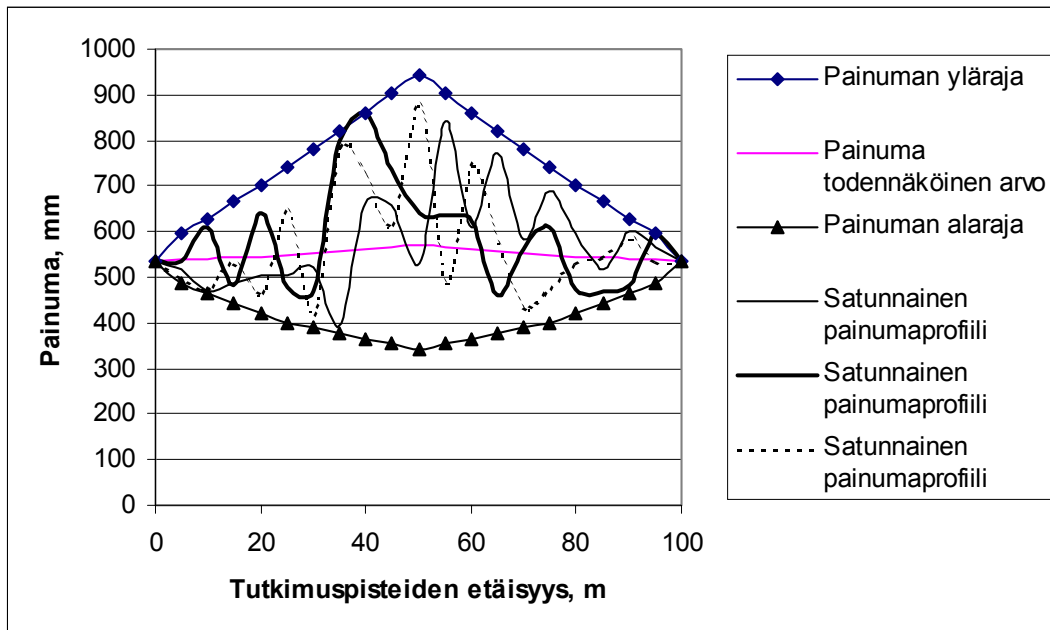
Kairauspisteiden välimatka, m	Etäisyys kairauspisteestä, m	Kerrosrajojen vaihteluväli, m	Laskettu painuman vaihteluväli, mm
0	0	0	537
10	5	± 0.2	465 - 629
20	10	± 0.3	433 - 672
50	25	± 0.5	355 - 899
100	50	± 0.95	273 - 1292

Taulukko 4. Painuman jakautumat eri tutkimuspistevälillä.

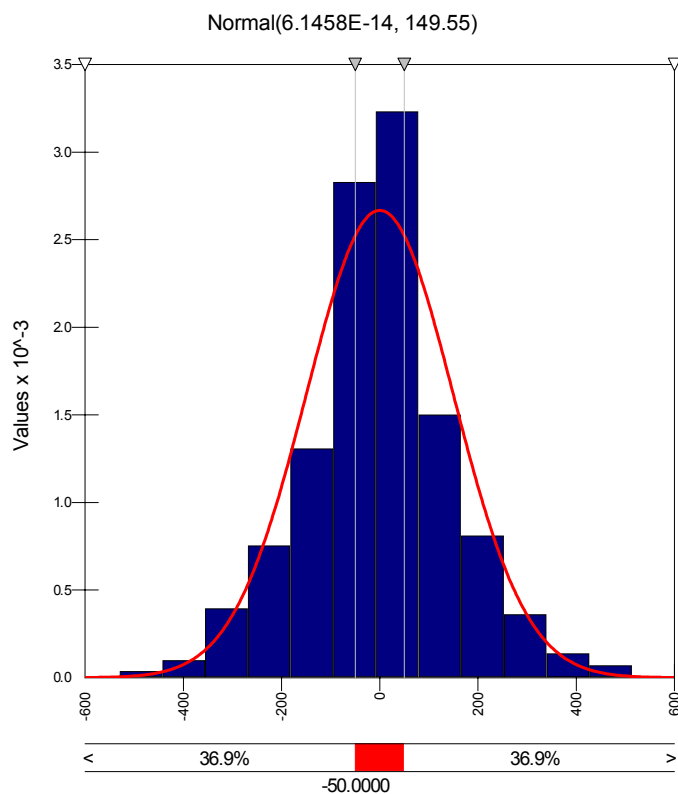
Kairauspisteiden välimatka, m	Painuman keskiarvo, mm	Painumaraja painumia < 5 %	Painumaraja painumia > 95 %
10	538	485	595
20	539	464	629
50	549	401	741
100	571	342	942

Painuman 90 % vaihteluvälejä käyttäen laskettiin kullekin kerrosrajojen määrittämisspistevälille satunnaisia painumaprofiileja, joissa painumat olivat etäisyyksittäin annettujen painumarajojen välissä (ts. pistevälin ollessa 100 m, painuma vaihtelee suurimmillaan 50 m kohdalla välillä 34...94 cm, 25 m kohdalla 40...74 cm jne.). Kuvassa 25 on esitetty nämä vaihteluvälit sekä muutama satunnaisesti valittu painumaprofiili tutkimuspisteiden etäisyyden ollessa 100 m.

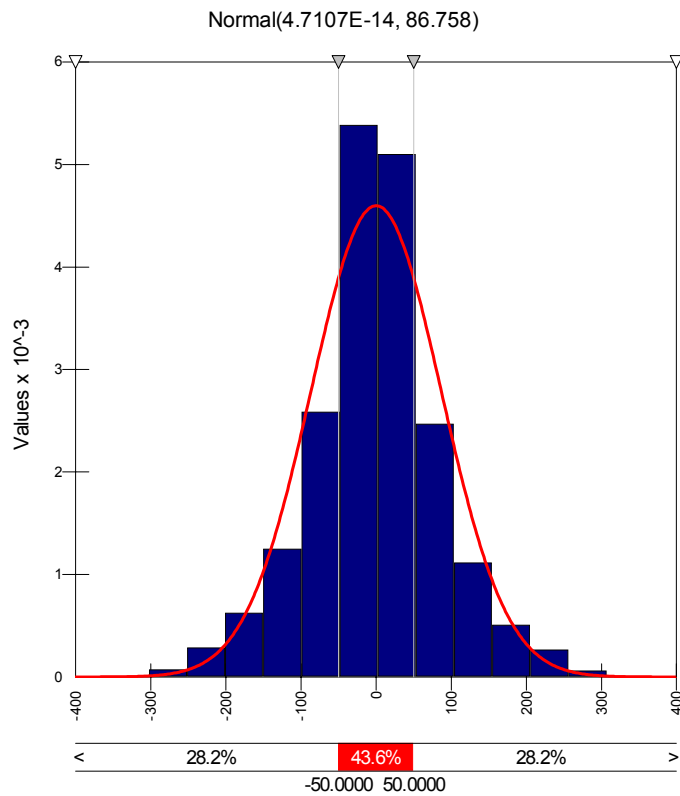
Satunnaisesti valituista painumaprofiileista puolestaan laskettiin painumaerot 5 m välein. Näiden painumaerojen jakautumat ja niihin sovitettut normaalijakautumat on esitetty kuvissa 26...29. Kuvista on havaittavissa, että 100 m pistevälillä suurin osa painumaeroista on suurempia kuin 50 mm. Vielä 50 m:n pistevälilläkin yli puolet painumaeroista on 50 mm:ä suurempia. Sen sijaan 20 m:n pistevälillä painumaeroista yli 70 % on jo 50 mm:ä pienempiä. Pistevälin pienentäminen 10 m:iin ei kuitenkaan enää merkittävästi paranna tilannetta.



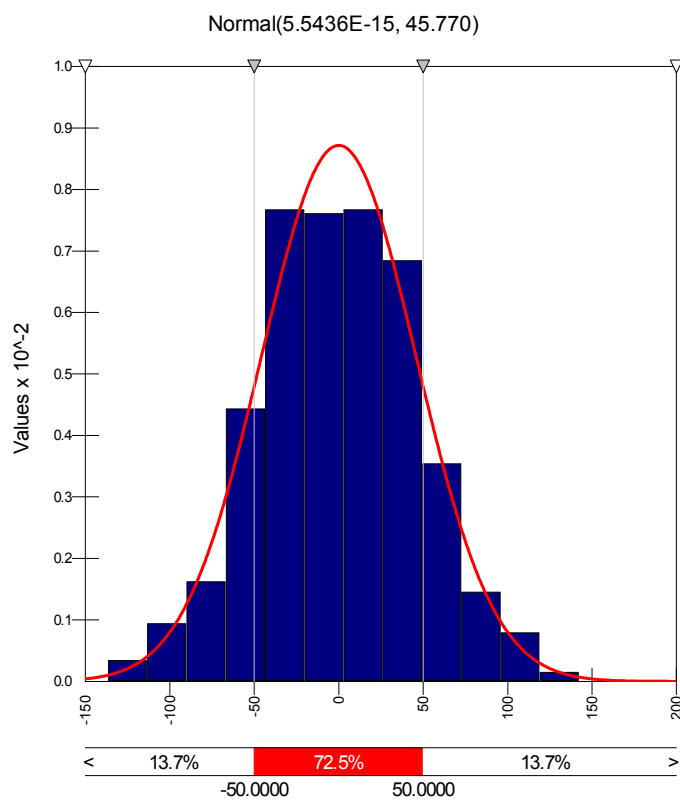
Kuva 25. Lasketun painuman suuruuden vaihteluväli (90%) esimerkkitapauksessa, kun tutkimuspisteiden etäisyys on 100 m ja kerrosrajojen määritystarkkuus riippuu etäisyydestä tutkimuspisteeseen taulukon 3 mukaisesti (väliarvot interpoloitu). Kuvassa on lisäksi esitetty muutamia satunnaisia painumaprofiileja.



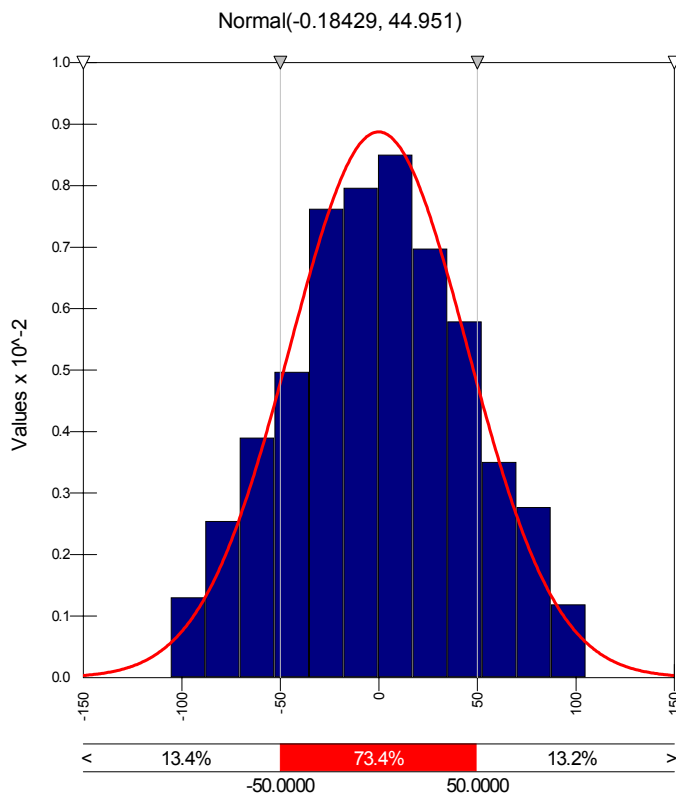
Kuva 26. Painumaerajakautuma kerrosrajojen määritysvälin ollessa 100 m.



Kuva 27. Painumaerajakautuma kerrosrajojen määrittysvälin ollessa 50 m.



Kuva 28. Painumaerajakautuma kerrosrajojen määrittysvälin ollessa 20 m.



Kuva 29. Painumaerorjakautuma kerrosrajojen määrittämisvälin ollessa 10 m.

Esimerkki on liian "kovakourainen" kuvaamaan todellisuutta, koska kerrosrajat ja painumat eivät todellisuudessa täysin satunnaisesti vaihtelee 5 m:n väleillä. Tässä tarkastelussa vaihtelu on kuitenkin huomioitu ainoastaan kerrospaksuuksissa ja pohjavedenpinnan asemassa. Käytännössä tielinjalla huomattavaa vaihtelua jo tämän suuruusella välimatkalla voi esiintyä myös painumaominaisuuksien ja etenkin kuormituksen suhteen. Menettely on siten suuntaa antava ja osoittaa, että harvaa tutkimuspisteväliä käytettäessä riski etenkin painumaepätasaisuuden osalta on suuri. Saatu tulos vastaa kuitenkin melko hyvin myös (todennäköisesti kokemuksesta muodostunutta) nykykäytäntöä, jonka mukaan kerrosrajat on määritettävä yleensä 20 m:n välein.

TPPT-suunnittelujärjestelmässä käytetään painumaominaisuuksien määrittämenetelmää, joka perustuu sähköisellä vastusluotauksella maapohjasta luotavaan jatkuvaan vesipitoisuusvaruuteen ja painumalaskennan osalta laskentamenetelmää, joka hyödyntää tällaisessa muodossa olevaa lähtötietoa. Ns. pikselimalliin perustuva painuman laskentaohjelma mahdollistaa painuman laskennan niin tiheällä jaotuksella, että painuman vaikutukset tien tasaisuuteen voidaan huomioida. Painuman laskenta ei enää tässä menetelmässä pohjautu perinteiseen maakerrosjakoon, kun maapohjasta luodaan diffuusi, jatkuva kuvaus. Kerrosrajojen määrittästarkeuteen ei siten siis enää painumalaskennan suhteen TPPT-menetelmää käytettäessä sisälly esitetyn kaltaista kerrosrajojen määrittämiseen liittyvää epävarmuutta. Samoin maapohjan painumaominaisuudet ja kuormituksen huomioiminen muuttuvat parhaimmillaan paalulukukohtaisiksi yhden metrin välein myös syvyysuunnassa käytössä olevaksi tiedoksi. Luonnollisesti tämäkin painuman laskentamenettely sisältää omat epävarmuuden lähteensä, kuten vesipitoisuuden ja painumaparametrien välisen muunnoksen suorittamisen selvittämisen onnistumisen.

Edellä mainittiin tarve / mahdollisuus arvioida mm. kairaus- tai näytteenottopisteiden välimatkoja / näytteenottosyvyyksiä eri pohjasuhteissa. Sähköinen vastusluotaus saat-
taa jatkossa tarjota merkittävää apua näiden sijoittamisessa ja pohjasuhteiden vaihte-
levuuden arvioinnissa ja tulosten luotettavuuden arvioinnissa. Maapohjan ominaisuuksien vaihtelua voidaan tarkastella nykyiselläänkin esim. kairautietoihin perustuen au-
tokorrelaatiofunktioiden avulla. Esimerkkinä on kuvassa 30 on esitetty tietyllä syvyydel-
lä saatujen CPT –kairauksen tulosten pohjalta tehty arvio ominaisuuksien jatkuvuudes-
ta. Tarkastelu edellyttää runsaasti havaintoja ja niitä sähköisellä mittauksella on mah-
dollista saada.

Maan ominaisuuksia kuvaamaan käytettäviä tyypillisiä autokovarianssifunktioita ovat mm. /4/:

$$C(r) = \sigma^2 e^{-r/r_0} \text{ ja}$$

$$C(r) = \sigma^2 e^{-(r/r_0)^2}$$

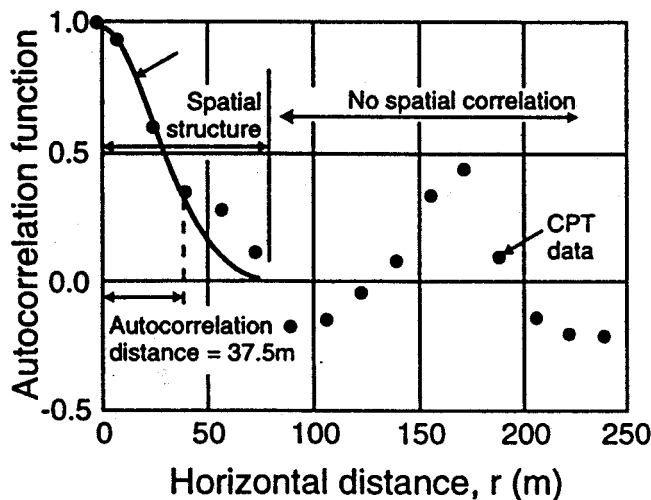
missä

σ^2 = varianssi

r = etäisyys tarkastelupisteestä

r_0 = autokorrelaatioetäisyys

Autokorrelaatiofunktioit saadaan normalisoimalla edellä mainitut funktiot arvolla $C(0)$. Autokorrelaatio lasketaan yksinkertaisimmin tilastollisilla ohjelmilla. Edellä esitetyissä funktioissa autokorrelaatioetäisyys r_0 on se mitta, jossa funktio saa arvon $1/e$. Maan ominaisuudet korreloivat voimakkaasti pisteestä pisteeseen n. 1.4...2.0 -kertaisella matkalla autokorrelaatioetäisyyteen nähden em. malleissa /4/.



Kuva 30. Tiiviin hiekan autokorrelaatorakenne 17 CPT -kairauspisteen mukaisiin tie-
töihin perustuen 9 m syvyydellä /4/.

4.3 Routanousulaskennan riskitarkastelu

Routanousuun liittyvän riskitarkastelun esimerkkinä on tässä käytetty menetelmäkuva-
uksessa TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus" /9/ esitettyä esimerkkiä routanousun
suuruuden laskemisesta. Esimerkin kohteena on kohde, jonka

- KVL on 10 000 ajon./vrk, josta raskasta 15 %
- mitoituspakkasmäärä on $F_{10} = 31\,000 \text{ h}^\circ\text{C}$
- vuoden keskilämpötila on $+ 3.5^\circ\text{C}$ ja

- sallittu routanousu on 40 mm.

Pohjamaa on hiekkamoreenia (HkMr), jonka vesipitoisuus on $w = 12$ paino-%, jossa savilajitetta on 5 % ja jonka segregatiopotentialiaali on $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$.

Esimerkissä routanousulaskenta on suoritettu käyttäen ennalta sovittuja päällysteen, kantavan ja jakavan kerroksen paksuuksia ja hakemalla iteroimalla sellainen suodatin-kerroksen kerrospaksuus, jolla routanousu on jäänyt sallitulle tasolle. Routanousumitoituksessa käytetyt materiaaliikohtaiset parametrit on esitetty taulukossa 5. Taulukossa 6 on esitetty routanousulaskennan tulostuksena kuukausittainen kumuloituva pakkasmäärä, roudan syvyys ja routanousu. Esimerkin routamitoitettu rakenne on esitetty kuvassa 31.

Taulukko 5. Esimerkin routanousumitoituksen materiaaliikohtaiset parametrit /9/.

Parametri	Yks.	AB	Kantava	Jakava	Suodatin	HkMr
Kerroksen paksuus	mm	80	200	300	300	pohjamaa
Kuivatilavuuspaino	kN/m^3	22.0	20.0	20.0	18.0	18.0
Vesipitoisuus	paino-%	1.0	2.5	3.5	5.0	12.0
SP_0	mm^2/Kh	0	0	0	0	4.5
Lämmönjohtavuus	W/Km					
- sula		2.1	1.7	2.0	1.7	2.2
- jäätynyt		2.0	1.2	1.5	1.3	2.7
Jäätymislämpö	Wh/m^3	2046	4650	6510	8370	20088

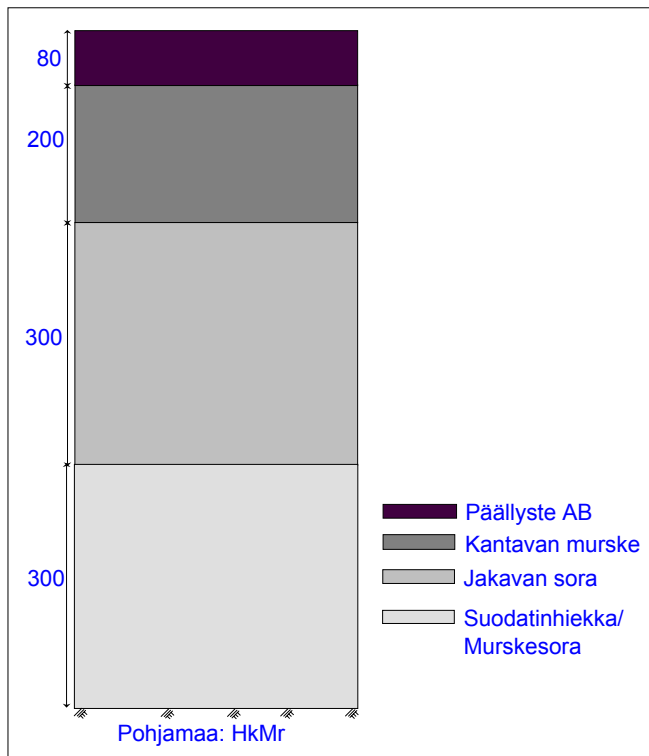
Taulukko 6. Kuukausittainen kumuloituva pakkasmäärä, roudan syvyys ja routanousu /9/.

Kuukausi	Pakkasmäärä $h^\circ\text{C}$	Roudan syvyys mm	Routanousu mm
11	2304	698	0
12	8628	1096	9
1	17407	1449	22
2	25690	1740	32
3	30302	1818	37
4	31022	1733	38

Taulukosta 5 ja 6 voidaan nähdä routanousun suuruuden riippuvan rakennekerrosten paksuuksista ja niiden materiaalien kuivatilavuuspainoista, vesipitoisuuksista ja segregatiopotentialaaleista ja pakkasmäärästä. Materiaalien lämmönjohtavuudet ja jäätymislämmöt lasketaan routanousun laskentaohjelmassa (SSR, menetelmäkuvaus TPPT 18 Tierakenteen routamitoitus) maalajiin, kuivatilavuuspainoon ja vesipitoisuuksiin perustuen.

Todellisuudessa kaikkiin edellä mainittuihin routanousun suuruuteen vaikuttavien tekijöihin arvoihin (rakennekerrosten paksuudet, materiaalien kuivatilavuuspainot, vesipitoisuudet, segregatiopotentialit, pakkasmäärä) liittyy tietty hajonta.

Seuraavassa riskitarkastelussa on kuitenkin käsitelty ainoastaan pohjamaan segregatiopotentialin arvoon sen määrittämis-/valintatavasta johtuen liittyvää vaihtelua. Tarkastelussa on siis oletettu, etteivät routanousun suuruuteen vaikuta muiden tekijöiden kuin pohjamaan segregatiopotentialin vaihtelu.



Kuva 31. Routamitoitettu rakenne /9/.

Tarkastelussa on oletettu, että segregatiopotentiaalin keskimääräinen arvo valitulla tielinjan tarkastelualueella on pystytty valitsemaan oikein

- määrittämällä segregatiopotentiaalin arvo laboratoriossa
- määrittämällä segregatiopotentiaalin arvo maalajinäytteisiin perustuen tai
- määrittämällä segregatiopotentiaalin arvo maastossa suoritettuihin routanousumittauksiin perustuen.

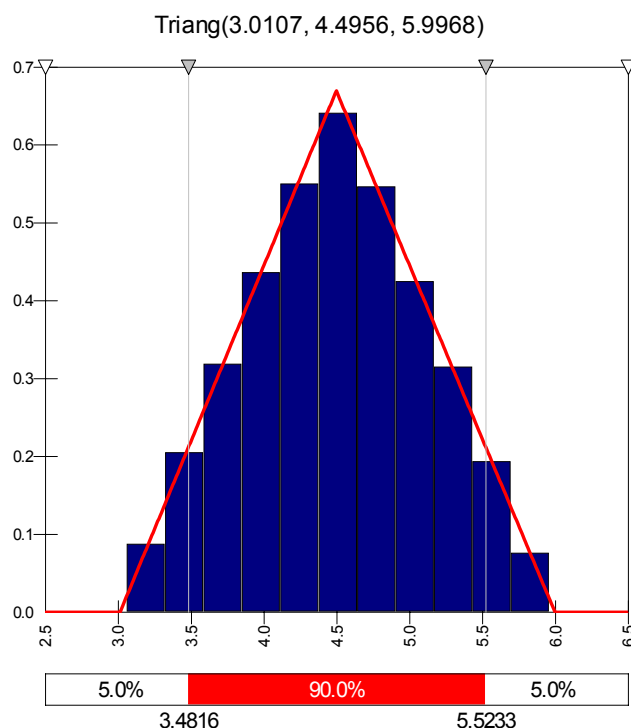
Eri määrittämenetelmissä segregatiopotentiaalin arvon vaihteluvälien (määrittystarkkuuden) voidaan kuitenkin arvella poikkeavan toisistaan /9/. Pienimmäksi vaihteluväli on tässä arvioitu tielinjalla tehtyihin routanousuvaaaituksiin perustuvassa segregatiopotentiaalin määrittämisessä ja suurimmaksi pelkästään maalajitietoihin perustuvaan arviointimenettelyyn perustuen. Todellista, useampiin samalta alueelta peräisin oleviin eri määrittäksiin perustuvaa parametrien jakautumatietoa ei liene kerätty.

Routanousun laskenta on suoritettu SSR-ohjelmalla, johon on lisätty @Risk -ohjelmaa hyödyntävä moduuli segregatiopotentiaalin vaihteluväliä huomioimiseksi ja routanousulaskennan simuloinnin suorittamiseksi eri tarkastelutapauksissa. Segregatiopotentiaalin jakautuma on laskennassa oletettu kolmiomalliseksi, toisin sanoen lähtöarvona on annettu segregatiopotentiaalin todennäköinen arvo sekä alaraja, jota pienempi segregatiopotentiaalin arvo ei ole ja toisaalta yläraja, jota suurempi segregatiopotentiaalin arvo ei myöskään missään tapauksessa ole. Mikäli suureen jakautumafunktio tunnettaisiin tarkemmin, voitaisiin se myös luonnollisesti antaa. Kussakin tarkastelutapauksessa suoritettiin 1000 simulointikierrosta eli 1000 eri routanousulaskelmaa, johon segregatiopotentiaalilla käytettävä arvo siis valittiin tämän jakautuman mukaisesti.

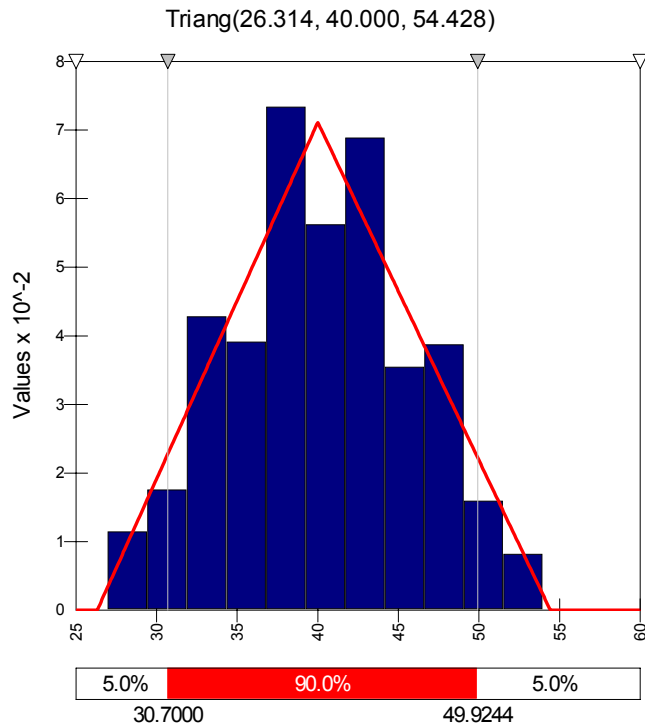
Ensimmäisessä tapauksessa pohjamaan segregatiopotentiaali on määritetty routanousuvaaaituksiin perustuen. Valittu segregatiopotentiaalin arvo on $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$ (todennäköisin arvo), mutta sen arvon on arvioitu voivan vaihdella välissä $3.0 \dots 6.0 \text{ mm}^2/\text{Kh}$. Laskennassa 1000 simulaatiokierrosta käyttäen saatiin routanousun minimi-

arvoksi 27 mm, keskiarvoksi 40.2 mm ja suurimmaksi arvoksi 54 mm. 5 % lasketuista routanousuista oli alle 31 mm suuruisia ja 5 % yli 50 mm suuruisia. Simulaatiokierrosten lukumäärän ollessa 5000 routanousulle saatu minimiarvo oli 26 mm muiden edellä esitettyjen lukujen säilyessä samoina, joten jo 1000 simulointikierrosta voidaan pitää riittävänä. Laskennan tulosten perusteella todennäköisyys sille, että routanousun suuruus on yli 50 mm on 5 %.

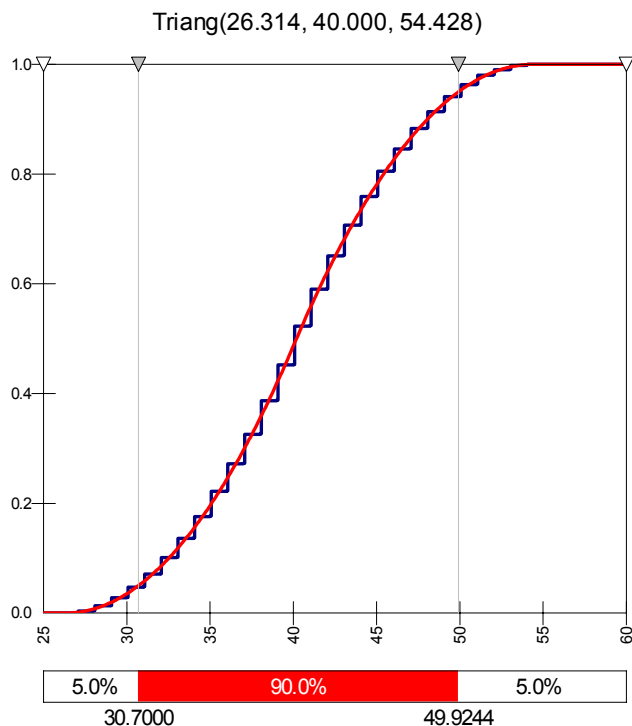
Kuvassa 32 on esitetty tässä ensimmäisessä tarkastelutapauksessa lähtöarvoiksi @Risk –ohjelmalla edellä käsitellyllä näytteenottotekniikalla valikoituneet segregatiopotentialin arvot pylväsdiagrammina ja näihin sovitettu kolmiomallinen jakautuma. Jakautuma vastaa hyvin lähtöarvona annettuna jakautumaa ($SP_0 = 3.0 \dots 4.5 \dots 6.0$ mm²/Kh). Kuvassa 33 on esitetty tuloksena saatujen routanousujen suuruudet pylväsdiagrammeina ja kuvassa 34 kumulatiivisina funktioina. Koska ainoa muuttuva suure laskelmassa on ollut segregatiopotentiali, vastaa myös saatu jakautuma muodoltaan lähtöjakautumaa.



Kuva 32. Ensimmäisessä tarkastelussa segregatiopotentialille valikoituneet arvot.



Kuva 33. Ensimmäisessä tarkastelussa saatujen routanousujen tulosten jakautuma.

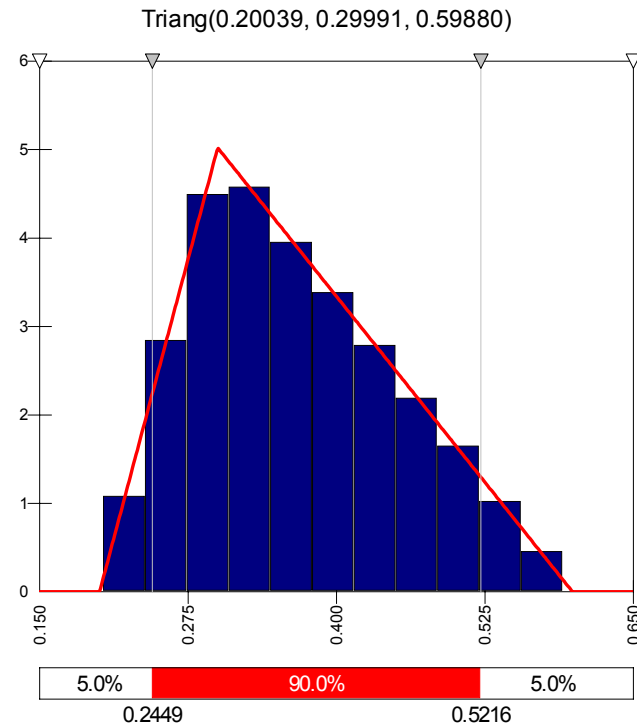


Kuva 34. Ensimmäisessä tarkastelussa saatujen routanousujen tulosten kumulatiivinen jakautuma.

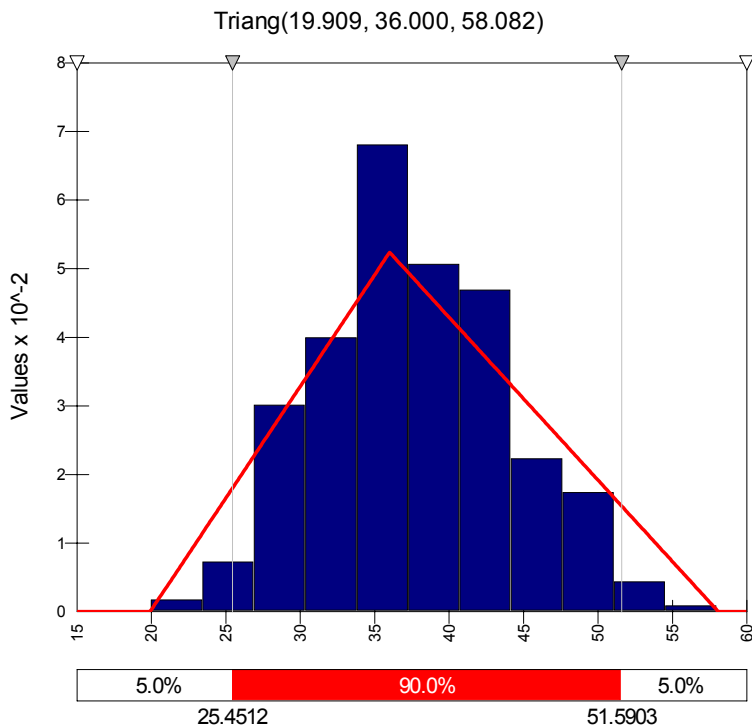
Koska riskitarkasteluihin on suhteellisen vaivatonta lisätä eri tekijöihin liittyvää vaihtelua (tarvittava simulaatiokierrosten määrä kuitenkin kasvaa), suoritettiin ensimmäisellä tarkastelutapauksella myös laskenta, jossa suodatinkerroksen paksuudelle annettiin kolmionmallinen vaihteluväli 0.2...0.6 m, jossa todennäköisin kerroksen paksuus oli alkuperäinen 0.3 m. Laskennassa 1000 simulaatiokierrosta käyttäen saatiin routanousun

minimiärvoksi 20 mm, keskiarvoksi 37.2 mm ja suurimmaksi arvoksi 58 mm. Laske-
tuista routanousuista 5 % oli alle 27 mm suuruisia ja 5 % yli 49 mm suuruisia.

Tämän tarkastelun suodatinkerroksen paksuuden jakautuma on esitetty kuvassa 35 ja laskettujen routanousujen jakautuma kuvassa 36.



Kuva 35. Suodatinkerroksen paksuuteen liittyvä vaihtelu.



Kuva 36. Laskettujen routanousujen jakautuma kun segregatiopotentiaalin vaihtelun ohella on huomioitu myös suodatinkerroksen paksuuteen liittyvä vaihtelu.

Toisessa tapauksessa pohjamaan segregatiopotentialiaali on määritetty routanousuko-
keessa. Valittu segregatiopotentialin arvo on tässäkin tapauksessa $SP_0 = 4.5$
 mm^2/Kh , mutta sen arvo vaihtelee välillä $2.5 \dots 6.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$. Laskennassa 1000 simu-
laatiokierrosta käyttäen saatiin routanousun minimiarvoksi 22 mm, keskiarvoksi 40.3
mm ja suurimmaksi arvoksi 59 mm. Lasketuista routanousuista 5 % oli alle 28 mm
suuruisia ja 5 % yli 53 mm suuruisia. Yli 50 mm routanousun todennäköisyys on 10.4
%.

Kolmannessa laskentatapauksessa pohjamaan segregatiopotentialiaali on arvioitu aino-
astaan maalajiin ja sen savilajite- ja vesipitoisuuteen perustuen. Segregatiopotentialiaa-
lin arvo on $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$, ja sen arvon on arvioitu voivan vaihdella välissä $2 \dots 7$
 mm^2/Kh , kun määrittäminen tehdään epäsuorasti. Laskennassa 1000 simulaatiokierrosta
käyttäen saatiin routanousun minimiarvoksi 18 mm, keskiarvoksi 40.3 mm ja suurim-
maksi arvoksi 64 mm. Lasketuista routanousuista 5 % oli alle 24 mm suuruisia ja 5 %
yli 56 mm suuruisia. Yli 50 mm routanousun todennäköisyys on 15.9 %.

Segregatiopotentialin määrittämisen hyödyllisyyttä ja kannattavuutta voidaan nyt ar-
vioida tutkimuskustannusten ja riskikustannusten avulla. Jos rakenteen korjaamistar-
peeseen johtavan routanousun suuruudeksi arvioidaan 50 mm ja sen ylittymisestä ai-
heutuvan rakenteen korjauksen kokonaiskustannusten arvioidaan olevan 100 000 mk
saadaan eri tapauksille seuraavat kokonaiskustannukset.

Ensimmäisessä vaihtoehdossa pohjamaan segregatiopotentialin arvon määrittämi-
sen kustannukset routanousuvaaituksiin perustuen ovat 3 500 mk ja riski rakenteen
rikkovan routanousun esiintymiseen on 5 %. Kustannukset ovat tällöin yhteensä $3\,500$
 $\text{mk} + 0.05 \cdot 100\,000 \text{ mk} = 8\,500 \text{ mk}$.

Toisessa vaihtoehdossa pohjamaan segregatiopotentialin arvon määrittäminen
maksaa 2 500 mk ja riski rakenteen rikkovan routanousun esiintymiseen on 10.4 %, jo-
ten kokonaiskustannukset ovat yhteensä $2\,500 \text{ mk} + 0.104 \cdot 100\,000 \text{ mk} = 12\,900 \text{ mk}$.

Kolmannessa vaihtoehdossa pohjamaan segregatiopotentialin arvon arviointi maa-
lajitietoihin perustuen maksaa 500 mk ja riski rakenteen rikkovan routanousun esiinty-
miseen ilman segregatiopotentialin varsinaista määrittämistä on 15.9 %. Kokonaiskus-
tannukset ovat yhteensä $500 \text{ mk} + 0.159 \cdot 100\,000 \text{ mk} = 16\,400 \text{ mk}$.

Näiden tarkastelujen perusteella olisi edullisinta määrittää pohjamaan segregatiopo-
tentialiaali routanousuvaaituksin. Valitulla korjauskustannusten määrällä vaihtoehto olisi
todennäköisesti edullisin, vaikka määrittämissä kustannusten osuus nousisi kaksikertaiseksi,
koska riskikustannusten osuus tällöin todennäköisesti edelleen laskisi. Jos korjauskus-
tannusten osuus jää alle puoleen edellä esitetystä, on maalajitietoihin perustuva ar-
viointitapa edullisin.

4.4 Luotettavuus kuormituskestävyysmitoituksessa

Luotettavuus-/riskianalyysiä voidaan soveltaa myös päällysrakenteen mitoitusmenetelmiin. AASHTO:n päällysrakenteen mitoitusmenetelmässä kehitettyjä ja käytettyjä luotettavuusanalyysin periaatteita on sovellettu myös TPPT:ssä /3/. AASHTO:n päällysrakenteen mitoitusmenetelmässä rakenteen kestävä kuormituskertaluku määritetään rakenne- ja ilmastotietojen perusteella. Halutun varmuustason mukainen luotettavuus huomioidaan luotettavuuskertoimella Z_r . Luotettavuus on määritelty todennäköisyytenä, että rakenne kestää vähintään niin paljon rasituksia, kuin siihen mitoitusaikana lasketaan kohdistuvan, on esitettävissä muodossa

$$R = \text{Prob} [F(x) \geq F_0]$$

R = luotettavuus
 $F(x)$ = riippuvaa muuttujaa kuvaava funktio (rasitus)
 x = riippumattomat muuttujat (esim. rakennetiedot, pohjamaatiedot, ilmastotiedot)
 F_0 = rasitusten määrä, jolla hajoaminen tapahtuu

Rasitusten määrää estimoidaan kaavalla

$$F_0 \approx E[F(x)] - Z_r * \sqrt{\text{Var}[F(x)]}$$

missä
 $E[F(x)]$ = kestoikämallin $F(x)$ odotusarvo
 $\text{Var}[F(x)]$ = kestoikämallin $F(x)$ varianssi
 Z_r = luotettavuuskerroin

Todennäköisyysjakautuman luotettavuuskerroin lasketaan jakautuman varianssiin σ^2 ja keskiarvoon μ pohjautuen

$$Z_r = (x_{\max} - \mu) / \sigma$$

missä
 $x_{\max}$ = suurin sallittu x :n arvo
 μ = x :n keskiarvo
 σ = x :n keskihajonta

Haluttu luotettavuustaso R , joka kuvaa muuttujan todennäköisyysjakautuman käyrän alle jäävää pinta-alaa vaurioitumisen suurimpaan sallittuun arvoon asti tai käyrän alle tämän arvon jälkeen jäävän alueen pinta-ala, eli riskitaso, määräävät luotettavuuskertoimen arvon.

Normaalijakautumassa luotettavuuskerroin saadaan suoraan taulukkoarvona valitun riskitason perusteella. Riskitasolla 50 % luotettavuuskertoimen arvo on 0, eli havainnot voivat olla keskiarvoa suurempia tai pienempiä. Luotettavuustasolla 95 % luotettavuuskerroin on $Z_r=1.645$. Suurempaa luotettavuustasoa haluttaessa luotettavuuskertoimen suuruus kasvaa nopeasti.

Esimerkkinä edellä kuvatun menettelyn soveltamisesta on viitteessä /3/ esitetty pudotuspainolaitteella mitatusta taipumasuppilosta laskettuun kaarevuussäteeseen perustuvan mallin luotettavuustarkastelu. Kaarevuussäteeseen perustuvan mallin käytöstä on sittemmin luovuttu. Viitteessä /3/ esitetyllä tavalla voidaan kuitenkin määrittää luotettavuusfunktioita myös suunnittelussa käytettäville kuormituskestävyysmalleille.

TPPT:ssä kehitetty kuormituskestävyysmalli /8/ on todennäköisyysmalli, jolla vaurioitumista selitetään rakennetta kuvaavilla tiedoilla ja rakenteeseen kohdistuvia rasituksia kuvaavilla tiedoilla. Mallinnusprosessissa tuloksena on saatu TPPT-referenssirakenteen kenttäkalibroitu päällysteen alapinnan muodonmuutokseen perustuva väsymiskriteeri:

$$N_{10} = 10^{7.29 - 0.00372 * (EPS) - 5840000 * \left(\frac{1}{EPS * N_{10} Y} \right)}$$

missä,

N_{10} = kumulatiivinen kuormituskertaluku päällysteen vaurioitumisen alkamisajankohtaan, 100 kN

EPS = päällysteen alapinnan sallittu muodonmuutos, $\mu\text{m}/\text{m}$

$N_{10} Y$ = mitoitusjakson keskimääräinen vuotuinen kuormituskertaluku, 100 kN

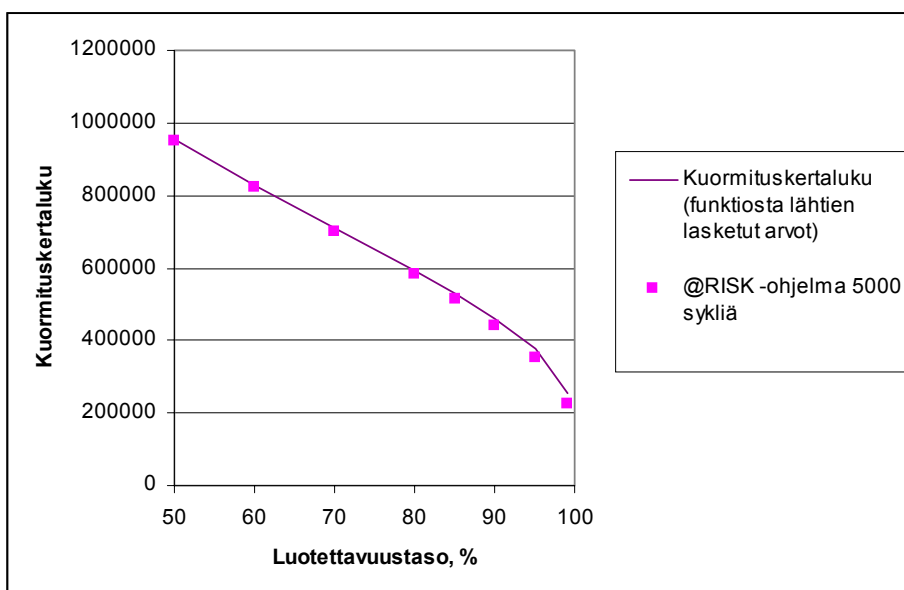
Referenssirakenteella tarkoitetaan tässä yhteydessä rakennetta, jossa sitomattomien rakennekerrosten päällä on yksi tai useampi asfalttikerros /8/.

Mallin lopussa oleva termi, $\left(\frac{1}{EPS * N_{10} Y} \right)$, kuvaa asfaltin vanhenemisen vaikutusta tien

vaurioitumisen alkamisajankohtaan. Mitä hitaammin liikennekuormitukset kohdistuvat tiehen (pieni $N_{10} Y$), sitä vähemmän kuormituksia tie kokonaisuudessaan kestää, eli vanhenemisen vaikutus vaurioitumiseen kasvaa. Kaava antaa kumulatiivisen kuormituskertaluvun viimeisimmästä kuormituskestävyyteen vaikuttavasta toimenpiteestä (rakenteen parantaminen tai päällystys) vaurioitumisen alkamishetkeen /8/.

Tässä yhteydessä edellä esitettyä mallia on sovellettu tapaukseen, jossa asfaltin alapinnan muodonmuutos on oletettu normaalijakautuneeksi keskiarvo ollessa $\mu = 300 \mu\text{m}/\text{m}$ ja hajonnan $\sigma = 80 \mu\text{m}/\text{m}$. Kuormituskertaluku on laskettu sekä funktiosta lähtien vastaavalla tavalla kuin viitteessä /3/ pudotuspainolaitteen kuormituskestävyytarkastelussa että @RISK -ohjelmalla olettamalla vuotuiseksi kuormituskertaluvuksi tässäkin $N_{10} Y = 100000$. Eri luotettavuustasoilla mallin antamat kuormituskertaluvut on esitetty kuvassa 37. Suuren variaatiokertoimen (0.26; hajonta suuri) käyttö heijastuu nopeana kuormituskertaluvun laskuna.

Kuvaan 38 on piirretty mallin luotettavuusrajat muuten samoilla reunaehdoilla, mutta hajonnaksi on otettu aina 10 % laskentapisteen muodonmuutoksen keskiarvosta (variaatiokerroin 0.1). Näillä olettamuksilla vaikutus kuormituskertaluvun suuruuteen on jo huomattavasti pienempi esim. 80 % luotettavuustasoa edellytettäessä. Kestoiäksi muutettuna vaikutus on kuitenkin edelleen melko suuri, 1...2 vuotta (kuva 39).



Kuva 37. Luottavuustason vaikutus kuormituskertalukuun esimerkkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\mu = 300 \mu\text{m/m}$, $\sigma = 80 \mu\text{m/m}$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10Y}=100000$).



Kuva 38. Luottavuustason vaikutus kuormituskertalukuun esimerkkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\sigma / \mu = 01$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10Y}=100000$).



Kuva 39. Luotettavuustason vaikutus ikään esimerkkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\sigma / \mu = 0.1$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10Y}=100000$).

5 Yhteenveto

Riskianalyysiä on jo jonkin verran totuttu soveltamaan sellaisilla maa- ja tierakennuksen suunnittelun ja rakentamisen osa-alueilla, joilla riskin toteutumisesta koituvat inhimilliset ja taloudelliset seuraamukset saattavat olla hyvinkin merkittäviä. Sen sijaan sellaisilla osa-alueilla, joilla seuraamukset eivät ole yhtä vakavia, ts. ei-toivotun tapahtuman seuraamukset aiheuttavat lähinnä kiusaa tai vaivaa esimerkiksi rakenteen käyttömukavuuden heikentymisenä, riskianalyysijä ei juurikaan ole sovellettu. Näillä vähäisemmälläkin seuraamuksilla on kuitenkin myös oma kustannusvaikutuksensa ja mitä useampia ihmisiä ne koskettavat, sitä suurempi on niiden merkitys.

Tierakenteiden suunnittelussa ja rakentamisessa on pitkälti hyväksytty melko suuri riski palvelutasossa tapahtuvien mahdollisten muutosten suhteen (painumaepätasaisuudet, routaheitot, kuormituskestävyysongelmat). Riskitarkastelua voidaan kuitenkin soveltaa myös näiden muutosten vaikutusten arviointiin ja ennakointiin. Tavoitteena tulisi olla tierakenteiden kokonaiskustannusten optimointi riskitason suhteen myös palvelutasoon vaikuttavat tekijät huomioiden. Tällöin suurin mahdollinen luotettavuus saavutettaisiin pienimmillä mahdollisilla kokonaiskustannuksilla.

Rakenteiden luotettavuuden ja käyttäytymisen ennakoitavuuden parantaminen edellyttää kuitenkin usein panostamista hankkeen alkuvaiheeseen – etenkin lähtötietojen hankintaan ja suunnitteluun. Lähtötietojen luotettavuudella ja oikeilla arvoilla on korostunut merkitys maa- ja tierakenteiden suunnittelussa. Rakennuspaikan pohjasuhteet ja etupäässä rakennusmateriaalitkin ovat luonnon omien prosessien tuloksena syntyneitä ja niille on leimallista ominaisuuksien suuri vaihtelu. Tämän johdosta myös TPPT-suunnittelujärjestelmässä korostetaan paikallisten ja materiaaliakohtaisesti määritettyjen parametrien käytön tarvetta ja merkitystä tyyppisten taulukkoarvojen sijaan. Pohjasuhteita ei kuitenkaan luonnon monimuotoisuudesta johtuen suurillakaan kustannuksilla saada yleensä täydellisesti ja aivan yksikäsitteisesti määritettyä. Tutkimuskustannusten ja suunnittelussa tarvittavien parametrien välillä on kuitenkin selkeä riippuvuussuhde – pienillä kustannuksilla saadaan tuotettua lähtöaineisto, jonka hajonta

on yleensä suuri. Lähtöaineiston suuri hajonta puolestaan johtaa suureen hajontaan ja suureen epävarmuuteen lopputuloksessa.

Riskitason alentamiseen tarvittavien lähtötietojen tarkentaminen nostaa siis kustannuksia hankkeen alkuvaiheessa. Hankkeen kokonaiskustannukset eivät tämän johdosta kuitenkaan välttämättä nouse, kun tehostuneesta ja tarkentuneesta suunnittelusta johtuen rakenteen käyttäytyminen on suuremmalla todennäköisyydellä toivotulla tasolla ja käyttöikä paremmin ennakoitavissa. Mitä pienemmälle tasolle ei-toivotun tapahtuman riski saadaan, sitä pienemmiksi muodostuu siitä riskikustannusten muodossa aiheutuva lisä kokonaiskustannuksiin ja suunnitellulla tavalla toimivan ja palvelevan rakenteen edut realisoituvat korjauskustannusten alentumisena.

6 Kirjallisuus

/1/ Baecher, G. B., Analyzing exploration strategies. Site characterization & exploration. Proceedings of Speciality Workshop, Northwestern University, Evanston, Illinois, June 12-14, 1978. pp. 220-246.

/2/ Collins, J. D., & Daniels, R. D., Budget planning in site investigations, Site characterization & exploration. Proceedings of Speciality Workshop, Northwestern University, Evanston, Illinois, June 12-14, 1978. pp. 258-265.

/3/ Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A., Luotettavuusanalyysit, väliraportti nro E3, projekti E33. Tien pohja- ja päällysrakenteiden tutkimusohjelma, Espoo 1996. 24 s.

/4/ Lacasse, S., & Nadim, F., Uncertainties in characterising soil properties. NGI Publication 201, Oslo 1997. pp 49...75.

/5/ @RISK -manuaali, Guide to Using @risk, Risk Analysis and Simulations Add-In for Microsoft Excel, Version 4, Palisade Corporation, USA, november 2000.
lisätietoja: <http://www.palisade.com>

/6/ SLOPE/W -manuaali, GEO-SLOPE GEO Office, Version 4, SLOPE International Ltd, 1998. lisätietoja: <http://www.geo-slope.com/>

/7/ Slunga, E., Maaluiskan tilastollisesta varmuudesta, Rakennusteollisuus 8/1973. s. 17-23 tai Slunga, E., On statistisk säkerhet hos jordslänt i anisotropisk lera.

/8/ Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen. Menetelmäkuvaus TPPT 17. Spoof, H. & Pihlajamäki, J. 2001.

/9/ Tierakenteen routamitoitus. Menetelmäkuvaus TPPT 18. Saarelainen, S. Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen 2001

/10/ RIL 121-1988 Pohjarakennusohjeet

/11/ RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohjeet