

# **Painumaennusteen tarkentaminen seuranta- mittausten avulla**

## **Malminkentän siirtymäkoerakenteet**

## Tiivistelmä

Tekijä(t) Hallikas, Miro	Julkaisun laji Opinnäytetyö, AMK Sivumäärä 46	Valmistumisaika 2025
Työn nimi <b>Painumaennusteen tarkentaminen seurantamittausten avulla</b> Malminkentän siirtymäkoerakenteet		
Tutkinto ja koulutusala Insinööri (AMK), rakennus ja yhdyskuntatekniikan koulutus		
Toimeksiantajaorganisaatio Ramboll Finland Oy		
Tiivistelmä <p>Työn päätavoitteena oli tarkentaa ja tarkastella Malmin lentokentällä sijaitsevien esikuormituspenkereiden painumaennusteita sekä kartoittaa vastaaviin pohjaolosuhteisiin soveltuvia seurantamenetelmiä, jotka pohjautuisivat mittausdataan. Alueen maaperä on haastavaa savipohjaista pehmeikköä, jonka geotekniset ominaisuudet vaativat tarkkaa suunnittelua. Maaperän esikuormituksessa maakerrokseen kohdistetaan ennalta määritelly paine rakennushankkeen vaatimusten ja projektikohtaisten tavoitteiden mukaisesti. Koepenkerien seurantamittausten avulla saadaan dataa pohjaan käytöksestä kuormitettuna sekä kerättyä dataa, jonka pohjalta laskentoja voidaan tarkentaa. Lisäksi esikuormituksella on maaperää konsolidoiva vaikutus, joka parantaa maaperän geoteknisiä ominaisuuksia.</p> <p>Työssä tutkittavia penkereitä on kaksi. Ensimmäinen on pilaristabiloitu siirtymärakenne määrämittäisillä pilareilla. Toinen, opinnäytetyössä tarkemmin tarkasteltava penger, on vaahtolasimurskeella kevennetty siirtymärakenne. Molemmat penkereet on instrumentoitu useilla erilaisilla painumamittauslaitteilla, joilla voidaan kerätä reaaliaikaista painumadataa. Suunnittelun yhteydessä, suuntaa antavia painuma-arvioita tehtiin vuonna 2022. Mittausdataa penkereistä on sittemmin kerääntynyt kahden lisävuoden ajalta ja tarkentavien arvioiden tekeminen päivitettyillä ja tarkemmilla laskentaparametreilla on mahdollista.</p> <p>Työ tehtiin perehtymällä geotekniikkaa ja painumalaskentaa koskevaan kirjallisuuteen, tutkimuksiin ja raportteihin sekä mittausdataan perustuviin laskelmin.</p> <p>Kirjallisuuden ja aiempien tutkimusten pohjalta valittiin laskentamenetelmät, joiden avulla onnistuttiin tarkentamaan vuoden 2022 painumalaskentoja. Laskennalliset havainnot olivat linjassa aiemman tutkimustyön ja kirjallisuuden kanssa. Työssä havaittiin myös että mittaus- ja laskentatarkkuus heikentyvät kuormituksen pienentyessä.</p>		
Asiasanat Painumalaskenta, painumaseuranta, painuma, savi, esikuormitus, geotekniikka, aikapainuma		

## Abstract

Author(s) Hallikas, Miro	Type of Publication Thesis, UAS	Published 2025
	Number of Pages 46	
Title of Publication <b>Refining settlement prediction using monitoring measurements</b> Settlement test structures of Malminkenttä		
Degree, Field of Study Engineer (UAS), Civil and Municipal Engineering		
Organization of the client Ramboll Finland Oy		
Abstract <p>The main goal of this thesis is to refine and examine settlement prediction of preloading embankments located at the old Malmi Airport. The second goal is to map out suitable monitoring methods for similar soil conditions. The soil in the study area is challenging clay-based soil that has geotechnical properties which require precise planning. Through soil preloading data can be collected on how the soil behaves under pressure. The data can be used to refine the calculations. Preloading has also condensing effect on the ground, which improves the geotechnical properties in the area.</p> <p>Thesis studies two different embankments. The first one is a column-stabilized transition structure that has a varying column length. The second one is a lightweight transition structure utilizing crushed foam glass. Both embankments are instrumented vastly with different kinds of monitoring devices that collect data in real time. Preliminary calculations were done in 2022 but a vast amount of data has been collected since then, which makes it possible to refine the calculations with more accurate calculation parameters.</p> <p>Thesis is conducted by reviewing on the theories of geotechnics and settlements calculations and as a quantitative study based on the measurement data collected from both embankments. Data has been collected since the construction phase of these embankments. The theory of settlement calculations was done in conjunction with preloading computer assisted calculations using different kinds of software as well as researched knowledge and established literature. 2022 settlement estimates were improved using literature-based methods. This study also observed that the accuracy of settlement calculations decreases as the applied load is reduced.</p>		
Settlement calculation, settlement monitoring, settlement, clay, preloading, geotechnics, time-Settlement		

## Sisällys

1	Johdanto.....	1
2	Geotekninen maalajimääritys ja maalajikohtainen käyttäytyminen .....	2
2.1	Yleistä .....	2
2.2	Maalajiryhmät ja raekokojakauma .....	3
2.3	Maalajit.....	4
2.4	Happamat sulfaattimaat.....	5
3	Painuma ja sen määritelmä.....	7
4	Malminkenttä ja tutkimuskohteiden esittely .....	9
4.1	Yleistä .....	9
4.2	Tutkimusalueen maaperän ominaisuudet .....	11
4.3	Pilaristabiloitu siirtymärakenne PS3.....	11
4.4	Kevennetty koerakenne KK1 .....	13
4.5	Vahtolasimurske .....	15
5	Tutkimusmenetelmät ja instrumentointi .....	17
5.1	Siipileikkauskoe eli siipikairaus.....	17
5.2	Painumalevyt.....	17
5.3	Huokosvesikärjet .....	18
5.4	Painumaletkut.....	19
6	Painumalaskennan teoriaa .....	20
6.1	Painumalaskennasta yleisesti.....	20
6.2	Tangenttimoduulimenetelmä .....	20
6.3	Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrien esittely.....	21
6.4	Painumapotentialimenetelmä .....	22
6.5	Asaokan menetelmä.....	23
7	Koepenkereiden alustavat geotekniset laskemat vuonna 2022.....	24
7.1	Alkuperäisten laskentaparametrien esittely.....	24
7.2	PS3:n lopulliset laskelmat ja tulokset.....	25
7.3	Kevennetyn koerakenne KK1:n painumaparametrit ja arviot suunnitteluvaiheessa.....	27
7.4	Koerakenne KK1:n painumaseurannan aloitus .....	28
7.5	Laskentojen tarkennustarpeet .....	29
8	Painumalaskelmat 2025.....	30
8.1	Lähtökohdat ja parametrien tarkennukset.....	30
8.2	Tangenttimoduulimenetelmä laskentojen tarkennukset .....	31
8.3	Parametritarkennusten vaikutukset painuma-arvioon .....	33

9	Painumapotentialimenetelmälaskentojen laskennalliset lähtökohdat.....	35
9.1	Penkereen eteläpäädyn painumalaskelmat .....	36
9.2	Penkereen keskiosan painumalaskelmat.....	38
9.3	Penkereen pohjoispäädyn painumalaskelmat.....	40
10	Yhteenveto ja pohdinta .....	42
	Lähteet .....	44

## 1 Johdanto

Maa-aineksen käyttäytyminen kuormituksen alla on keskeinen tekijä niin rakennus-, kuin infrahankkeissakin sekä kriittinen osa geoteknistä suunnittelua. Perustukset tulee suunnitella vallitseva maaperä huomioon ottaen siten, että ne kestävät rakenteiden painon ilman merkittävää painumaa tai sivusiirtymää. Avainasemassa suunnitteluprosessissa onkin laadukas ja huolellisesti tehty geotekninen suunnittelu ja sen yhteydessä tehdyt pohjatutkimukset. Maaperän käyttäytymisellä on suora vaikutus rakenteiden kestävyys- ja käyttöturvallisuuteen. Painumia ennustetaan, arvioidaan ja lasketaan ainakin suunnitteluvaiheessa. Tämän lisäksi painumien tarkkailu myös itse rakennusvaiheen aikana on osa asianmukaista rakennusprosessia. Rakennusvaiheessa kerätyn datan ja tehtyjen havaintojen perusteella on vielä mahdollista tehdä muutoksia, jotka vaikuttavat projektin kulurakenteeseen myönteisesti. Myös mahdollisia suunnitteluvaiheessa tehtyjä virheitä on mahdollista korjata, ja puutteita voidaan täydentää. (Länsivaara 2001, 5.)

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan työn tekohetkellä yhtä pääkaupunkiseudun suurimmista suunnitteluhankkeista, Malmin entisen lentokentän eli Malminkentän alueen muuttamista asuinalueeksi noin 25 000 ihmiselle. Kenttää ympäröivä maaperä koostuu laajalti savesta, vaikka eteläosassa on myös hiekkamoreenia ja kalliota (Geologian tutkimuskeskus c). Myös itse kentän alueelle tehdyt pohjatutkimukset osoittavat, että kentän alueen maaperä koostuu laajalti savesta ja savisesta liejusta.

Osana Malminkentän rakennushanketta Helsingin kaupunki on rakennuttanut alueelle useita erilaisia instrumentoituja esikuormituspenkereitä, koestabilointeja sekä pystyojitettuja, geolujitettuja ja puupaalutettuja koepenkereitä. Penkereiden pääasiallinen tarkoitus onkin toimia suunnittelun tukena simuloimalla maaperän käyttäytymistä katurakenteen ja muun infran alla. Tämän lisäksi instrumentoidut esikuormituspenkereet tuottavat jatkuvaa seurantadataa, joiden pohjalta tehtyjä laskelmia voidaan tarkentaa ja tehtyjä havaintoja hyödyntää myöhemmissä suunnitelmissa.

Työ käsittelee Malminkentän pohjoisalueella sijaitsevia koepenkereitä. Koepenkereet ovat vahtolasimurskeella kevennetty siirtymärakenne (koepenger KK1) ja syvästabiloitu siirtymärakenne (PS3). Molemmille koerakenteille on tehty painuma-arvioita kairauksista ja maanäytteistä kerätyn datan perusteella, mutta näiden tarkentaminen on aiheellista lisääntyneen seurantadatan ja valmistuneiden laboratoriokokeiden puitteissa.

## 2 Geotekninen maalajimääritys ja maalajikohtainen käyttäytyminen

### 2.1 Yleistä maalajimäärityksessä

Geotekniikka on tekniikan ala, jonka kautta tutkitaan ja käsitellään kallio- ja maaperän käyttäytymistä siihen kohdistuvan paineen ja kuorman alla. Geoteknisellä suunnittelulla pyritään kartoittamaan maaperän sopivuutta ja soveltumista erilaisiin rakennusprojekteihin aina talorakentamisesta erilaisiin väylä- ja infrastruktuurirakenteisiin. (Suomen geoteknillinen yhdistys 2025.)

Onkin oleellista huomioida, että erilaisilla projekteilla on vaihtelevia vaatimuksia sen suhteen, millaisia tutkimuksia kohdetyömaalla tulee tehdä. Jokaisella työmaalla on myös omat haasteensa. Geotekninen suunnittelu on yksinkertaistettuna niiden tekijöiden määrittämistä, millä rakenteet yhdistetään alueella vallitsevaan kallio- tai maaperään siten, että lopputulos on lujuus- ja kantavuusominaisuuksiltaan turvallinen, kestävä ja käyttökelpoinen. Tämä voi vaatia joskus laajoja ja vaativiakin pohja- ja kalliorakentamisen toimenpiteitä. Näitä voivat olla esimerkiksi louhinnat, lujitukset sekä kaivantojen ja täyttöjen teko esimerkiksi perustustöissä, tie ja ratahankkeissa tai vesi ja viemäriinjojen rakentamisessa. Tutkimus- ja pohjanvahvistusmenetelmiä on näiden lisäksi paljon muitakin. (Suomen geoteknillinen yhdistys 2025.) Tässä työssä keskitytään kuitenkin esikuormituksen tarkasteluun.

Geosuunnittelun kulmakivi on geoteknisessä laskennassa ja mitoituksessa. Näitä varten on määritettävä laskentaparametrit, joiden puitteissa suunnittelu ja laskenta tehdään. Nämä parametrit kuvaavat työmaa-alueella vallitsevia maaperän geoteknisiä ominaisuuksia. Parametrit määritellään erilaisin pohjatutkimuksin ja laboratoriokokein. (Suomen geoteknillinen yhdistys 2025.)

Pohjatutkimusten ja mittausten avulla voidaan tehdä pohjaolosuhteista kertovia havaintoja. Nämä havainnot voivat kertoa alueella vallitsevista maalajeista eri syvyyksillä, kalliooperän korkeudesta ja käyttäytymisestä sekä pohjaveden tilasta. Geoteknisiä tutkimuksia tulee tehdä riittävästi ja tarpeeksi kattavalta alueelta, jotta saadaan suunnittelun ja rakentamisen kannalta luotettavaa tietoa laskentaparametrien määrittämiseksi. (Liikennevirasto 2015.)

Pohjatutkimuksilla voidaan tehdä päätelmiä vallitsevasta maalajista. Maaperäkerroksia ja arvioita kerroksessa pääosin esiintyvistä maalajista voidaan määrittää jo kairausvaiheessa saadun datan sekä aistinvaraisten havaintojen perusteella. Tarkka ja lopullinen maalajimääritys tehdään kuitenkin laboratoriokokein analysoimalla maan raekokojakaumaa esimerkiksi areometrikokeella. Maa-aineksen eloperäinen osuus, eli humuspitoisuus määritellään kolorimetrikokeella tai polttamalla. Ensimmäisessä näytteen sähkömagneettisen

aallon taajuutta ja intensiteettiä verrataan vertailunäytteistä saatuihin tuloksiin. Polttomenetelmässä humus poltetaan maa-aineksesta pois ja näytteen painon aleneman määrä edustaa humuspitoisuutta (Geologian tutkimuskeskus b). Lisäksi savipitoisuusmäärityksen pohjalta voidaan arvioida kideveden osuus näytteestä, joka vähennetään hehikutushäviöstä. (Suomen geoteknillinen yhdistys, 1985).

Raekoon ja humuspitoisuuden jälkeen voidaan määrittää, onko kyseessä kivennäismaalaji, vai eloperäinen maalaji. Kivennäismaalajit voidaan jakaa vielä moreenimaalajeihin tai lajituneisiin hieno- ja karkearakenteisiin kivennäismaalajeihin maalajitteen tai näytteessä hallitsevan lajitteen perusteella. Kivennäismaalajeissa eloperäisen materiaalin esiintyvyys on hyvin pientä, ja jo kuuden prosentin eloperäisesiintyvyys näytteessä määrittää lajin eloperäiseksi. (Geologian tutkimuskeskus b).

Geoteknistä maankäyttöä suunnitellessa on huomioitava siis monia seikkoja. Maalajimääritys ei yksinään riitä, vaan on huomioitava myös esimerkiksi maan tiiviyys ja vesipitoisuus. Myös kokonaiskuva on otettava huomioon. Pinnanmuodot, routivuus, vedenläpäisevyys ja se miten eri maalajit ovat kerrostuneet vaikuttaa kantavuuteen ja työmaasuunnitteluun. (Geologian tutkimuskeskus b).

## 2.2 Maalajiryhmät ja raekokojakauma

Geotekninen maalajiluokitus, eli GEO-luokitus (Korhonen ym. 1974.), perustuu eloperäisen materiaalin määrän ja rakeisuuden lisäksi maalajin syntytapaan. Geoteknisen maalajiluokituksen maalajiryhmät on esitelty taulukossa 1. Kivennäismaalajin tarkka määritys tehdään rakeisuuskäyrän avulla määrittämällä d50-luku. D50-luku edustaa lajitteen läpäisyä 50 % kohdalla rakeisuuskäyrällä ja määrittää maalajin taulukon 2 mukaisesti.

Maalajiryhmä	Lyhenne	Koostumus
Eloperäiset maalajit	E	Humusta > 20 % kiviaineksen massasta
Hienorakenteiset maalajit	H	Yli 50 % rakeista 0,006 mm tai pienempiä. Humusta alle 20 % massasta.
Karkearakenteiset maalajit	K	Yli 50 % rakeista 0,006 mm tai suurempia. Humusta alle 20 % massasta.
Moreenimaalajit	M	Hienoa ja karkeita rakeita sisältävä, lajittamaton maa-aines.

Taulukko 1. Geoteknisen maalajiluokituksen maalajiryhmät (Tielaitos 1993.)

Kivennäismaalajit määritellään vielä pää- ja alalajitteisiin alla olevan taulukon mukaisesti siten, että raekoon kasvaessa maalajilajite muuttuu karkearakeisemmaksi.

Päälajite		Alalajite	Raekoko (mm) d <sub>50</sub>
Nimi	Lyhenne		
Savi	Sa		<0,002
Siltti	Si		0,002–0,06
	hSi	Hieno siltti	0,002–0,006
	keSi	Keskisiltti	0,006–0,02
	kaSi	Karkea siltti	0,02–0,06
Hiekka	Hk		0,06–2,0
	hHk	Hieno hiekka	0,06–0,2
	keHk	Keskihiekka	0,2–0,6
	kaHk	Karkea hiekka	0,6–2,0
Sora	Sr		2,0–60,0
	hSr	Hieno sora	2,0–6,0
	keSr	Keskisora	6,0–20,0
	kaSr	Karkea sora	20,0–60,0
Kivet	Ki		60–600
	pKi	Pienet kivet	60–200
	ki	Suuret kivet	200–600
Lohkareet	lo	-	>600

Taulukko 2: Kivennäismaalajien lajitekohtaiset raekoot (Tielaitos 1993.)

## 2.3 Maalajit

### Savi

Raekoon ollessa 0,002 mm tai sen alle, puhutaan geoteknisessä maalajiluokituksessa savesta. Savi ajetaan vielä kahteen alalajiin savilajitteen määrän mukaan: lihaviin (liSa, > 50 %) ja laihoihin (laSa >30–50 %) saviin. Saven käytös ja ominaisuudet ovat sidoksissa sen vesipitoisuuteen, ja se onkin maalajina herkästi routiva. Kosteat savet ovat ominaisuuksiltaan plastisia eli muovaittavia. Saven raekoko vaikuttaa sen plastisuusominaisuuksiin,

yleensä plastinen savi on hienorakeisempaa. Kuivan saven lujuusominaisuudet puolestaan ovat suuret, mutta sen rakenne hajoaa herkästi puristavan voiman vaikutuksesta. (Korhonen ym. 1974).

### **Siltti**

Siltti on raekooltaan savea suurempi, mutta hiekkaa pienempi raekoon ollessa 0,002–0,06. (Korhonen ym. 1974, 10). Lujuusominaisuuksiltaan siltti on välimalli hiekan ja saven välissä. Siinä esiintyy saviille tyypillistä koheesiota sekä hiekkamaalle tyypillisiä kitkaominaisuuksia. Saven tavoin siltti on myös routimisaltis. (Ronkainen 2012, 11.)

### **Hiekka**

Hiekka on GEO-luokituksessa raekooltaan siltistä seuraava (0,06–2,0 mm). Raekooltaan se on jo selkeästi suurempi. Hiekka onkin raekoon ja muotonsa vuoksi helposti tunnistettava silmämääräisesti. (Korhonen ym. 1974, 10.)

### **Sora**

Sora on raekooltaan suuri maalaji (2,0–60 mm). Ominaisuuksiltaan sora on geotekniseen pohjarakentamiseen sopivaa, sillä se läpäisee vettä tehokkaasti. Nämä ovat sopivia ominaisuuksia esimerkiksi pengerrakentamisessa. Lisäksi soraa on yleisesti hyödynnetty raaka-aineena myös betonia valmistaessa. (Geologian tutkimuskeskus a.) Nykypäivänä luonnonsoranottoa on pyritty kuitenkin vähentämään, sillä sen ilmeneminen on yleistä arvokkailla pohjavesialueilla. Tämän takia kalliomurskeen käyttö soran korvikkeena on yleistynyt.

### **Kivet ja lohkaarit**

Kivet ja lohkaarit ovat maalajiluokituksen isoimmat raekokoluokat. Maalajeina näitä hyödynnetään lähinnä murskeen valmistuksessa. (Korhonen ym. 1974, 10.) Kivistä ja lohkaareista puhutaan raekoon ylittäessä 60 mm halkaisijan.

## **2.4 Happamat sulfaattimaat**

Suomen rannikkoalueet muodostuvat jääkauden aikaisen Litorinameren merenpohjasta. Tälle muinaiselle merenpohjalle muodostui runsaasti sulfidipohjaista rikkiä, jota on maan kohoamisen myötä tavattavissa Suomen rannikkoalueilla jopa 100 m merenpinnan yläpuolella. (Suomen ympäristökeskus 2024). Happamien sulfaattimaiden esiintymät ovat arvioitusti Euroopan merkittävimmät, ja näitä esiintyykin myös Malmin lentokentän alueella. Happamat sulfiittimaat eli hasumaat, ovat rakentamisen kannalta merkittävä haittatekijä, sillä ne

altistavat betoni- ja rautarakenteita korroosiolle, joka puolestaan syövyttää rakenteita. (Nappari 2024.)

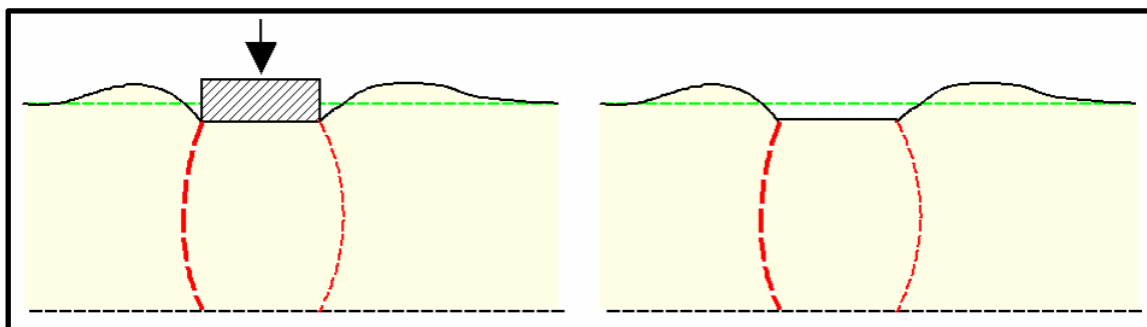
Tässä opinnäytetyössä happamia sulfaattimaita ei käsitellä erikseen, mutta lukijan on hyvä olla tietoinen niiden vaikutuksista. Opinnäytetyön tutkimusalueella, Malminkentän koillis-päädyn alueella on tehty Ramboll Finland Oy:n toimesta kattavaa kartoitusta hasumaiden esiintymisestä Malminkentän alueella. Vuonna 2019 tehdyssä selvityksessä kentän alueelle tehtiin 18 koekuoppaa, joista kahdeksasta tutkittiin sulfidipitoisuuksia. Tutkimusten pohjalta alueella havaittiin selkeästi hapanta sulfidimaata sekä kunnostustarpeisia pimapistettä (pilaantunut maa). Löydösten pohjalta alueiden suunnittelussa, kaivussa ja rakentamisessa on huomioitava happamaan maaperän valumat ja sen mahdolliset vaikutukset (Jokela ym. 2019). Malminkentän alueella on tehty läpi 2020-luvun hasu-tutkimuksia, jotka jatkuvat edelleen. Tulokset ovat taulukko- ja karttamuotoisina kaupungin Project Wise -projektipankissa, josta ne ovat suunnittelijoiden saatavissa aina tarvittaessa.

### 3 Painuma ja sen määritelmä

Painumalla tarkoitetaan maa-aineksen kokoonpuristumaa. Painuman muodostuminen johtuu usein konsolidaatiosta, jonka aiheuttaja on huokostilan eli maakeiden väliin jäävän tilan muutokset. Erilaiset muodonmuutokset voidaan jakaa kolmeen päätyyppiin, jotka on esitelty alla. Vaikka painumatyyppejä tunnustetaan useampi, geoteknisessä suunnittelussa konsolidaatiopainuma on yleisimmin laskennassa huomioitu muodonmuutostyyppi. Syy tähän on se, että suurin osa painumasta on nimenomaan konsolidaatiosta johtuvaa ja pelkästään tämän laskenta antaa riittävän tiedon. Jos tarkempia laskelmia kuitenkin on tarkoituksenmukaista tehdä, lasketaan lisäksi alkupainuma. (Jääskeläinen 2011. 119.)

#### Plastiset painumat

Plastiset painumat ovat huomattavia ja pysyviä muutoksia maaperässä. Muutoksen syntymekanismi aiheutuu tietyn jännityksen ylittävän paineen aiheuttamasta maaperän muokkaantumisesta (Kuva 1). Tällöin rakeet pääsevät liukumaan suhteessa toisiinsa, tämä aiheuttaa maan kohoamista kuormitetun alueen ympärillä.

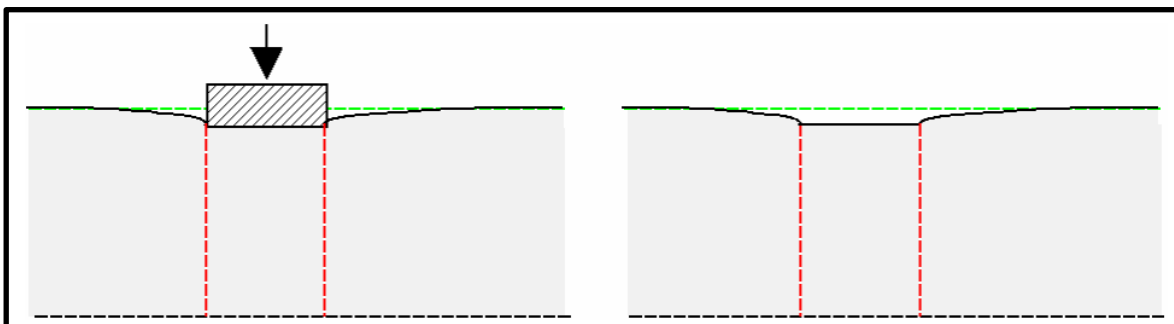


Kuva 1. Plastinen painuma (Ramboll Finland Oy)

Plastisen painuman muodostuminen on merkki tilanteesta, jossa maaperässä vallitsevat leikkausjännitykset ovat merkittävän lähellä murtotilaa. Ilmiön syntyminen tuleekin estää huolellisella rakenteiden mitoituksella. (Jääskeläinen 2011, 120.)

#### Konsolidaatiopainumat

Kun maan kokonaistilavuus pienenee, puhutaan konsolidaatiopainumasta (Kuva 2). Tämä tarkoittaa veden ja ilman poistumista maahiukkasten välisistä huokosista. Konsolidaatiopainuman kehittymisnopeus on sidoksissa huokosten kokoon, ja täten suurirakeiset maalajit ovat ominaisuuksiltaan sellaisia, että niissä tapahtuva konsolidaatio on nopeampaa kuin pienirakeisilla maalajeilla, joilla on pienempi vedenläpäisevyys.

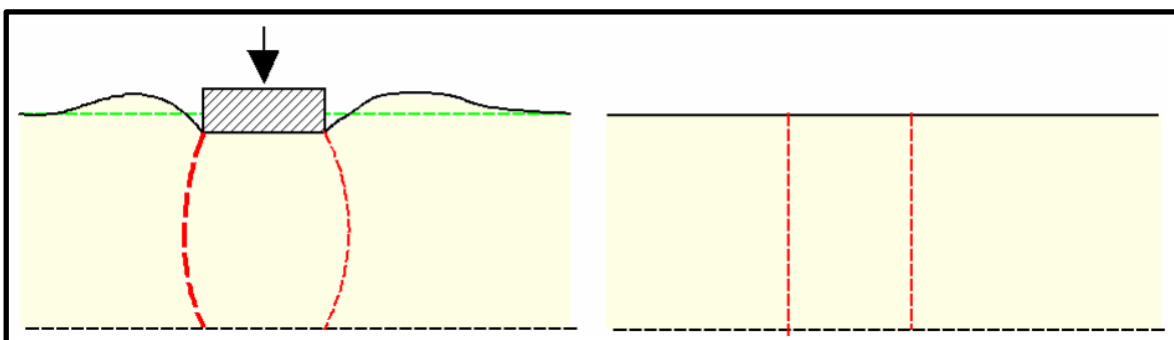


Kuva 2. Konsolidaatiopainuma (Ramboll Finland Oy)

Tämän kaltaiset painumat eivät palaudu kuormituksen poistamisenkaan jälkeen. (Rantamäki ym. 1997, 209.) Konsolidaatiopainuman syntymisessä onkin siis pohjimmiltaan kyse samasta mekaniismista, jota hyödynnetään ylikuormituspenkereissä.

### Kimmoiset painumat

Kimmoisen painuman eli muodonmuutoksen aiheuttaa ilmiö, jossa maaperän rakeet eivät pääse liukumaan suhteessa toisiinsa (Kuva 3). Kimmo-opin mukaisesti maaperään kohdistuvan kuormituksen aiheuttamat painumat palautuvat alkuperäiseen tilaansa, kun kohdistuva kuormitus poistetaan toisin kuin konsolidaatiopainumissa.



Kuva 3. Kimmoinen painuma (Ramboll Finland Oy)

Kimmoisen alue on kokonaisuudessaan tarkasteltuna kuitenkin hyvin marginaalinen. Kuvailtu ilmiö liittyykin lähinnä tilanteisiin, joissa ulkopuolisen kuormituksen vuoksi maaperään kohdistuu puristus- ja leikkausjännitysvoimia. Nämä aiheuttavat muutoksia maaperän kokonaisjännitykseen sekä minimaalisia muutoksia rakeiden puristumiselle ja kääntyilylle. Maaperä pysyy kuitenkin käytännössä lähes samassa tilavuudessa, vaikka deformaatiota onkin havaittavissa. (Jääskeläinen 2011, 120.)

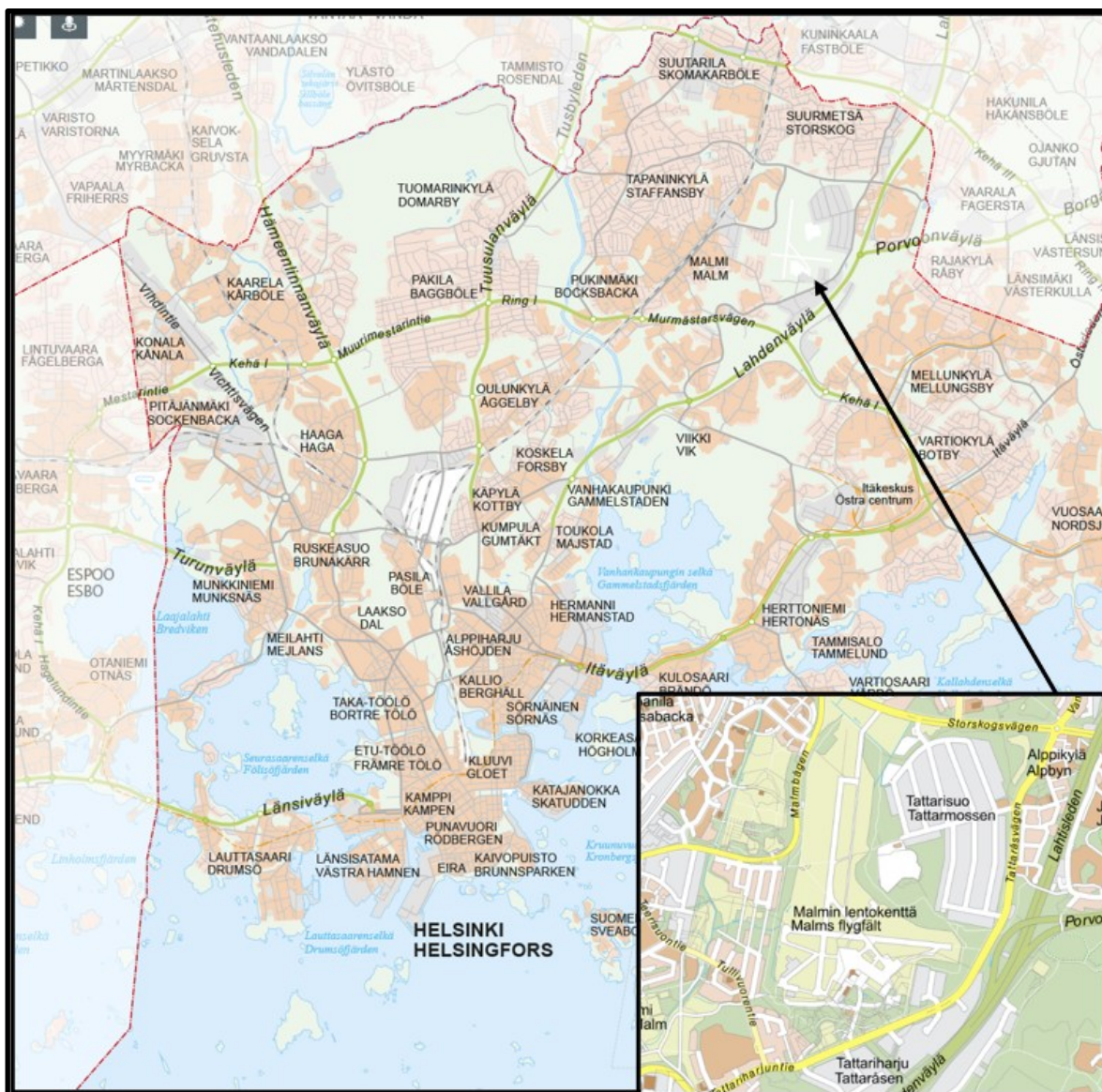
## 4 Malminkenttä ja tutkimuskohteiden esittely

### 4.1 Yleistä

Malminkenttä (Kuva 4) on Koillis-Helsingissä sijaitseva entinen pienlentokenttä, joka avattiin vuonna 1938. Kenttä oli yleisessä ilmailukäytössä vuoteen 2016 saakka, jolloin lentotoiminta lopetettiin Finavian toimesta. Tämän takia harrastus- ja koulutustoiminta on siirretty muille kentille. Tällä hetkellä alue toimii pääosin ulkoilu- ja virkistysalueena, mutta tulevaisuudessa kentälle on suunnitteilla asuinalue 25 000 asukkaalle. Pohjatutkimukset ovat ensiarvoisen tärkeitä, sillä jo lentokenttää rakennettaessa 1930 – luvulla oltiin hyvin tietoisia haastavasta maaperästä kentän alueella. Kentän avauspuheessa Tasavallan presidentti Risto Ryti kertoikin haastavasta rakennusprojektista seuraavasti:

*”Ainoastaan ne, jotka ovat tunteneet nämä seudut, voivat aavistaa kuinka paljon teknillistä taitoa, ruumiillista työtä sekä varoja on tarvittu, ennen kuin Tattarisuon epätasainen vesiperäinen maasto on muuttunut ensiluokkaiseksi, kestäväksi lentoasemaksi”* (Helsingin lentoasema, 1938).

Myös nykypäivänä tehdyt geotekniset maaperätutkimukset tukevat tätä puhetta, sillä näiden perusteella kentän alueella vallitsee 5–20 m paksu savipatja. Pohjamaan ominaisuuksien vuoksi lentokentän alueen muuttaminen kerrostaloalueeksi vaatiikin kattavia pohjatutkimuksia sekä pohjanvahvistus- ja pohjarakennustoimenpiteitä.



Kuva 4. Malminkentän sijainti (mukailtu Helsingin karttapalvelu)

Osa kentän alueesta on kaavoitettu ja eteläosassa on jo kahdella alueella vahvistettu asemakaava. Osana suunnitteluhanketta kentälle tehdään laajoja geoteknisiä tutkimuksia. Tässä insinööryössä keskitytään kentälle tehtäviin esikuormituspenkereisiin (Siirtymäkoerakenteet PS3 ja KK1). Niin esikuormittaminen kuin painopenkereen avulla tehtävä maaperän ylikuormituskin ovat perinteisiä ja laajalti käytössä olevia pohjanvahvistusmenetelmiä. Peruseriaatteena esikuormituksessa on aiheuttaa maaperään painetta jo aikaisessa rakennusvaiheessa. Tämä aiheuttaa maaperään tiivistymistä eli konsolidaatiota. Ilmiöllä on positiivinen vaikutus maaperän lujuusominaisuuksille. Lisäksi monitoroidun esikuormituksen aikana saadaan dataa maaperän käyttäytymisestä, kun siihen kohdistuu esikuormituspenkereen aiheuttamaa painetta. Tietoa voidaan hyödyntää kohteen jatkosuunnittelussa,

geoteknisten laskentojen tarkentamisessa sekä muilla maaperältään vastaavilla työmailla suuntaa antavana ohjenuorana. (Kivi, 2021.) Työssä käsiteltävät koepenkereet ovat siirtymärakenteita. Näillä tarkoitetaan rakenteita, jonka toinen pääty on painumaton tai lähes painumaton ja toinen suunnitellaan painuvaksi. Tämän kaltaisia siirtymärakenteita on tarkoituksenmukaista hyödyntää tilanteissa, joissa pohjavahvistettu tai pohjavahvistamaton tiepenger yhdistyy esimerkiksi paalujen varaiseen siltaan. Koska silta rakennetaan perustuksiltaan painumattomaksi, tasaa tällainen rakenne painumaeroja sillan ja tierakenteen välillä.

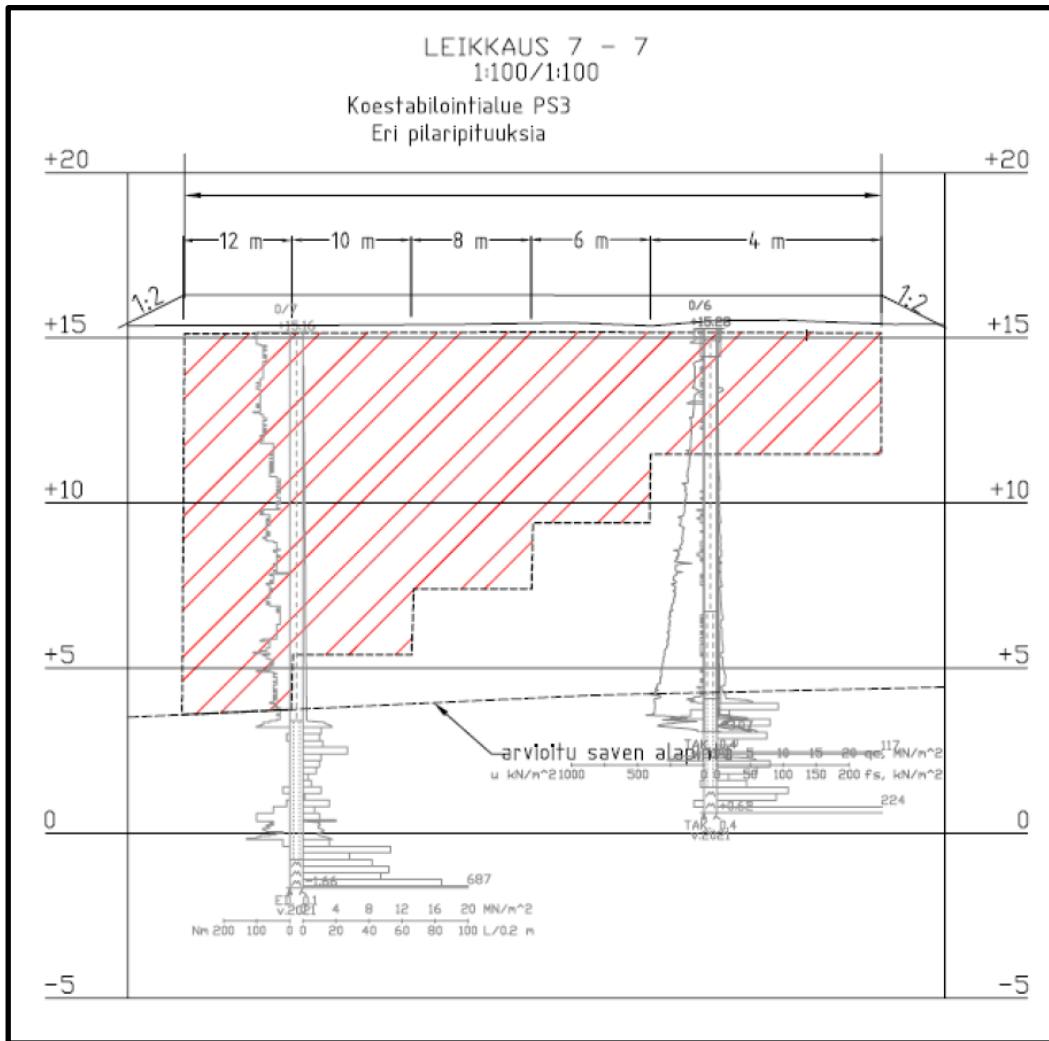
#### 4.2 Tutkimusalueen maaperän ominaisuudet

Malmin lentokentän ja tutkittavien koerakenteiden KK1 ja PS3 alueilla on pohjamaana savipatja. Saven geotekniset ominaisuudet on esitelty opinnäytetyön kohdassa 2.3. Entisenä lentokenttänä tutkimusalue on hyvin laaja ja tasainen, eikä merkittäviä korkeuseroja ole. Kentän alueella savipatjan alapuolinen pohjavesi on paineellista, jonka takia pohjaveden pinta nousee maanpinnan tasolle. Orsiveden pinta asettuu savipatjan päälle ulottuen suunnilleen kuivakuorisaven alapintaan asti. Malminkentän savisessa maaperässä on tehty myös havaintoja sekä tutkimuksia happamista sulfaattimaista (hasumaat esitelty opinnäytetyön kohdassa 2.4).

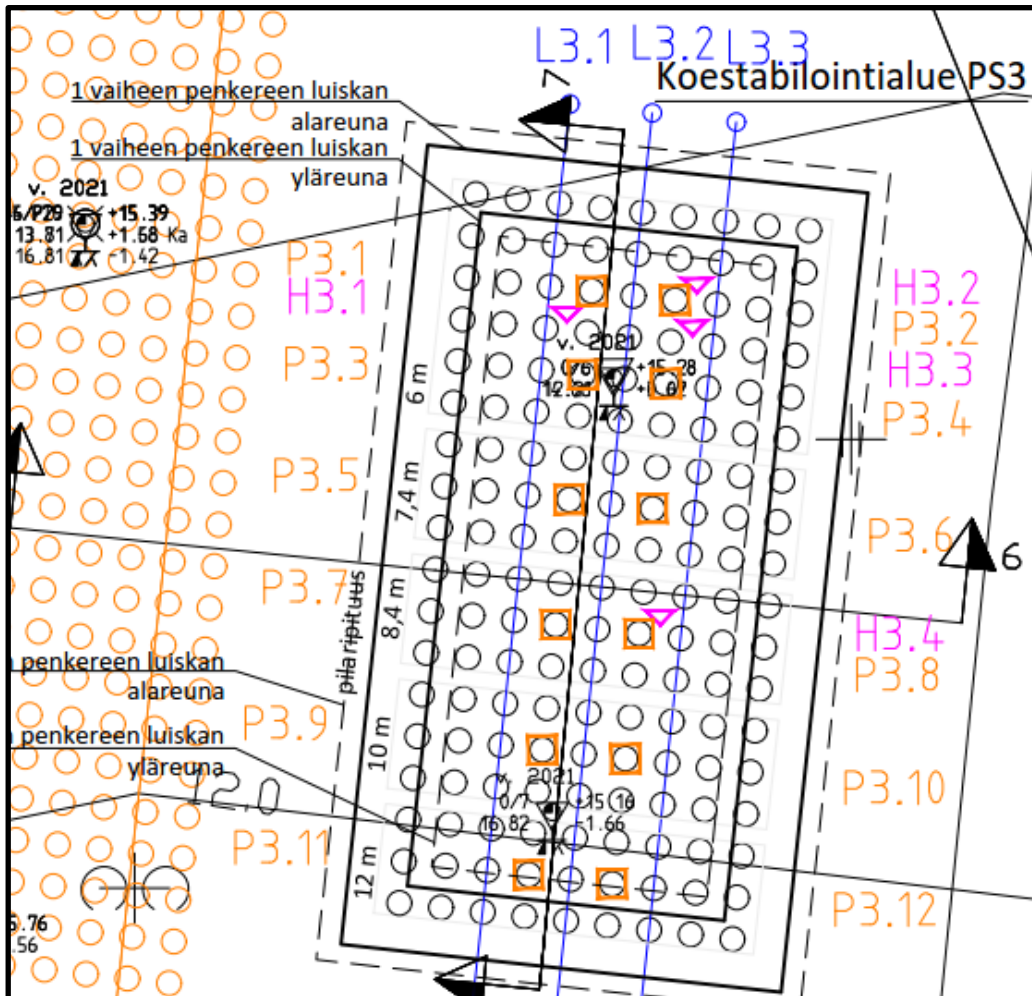
Tätä opinnäytetyötä koskevien koepenkereiden lähimmistä näytepisteistä otettujen maanäytteiden perusteella lähempänä maanpintaa oleva savi on liejuista savea (ljSa) näytteiden vesipitoisuuksien ollessa keskimäärin noin 130 %. Syvemmältä otetuissa maanäytteissä savi muuttuu laihaksi saveksi (laSa) vesipitoisuuden asettuessa n. 30–70 % välille.

#### 4.3 Pilaristabiloitu siirtymärakenne PS3

PS3 (Kuva 5) on 290 m<sup>2</sup> kokoinen koestabiloitu siirtymärakenne, joka sijaitsee kevennetyn koerakenteen (KK1) välittömässä läheisyydessä. Rakenteen pohjaolosuhteet on määritelty läheltä tehtyjen CPTU-kairausten, siipileikkauskokeiden sekä noin 100 metriä lounaaseen koerakenteesta sijaitsevan näytteenottopisteen perusteella. Näytteessä tutkittiin syvyydet 2,5...3 m sekä 6 m. PS3:lle on toteutettu määrämittäisiä pilareita, joiden pituus lyhenee etelä-pohjoissuunnassa (Kuvio 1). Koerakenteen maaperässä on käytetty Nordkalk Oy:n sideainetta GTC3. Aine on kalkin, sementin ja kipsin sekoitetta, joka on tarkoitettu ongelmallisten maalajien, kuten liejujen ja saven stabilointiin. Alue on instrumentoitu lähes vastaavasti kuin KK1, painumalevyjä ollessa 10:n sijasta 12 kappaletta (Kuvio 2).



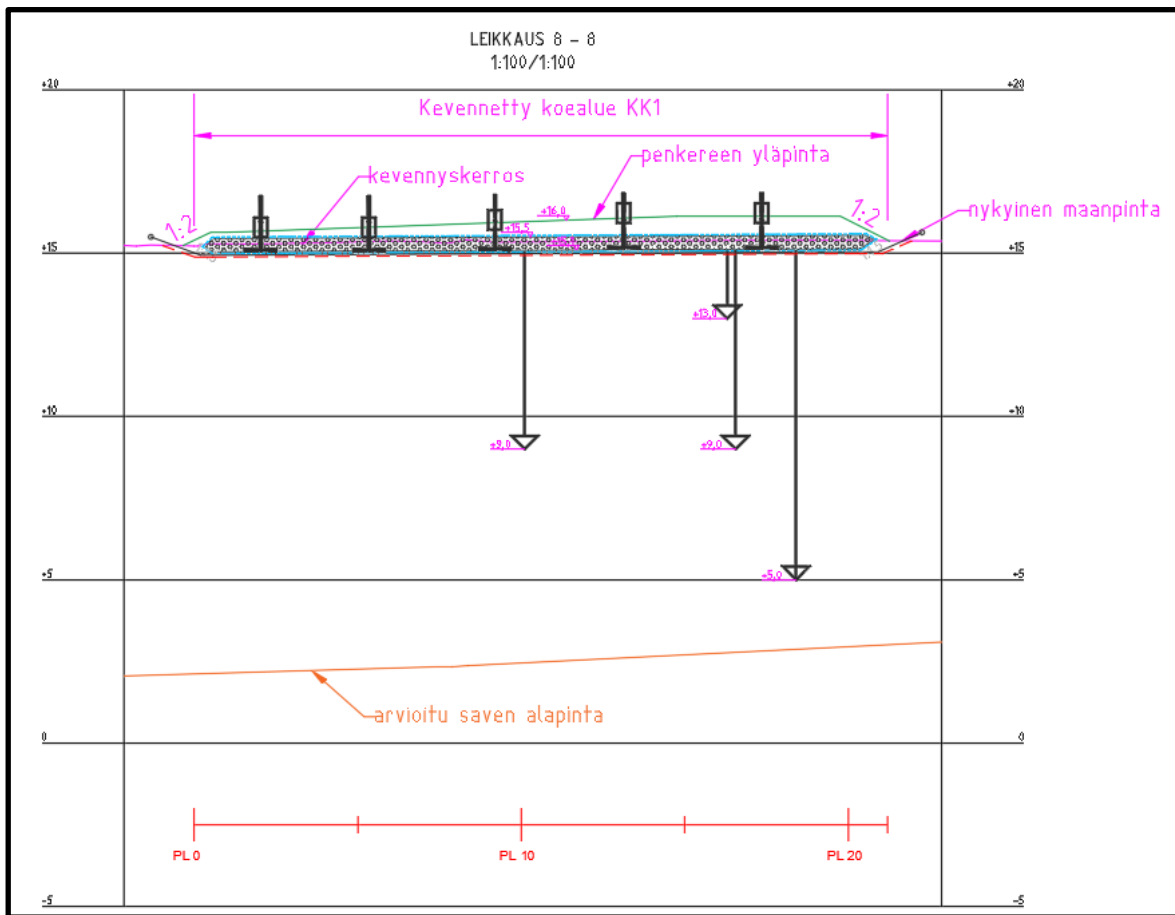
Kuvio 1. Pilaristabiloidun siirtymärakenteen pituusleikkaus (Ramboll Finland Oy 2022)



Kuvio 2. Pilaristabiloitu siirtymärakenne PS3:en instrumentointisuunnitelma (Ramboll Finland Oy 2022)

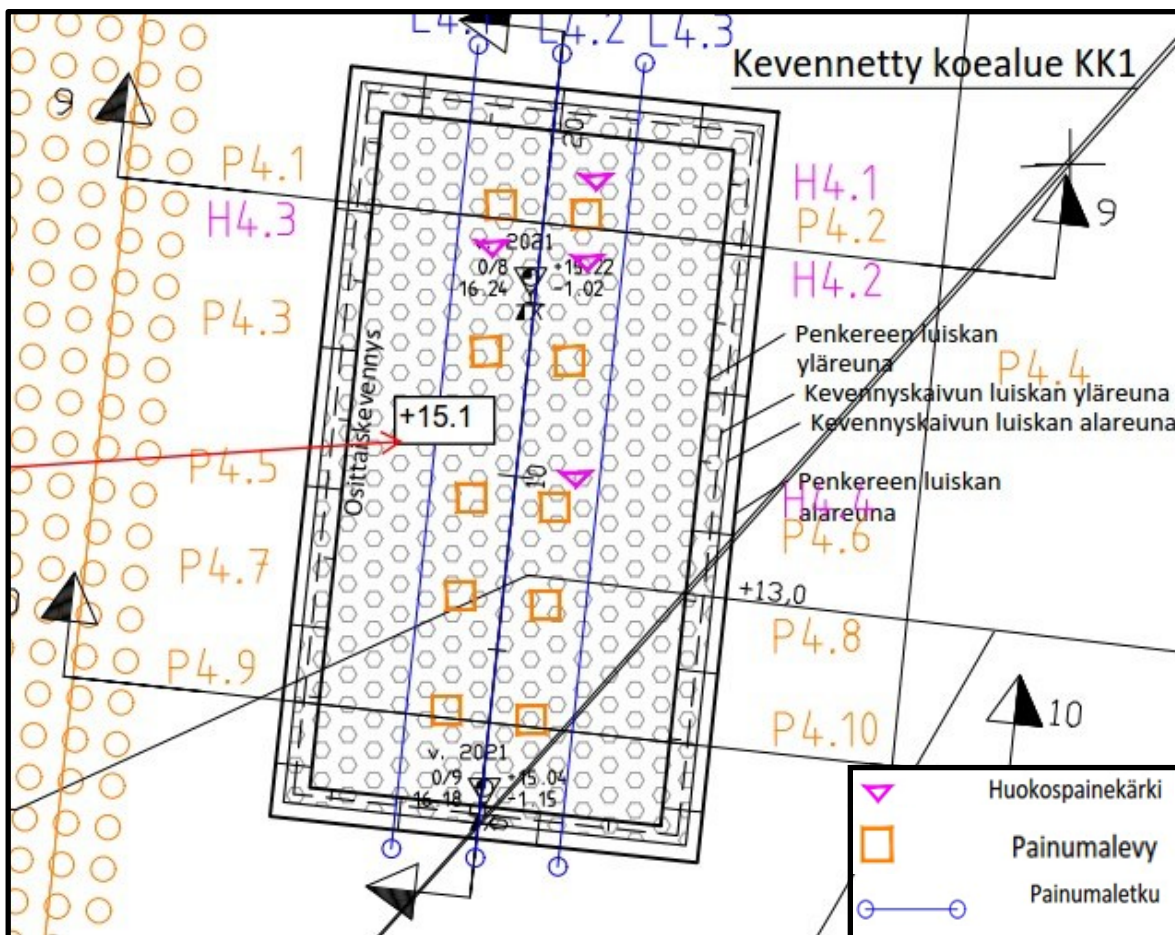
#### 4.4 Kevennetty koerakenne KK1

Koerakenteen KK1 on 266 m<sup>2</sup> kokoinen kevennetty koerakenteen alue. Se rakennettiin helmikuussa 2022, kun PS3:en seuranta oli tehty ja painumamittaustuloksia saatu. Penkereen pohjalle on tehty vakiopaksu vaahtolasimurskekerros, jonka tarkoitus on toimia keventeenä ja routasuojana. Tämän päällä on mursketta. Murskekerroksen paksuus vaihtelee 0,36–0,74 m etelä- ja pohjoispäätyjen välillä (Kuvio 3).



Kuvio 3: Koepenkere KK1:n pituusleikkaus (Ramboll Finland Oy 2022)

KK1:n päätyihin kohdistuva kuormitus iteroitiin vastaamaan PS3:n painumaprofiilia siten, että koerakenteen eteläpäädyn kuormitus on 2 kPa, joka simuloi 1,2 m kevennyskaivua. Pohjoispäädyssä kuormitus on 10 kPa, joka puolestaan simuloi 0,4 m syvyistä kevennyskaivua. KK1:lle on asennettu runsaasti painumaseurantalaitteistoa (Kuvio 4). Alueen poikki kulkee 3 manuaalista painumaletkua, ja sille on asennettu 10 painumalevyä. Näiden lisäksi ennen koepenkeren rakentamista sen alle on asennettu 4 huokosvedenpainekärkeä. Seurantalaitteistoa ja laitteiden toimintaperiaatteita kuvaillaan tarkemmin opinnäytetyön luvussa 5. Koerakenteen seurantalaitteisto on routasuojattu aiemmin kuvatulla vaahdotolasimurskeella, jotta routanousun vaikutus on voitu eliminoida. Penkereen alueelta on lisäksi tehty niin häiriityjen kuin häiriintymättömien näytteiden ottoja. Otettujen maanäytteiden perusteella koepenkeren pohjamaa koostuu liejuisesta savesta (ljSa), savisesta liejusta (saLj) ja savesta (Sa). Vesipitoisuus vähenee syvemmälle mentäessä.



Kuvio 4. Kevennetyn koerakenteen instrumentointisuunnitelma (Ramboll Finland Oy 2022)

#### 4.5 Vaahtolasimurske

Kevennetty siirtymärakenne KK1 on toteutettu vaahtolasimurskeella. Se on kevyt, huokoinen ja rakenteeltaan karkea kierrätyslasista valmistettu materiaali, joka koostuu 8 % lasista ja 92 % ilmasta (Kuisma 2013). Rakenteen tarkoituksena on selvittää maanvaraisen siirtymäkiilan toimivuutta pehmeän saven alueella. Vaahtolasimurske on tähän sopiva materiaali, sillä se omaa suuren leikkauskestävyysskulman (kitkakulma). Huomioitavaa on, että tästä huolimatta sen jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen on vaihtelulle herkkää aina sen hetkisen jännitystilän mukaan. (Köylijärvi 2014, 3.)

Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että vaahtolasimurskerakeiden välinen keskinäinen kitka on suuri, mutta se on altis muodonmuutoksille jännitystilän vaihdelta paljon. Tästä syystä vaahtolasimurskepatjalla tulee välttää isojen koneiden käyttöä tai muuta jännitteidenmuutoksia aiheuttavaa toimintaa. Materiaalin haluttu toimivuus ja ominaisuudet varmistetaan hyvällä tiivistyksellä. Tämä korostuu etenkin sellaisissa rakenteissa, jotka on kertaalleen

purettu ja rakennettu uudelleen. Murskeeseen ei tiivistämisen takia kohdistu merkittävää hienonemista, vaan se saavuttaa hyvät jäykkyysominaisuudet. (Köylijärvi 2014 3.)

Vaikka kerroksen pinnassa olevat rakenteet voivatkin tiivistämisen takia murskaantua, ei se aiheuta huomioon otettavaa kokonaishaittaa rakenteen lujuudelle. Malmin lentokentän kaltaisilla pehmeillä ja heikosti kantavilla pohjamailla on varmistettava, että alimman tiivistyskerroksen paksuus on riittävä. Paksuuden jäädessä riittämättömäksi voi tiivistysprosessi aiheuttaa epätoivottuja muutoksia ja häiriintymistä pohjamaahan. (Kuisma 2013, 8.)

## 5 Tutkimusmenetelmät ja instrumentointi

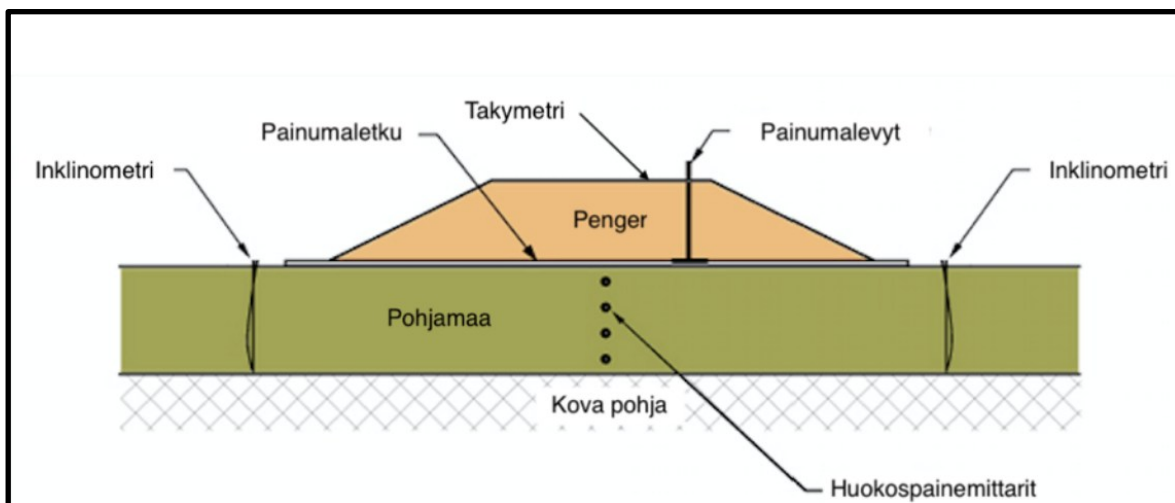
### 5.1 Siipileikkauskoe eli siipikairaus

Pehmeitä siltti- ja savimaita tutkittaessa sekä leikkauslujuutta määrittäessä oleellinen tutkimustapa on siipileikkauskoe eli siipikairaus. Siipikairauksia on tehty myös Malmin lentokentän alueella huomattava määrä osana alueen maaperätutkimuksia. Siipikairauksessa käytetään kairatankoa, jonka maahan työntyvässä kärjessä on neljä pinta-alaltaan identtistä siipeä. Kairakärki työnnetään maahan ja sitä pyöritetään tasaisella vakionopeudella kuusi (6) astetta / minuutissa. Tangon kiertoliikettä jatketaan niin kauan, kunnes siipi on leikannut maasta sylinterin muotoisen kappaleen. Tämän kiertoliikkeen aikana saavutettu suurin vääntömomentti edustaa häiriintymätöntä leikkauslujuutta eli huippulujuutta. Kun se on määritetty, määritellään häiritty leikkauslujuus. Tämä tapahtuu jatkamalla kairatangon pyörittystä vähintään 10 täyttä kierrosta (20 puolikierrosta) vakionopeudella 1 kierros 1–2 sekunnissa 20 kierroksen verran (Suomen geoteknillinen yhdistys, 2022). Tämä sekoittaa maa-ainesta ja näin voidaan määrittää häiritty leikkauslujuus vastaavalla tavalla kuin häiriintynyt määritettiin. Yleensä savipohjaisten rakenteiden suunnittelussa ja rakentamisessa pyritään siihen, että rakenteeseen syntyvät leikkausjännitykset pysyvät pienempinä kuin mitattu huippulujuus sekä jäännöslujuuden alapuolella (Jääskeläinen 2011, 98–116). Siipileikkauskokeella määritetty siipileikkauslujuus pitää aina redusoida suljetun leikkauslujuuden määrittämiseksi. (Suomen geoteknillinen yhdistys, 2022.)

### 5.2 Painumalevyt

Painumalevy on maanpinnan tai maakerroksen painumatarkkailua varten tarkoitettu mittauslaite. Laitte koostuu painumalevystä ja sen keskeltä nousevasta tangossa, jossa on kiinni mittauslaitteisto. Erillinen laitteisto ei kuitenkaan ole pakollista, mikäli mittaus tehdään manuaalisesti esimerkiksi takymetrillä. Manuaalisen mittauksen lisäksi voidaan tehdä GNSS-verkkoon perustuvaa automaattista mittausta, joka kuitenkin vaatii tukiaseman. Manuaalisia ja automaattisia mittauksia on mahdollista tehdä samaan aikaan.

Mittaus itsessään tapahtuu asettamalla painumalevy maanpinnalle tai upottamalla se maahan. Levyyn kiinnitetty tanko jää näkyviin maanpinnalle (Kuva 5). Tangon ympärille voidaan asentaa suojaputki, kuten PS3:n ja KK1:n kohdalla on tehty. Suojaputken tarkoitus on pois sulkea täyttökerroksen vaikutus, jonka takia se ei pääse vääristämään mittaustuloksia. (Munro, R ym. 2006.) Vaikka PS3:n ja KK1:n painumalevyt mittaavat painumaa reaaliajassa GNSS-satelliittipaikannuslaitteiden avulla, niin tässä opinnäytetyössä hyödynnetään kuitenkin tehtyjä manuaalimittauksia näiden sijasta.



Kuva 5. Instrumentoitu turpeen varaan rakennettu koepenkere (Kuva: ROADEX, Turpeen päälle rakennetut tiet 2019)

### 5.3 Huokosvesikärjet

KK1:llä sekä PS3:lla on käytössä automaattisia huokosvesikärkiä. Nimensä mukaisesti kyseinen laitteisto on suunniteltu huokosvedenpaineen mittaamista varten. Huomionarvoista on, että huokosissa voi olla veden lisäksi myös ilmaa, jolloin puhutaan huokospaineen mittaamisesta. Savikoilla mittauskärki on kuitenkin usein täysin vedellä kyllästynyt, jolloin mitataan nimenomaan huokosvedenpainetta. Mittausprosessi on yksinkertainen mutta mitaustapaa valittaessa tulee ottaa huomioon muun muassa mittaustarkkuuden vaatimukset, reagoitokyky mahdollisiin paineen muutoksiin sekä mittausten kesto. Huokospaine voidaan mitata kärjessä sijaitsevan anturin avulla. (Suomen geoteknillinen yhdistys, 1987.)

Paineen muutokset anturissa muuttavat paineen muutokset sähköisen vastuksen muutoksiksi eli anturi mittaa paineen muutokset ja muuttaa ne sähköiseksi signaaliksi, joka tarkoittaa vastuksen muutosta. Vaihtoehtoisesti huokospaine voidaan mitata myös kalvolla ja värähtelylangalla varustetun kärjen avulla. Tällöin saatu mittaustulos perustuu prosessiin, jossa huokosvedenpaine vaikuttaa kärjessä olevaan kalvoon ja sen värähtelyliikkeen jakosoluku muuttuu. Tarvittava käyttöjännite värähtelylankaan saadaan maanpäällä olevasta mittalaitteesta. Paineen muutokset havaitaan maanpinnalla lukemalaitteesta, joka on yhteydessä huokospainekärkeen. (Suomen geoteknillinen yhdistys, 1987.)

#### 5.4 Painumaletkut

Hydrostaattiseen paineeseen perustuva painumaletkumittaus on painumatutkimuksia tarkoittava tutkimuskeino, jossa mitataan nestetäytetyn muoviletkun painetta ja verrataan tätä vakioituun kiintopisteeseen.

Painumaletkumittauksessa tutkittavan penkereen alle asennetaan muoviputki siten, että se kulkee tutkittavan penkereen poikki. Painumaletkun tulee olla asennettuna tasaiselle alustalle, ja kaikki kivien kaltaiset epätasaisuudet tulee poistaa. Tarvittaessa alusta voidaan tasoyttää 100 mm hiekkakerroksella. Asennetun putken molemmat päät tulevat 2,5 m – 3 m ulos penkereen alta, jonka jälkeen ne tulpataan ja ankkuroidaan tukitankoihin noin 1,0 m – 1,5 m korkeudelle. Asennetun putken läpi vedetään nailonista valmistettu naru, johon mittaustanturi kiinnitetään. Asennetun letkun yläpinta vaaitetaan tasametrein. Tämän jälkeen letkun päälle tehdään vielä 200 mm paksu hiekkakerros, jota täydennetään vielä 500 mm kivettömällä suojamaatäytöllä. (Liikennevirasto 2011.)

Asennettu painumaletku voi tehdä painumamittausta mittaamalla painetta joko ilmanpaineen tai absoluuttisen paineen suhteen. Ilmanpaineen suhteen mitattaessa etuna on ilmanpaineen vaikutuksen eliminoituminen jo mittausvaiheessa. Toimintaperiaatteensa vuoksi ilmanpaineantureita voidaan sijoittaa vain 1kpl / letku, toisin kuin absoluuttista painetta mittaavia antureita, joita voi olla useita. Näiden kanssa on huomioitava, että tarkka ilmanpaine mittaushetkellä on tunnettava ja vähennettävä saaduista mittaushavainnoista. (Liikennevirasto 2011.)

## 6 Painumalaskennan teoriaa

### 6.1 Painumalaskennasta yleisesti

Rakenteiden toimintakyvyn luotettava arviointi on avainasemassa, kun halutaan seurata käytön aikaista painumaa. Lisäksi se auttaa arvioimaan käytössä olleita mitoitusmenetelmiä ja oletuksia lopputulemasta. Kuormituksen aikaiset painumat voivat paljastaa virheitä ja vääriä olettamuksia painumalaskennoissa ja näitä tulee uudelleen tarkastella sekä tarkentaa. Varteenotettava tapa toimia on hyväksikäyttää dataa, jota on saatu kerättyä jo käytön aikana. (Länsivaara 2001, 5.)

Tässä opinnäytetyössä kerätään käytönaikaista dataa koerakenteista. Näin saadaan tietoa, jota voidaan soveltaa jatkossa vastaaviin pohjaolosuhteisiin ja projekteihin. Kun kerättyyn dataan pohjautuvaa uutta painuma-arvioita tehdään, voidaan käyttää useita erilaisia laskentatapoja, kuten esimerkiksi tässä työssä hyödynnetyt tangenttimoduulimenetelmä sekä painumapotentialimenetelmä. Etenkin tangenttimoduulimenetelmä on Suomessa laajasti käytössä oleva työkalu painumalaskennassa yhdessä Asaokan menetelmän kanssa. (Länsivaara. 2001, 16.)

KK1:tä ja PS3:a koskevat, opinnäytetyötä edeltäneet geotekniset laskelmat on esitelty kohdassa 7. Nämä laskennat perustuvat arvioidun vesipitoisuuden avulla laskettuihin tuloksiin ja ovat täten lähinnä suuntaa antavia. Laskennoissa on hyödynnetty tangenttimoduulimenetelmää. Tarkempia painumalaskentoja ei ole ennen opinnäytetyötä tehty.

### 6.2 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmä (Kaava 1) on runsaasti käytetty ja laajalle levinnyt metodi aika-painumaa laskettaessa. Se on suhteellisen yksinkertainen yhtälö, joka perustuu portaittain mutta epälineaaraisesti kasvavan vaikutuksen ja vasteen perusteella tehtyyn laskentaan. Voidaankin sanoa, että jännityksen lisäys on syy, kun taas muodonmuutos maaperässä on seuraus. Tangenttimoduuliyhtälössä hyödynnetään laajasti laboratoriotutkimuksilla ja kenttätutkimusten eli kairausten avulla saatua dataa. (Länsivaara 2000, 3.)

Muun muassa ödometrikokeilla määritellään maaperän kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Kun eri parametrit on määriteltä, voidaan tangenttimoduuliyhtälöä soveltaa sijoittamalla tutkimuksista määritellyt parametrilukemat muodonmuutoksen laskentayhtälöön (Kaava 2). Tangenttimoduulimenetelmän on havaittu olevan pehmeillä savikoilla altis virhearvioille. Tämä johtuu tilanteista, joissa jännityksen eksponenttina on käytetty negatiivisia lukuja. Yleisin syy tälle virheelle on se, että moduulilukua että jännityksen eksponenttia käytetään

laskennan parametreina mutta ei huomioida sitä, miltä jännitysväliltä nämä on määritetty. (Länsivaara 2000, 3.)

Työssä käytettävällä laskentaohjelmalla nimenomainen virhelähde saadaan eliminoitua sitomalla moduuliluku ödometrikokeen konsolidaatiojännitykseen.

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^{1-\beta} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{z\rho} = \frac{1}{m_1\beta_1} \left[ \left(\frac{\sigma}{\sigma_v}\right)^{\beta_1} - \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_v}\right)^{\beta_1} \right] \quad (2)$$

$m_1$  = moduuliluku normaalikonsolidoitunut

$m_2$  = moduuliluku ylikonsolidoitunut

$\beta_1$  = jännityseksponentti, normaalikonsolidoitunut

$\beta_2$  = jännityseksponentti, ylikonsolidoitunut

$\sigma'$  = tehokas pystyjännitys

$\sigma_v$  = vertailujännitys

$\sigma'_p$  = tehokas konsolidaatiojännitys

### 6.3 Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrien esittely

Peruslähtökohta laskentaa aloitettaessa on asianmukaisten, pohjamaan tilaa realistisesti kuvaavien laskentaparametrien määrittäminen. Tämä voidaan tehdä suuntaa antavasti esimerkiksi kairaustulosten tai maanäytteiden perusteella, mutta tarkat parametrit määritetään ödometrikokeella. Tangenttimoduulimenetelmää käytettäessä hyödynnetään seuraavia, alla kuvattuja laskentaparametrejä.

#### **Esikonsolidaatiojännitys**

Esikonsolidaatiojännitys kuvaa nimensä mukaisesti maaperään aiemmin kohdistuneen paineen luomia jännityksiä. Esikonsolidaatiojännityksen määrittäminen auttaa siis ymmärtämään ja arvioimaan millaisia paineita pohjamaa on aiemmin kestänyt. Painumalaskentaa tehdessä on huomioitava painuman epälineaarisen käytös. Tämä seikka korostuu etenkin tilanteissa, joissa määritetty esikonsolidaatiojännitys ylittyy. Jännitysrajan ylittyessä painuman muodostuminen kiihtyy huomattavasti.

### Konsolidaatiokerroin

Konsolidaatiokerroin on ödometrikokeen yhteydessä määriteltävä laskentaparametri, jonka tulkinta tehdään aika-painuma mittaushavaintojen avulla. Konsolidaatiokerroin määritellään myös vedenläpäisevyyskerroimen ( $k$ ) ja kokoonpuristuvuusmoduulin ( $M$ ) suhteella veden tilavuuspainoon ( $\gamma$ ). (Kaava 3)

$$c_v = \frac{k \cdot M}{\gamma_w} \quad (3)$$

$c_v$  = Pystysuuntainen konsolidaatiokerroin

$k$  = Vedenläpäisevyyskerroin

$M$  = Kokoonpuristuvuusmoduuli

$\gamma_w$  = Veden tilavuuspaino

### Moduuliluvut esikonsolidaatiojännityksen ympärillä

Ylikonsolidaatiojännityksen ympäriltä määritellään ödometrikokeen yhteydessä omat moduulilukunsa yli- ja normaalikonsolidoituneille osille ( $m_1$  ja  $m_2$ ), joita hyödynnetään laskennassa. Moduuliluku määritetään tangenttimoduulimenetelmän yhtälön käyränsovituksen avulla. Käyränsovitus tehdään erikseen yli- ja normaalikonsolidoituneille osille, jolloin saadaan molemmille vastaavat moduuliluvut ( $m_1$  ja  $m_2$ ), joita hyödynnetään laskennassa. Moduuliluku kuvaa maan jäykkyyttä: mitä pienempi luku, sitä suurempi kokoonpuristuvuus materiaalilla on.

### JännitysekspONENTIT

Aivan kuten konsolidaatiokerroimen ja moduulilukujenkin yhteydessä, myös jännitysekspONENTTI määritellään ylikonsolidoituneille (B2) ja normaalikonsolidoituneille (B1) osille käyränsovitusten pohjalta. JännitysekspONENTTI kuvaa materiaalin, tässä tapauksessa maan jännitys-muodonmuutos käyrän, muotoa.

#### 6.4 Painumapotentialimenetelmä

Janbun painumapotentialimenetelmä on painumamittauksiin perustuva laskentamenetelmä, jonka perusta on hiipumateoriassa. Kyseinen teoria ei ole kuitenkaan Suomessa laajalti tunnettu. Suomessa yleisimmin tunnettu teoria on Asaokan menetelmä, joka esitellään myöhemmin opinnäytetyön osiossa 6.5. Hiipumateoria on esitelty tarkemmin Tim Länsivaa-  
ran teoksessa ”Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella” (2001, 7).

Lyhyesti kuvattuna hiipumalla viitataan äkillisen alkupainuman jälkeiseen, hidastuvalla tahdilla tapahtuvaan painumiseen.

Myös itse painumapotentiaalimenetelmä on esitelty tarkemmin aiemmin mainitussa Länsivaaran (2001) teoksessa. Teoksessa tutkittiin painumapotentiaalimenetelmän toimivuutta painuman ennustamiseen kahdella eri käyräsovituksella. Käyräsovitusten vertailun lisäksi sitä verrattiin Asaokan menetelmään. Teoksessa käsiteltiin yhdessätoista kohteessa tehtyjä laskentoja ja havaintoja. Näiden perusteella tehdyn analyysin perusteella painumapotentiaalimenetelmän avulla saadut laskentatulokset ovat parempia kuin Asaokan menetelmässä tai muissa menetelmissä joihin vertailua tehtiin. Teoksessaan Länsivaara korosti painumapotentiaalilin hyvänä puolena sen pohjautumista klassisiin painumalaskennan teorioihin. Tämä mahdollisti sen käyttämisen myös maaparametrien arvioimiseen. Koska näitä voidaan arvioida vain lähtötietojen perusteella, on menetelmä siten sovellettavissa myös tavalliseen painumalaskentaan. (Länsivaara 2001, 83.)

## 6.5 Asaokan menetelmä

Asaokan menetelmä on Suomessa laajemmin tunnettu painumaennustemenetelmä sen yksinkertaisuuden ja tunnettavuuden vuoksi. Sen on todettu olevan painumapotentiaalimenetelmään verrattuna huonompi keino painuman arviointiin, sillä menetelmä aliarvioi painumaa seurannan alkuvaiheessa. Ennusteen tulos tasoittuu kuitenkin noin 3,5 vuoden kuluttua aloituksesta.

Menetelmän ongelmallisuus piilee siinä, että laskentamenetelmä perustuu olettamukselle siitä, että maaperään kohdistuva kuormitus olisi vakio ja maakerrokset olisivat homogeenisiä. Menetelmä ei myöskään ota huomioon yllä kuvattua hiipumaa. (Länsivaara 2001,17.)

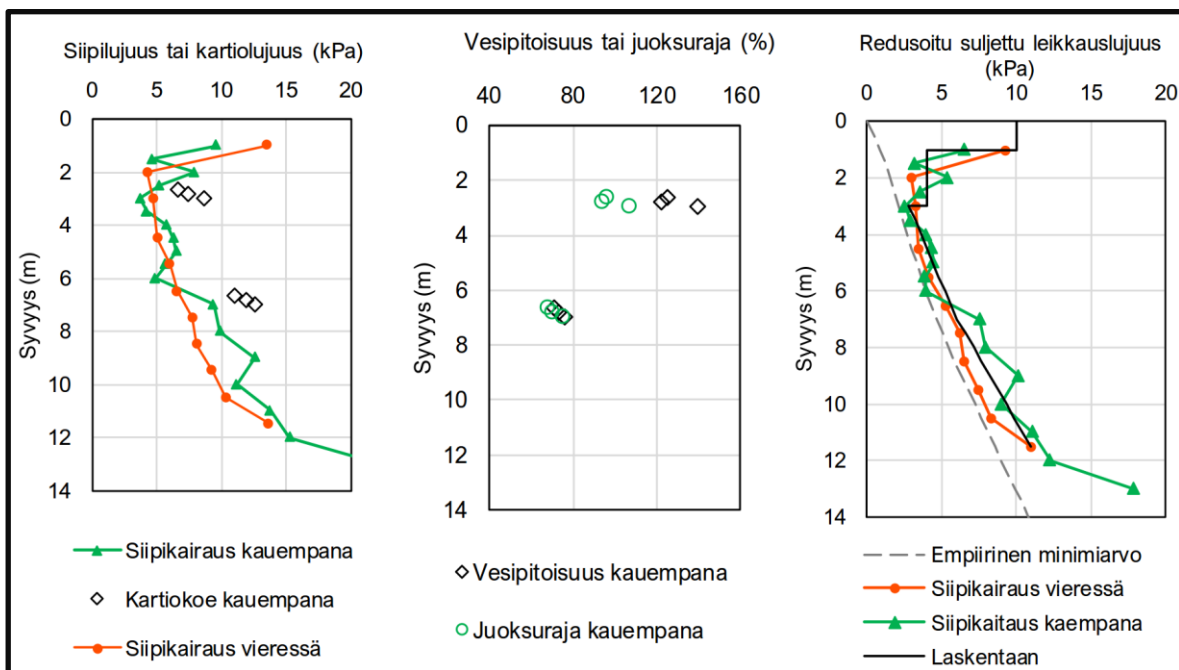
## 7 Koepenkereiden alustavat geotekniset laskemat vuonna 2022

### 7.1 Alkuperäisten laskentaparametrien esittely

Penkereistä ensimmäisenä rakennetun, pilaristabiloidun siirtymärakenne PS3:n alkuperäiset painuma- ja stabiiliteetilaskelmat tehtiin alkuperäisen pilarisuunnitelman mukaisesti määrittämällä maaperän pohjaolosuhteet penkereen läheltä tehtyjen siipileikkauskokeiden ja CPTU-kairauksista saatujen tulosten perusteella. Lisäksi hyödynnettiin maanäytetutkimuksia, jotka oli tehty n. 100 metrin päästä penkereestä. Näin saatiin määriteltyä leikkauslujuudet, jotka redusoidtiin SGY:n kairausoppaan II (Siipikairaus) perusteella johtamalla ne juoksurajasta. Suljetun leikkauslujuuden minimiarvo perustuu Liikenneviraston laskentaohjeisiin. Saven plastisia ominaisuuksia kuvaileva juoksuraja määriteltiin kartiokokeen avulla hienousluvusta. Loput laskennassa käytetyt maaparametrit määriteltiin kirjallisuuden ja empiiristen korrelaatioiden (esim. vesipitoisuusmenetelmä) avulla (Kuvio 5). Koealueen painumalaskennoissa pohjamaa jaettiin poikkileikkauksen kohdalta neljään eri kerrokseen, joille määriteltiin kerroksittain omat parametrit (Taulukko 3) laskennan pohjaksi.

Kerros	Syvyys (m)	Tilavuuspaino (kN /m <sup>3</sup> )	Vesipitoisuus (%)	POP (kPa)	m1	b1	m2	b2
KuSa	0–1,8	17	50	30(YK)	14	0	60	0,5
Sa1	1,8–7,5	14	125	0(NK)	5,6	0	60	0,5
Sa2	7,5–11,5	15	75	0(NK)	9,3	0	60	0,5
Si/Hk	11,5–14	17	-	0(NK)	80	0,3	16 0	0,5

Taulukko 3. PS3:n laskentaparametrit maakerroksittain



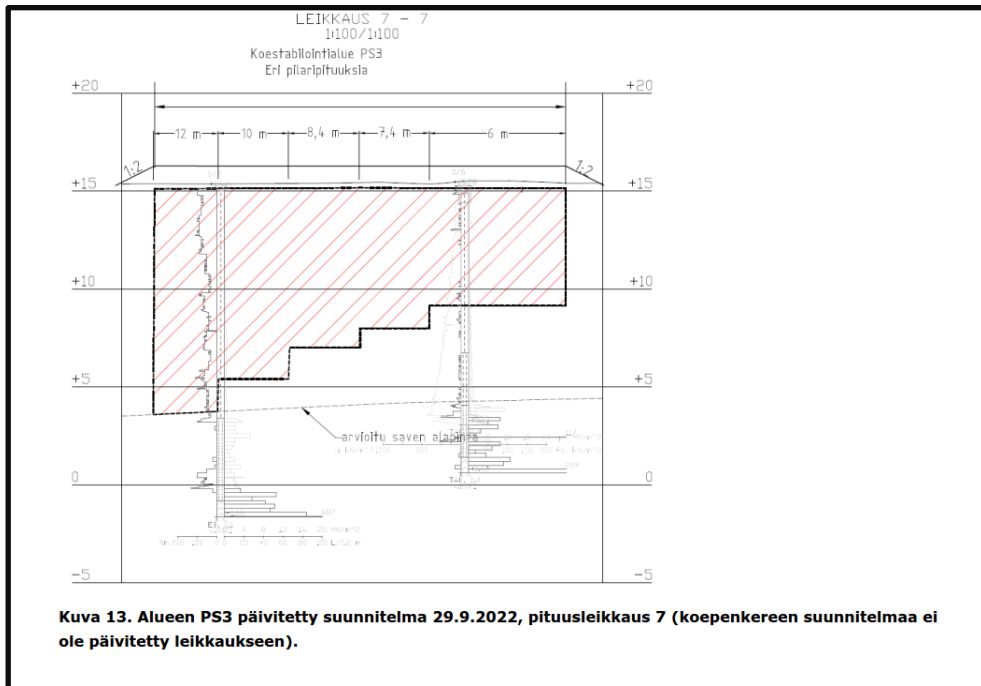
Kuvio 5. PS3:n tuloksia sekä laskennassa käytetty suljettu leikkauslujuus (Ramboll Finland Oy 2022)

Penkereen pilarisuunnitelmaa käytettiin sellaisenaan osana laskentoja:

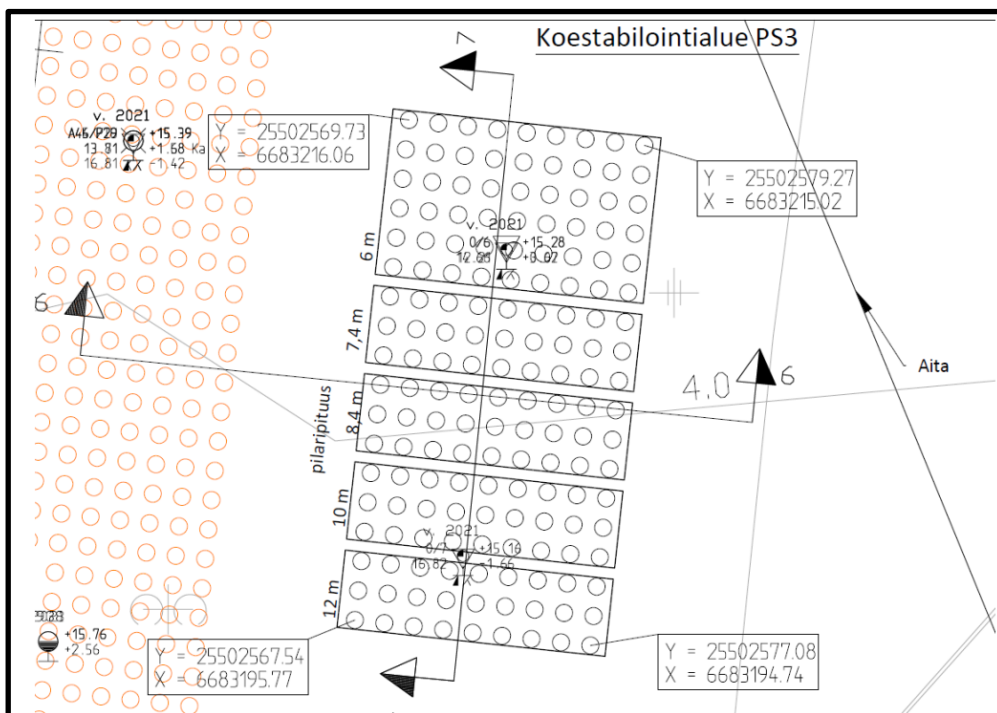
- pilareiden välinen k-jako: 1,2 m
- pilarikohtainen halkaisija: 700 mm
- tavoitearvo pilarien leikkauslujuudelle 110 kPa. Tätä kuitenkin varioitiin myös 70:n 90:n kPa:n välillä.

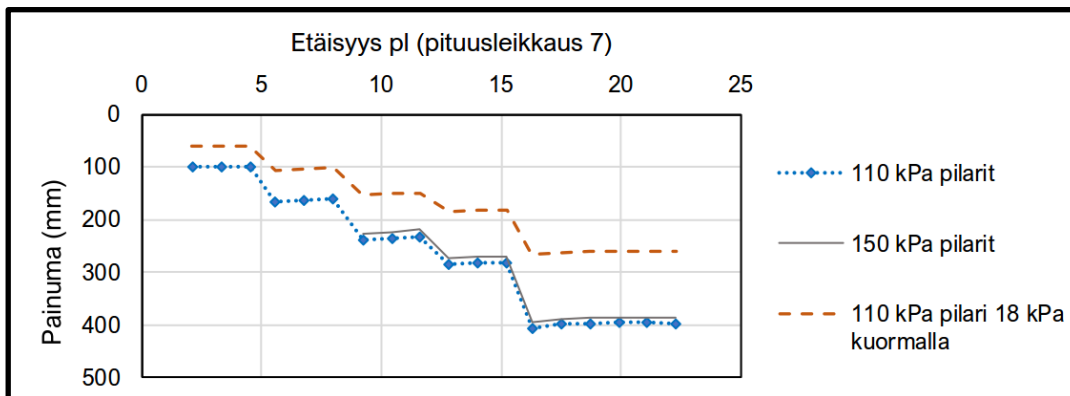
## 7.2 PS3:n lopulliset laskelmat ja tulokset

Penkereen painumalaskelmat tehtiin penkereen pituussuunnassa läpi kulkevan poikkileikkaus 7:n mukaisesti olettamuksella, että vastapengertä ei rakennettaisi. Pilareiden leikkauslujuuden (70, 90 110 kPa) varioinnilla ei havaittu olevan oleellista vaikutusta painumaan, koska määräävä elementti on nimenomaan pilareiden alapuolisen maan painuma. Stabiiliteetti- ja painumalaskelmien perusteella määriteltiin määrämittaisten pilarien pituudet (Kuvio 7) sekä pengerkorkeudet. Suunnitelmassa esitettiin, että 1. vaiheessa PS3 penger rakennetaan korkeustasolle +16,3 (n. 1,1 m korkea penger) (Kuvio 6) ja myöhemmin penger voidaan korottaa 2. vaiheen korkeustasoon +16,9, mikä vastaa n. 1,45 m korkea pengertä (n. 30 kPa kuormitus). Pilareiden leikkauslujuutena lopullisessa painumalaskelmassa oletettiin 110 kPa (Kuvio 8)



Kuvio 6. Leikkauslinja 7–7, jolla painumaa arvioitiin (Ramboll Finland Oy 2022)





Kuvio 8. Leikkauslinjan 7 etelä-pohjoissuuntaiset painumat 30 ja 18kPa pengerkuormituk-silla (Ramboll Finland Oy)

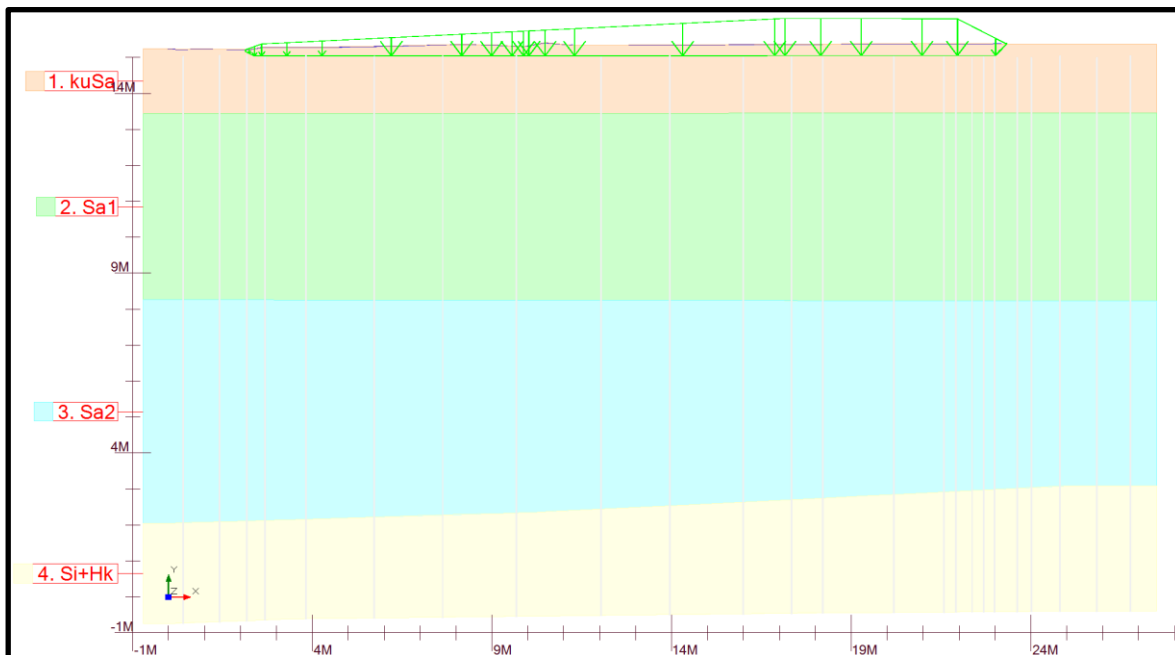
Määrämittaisten pilarien alapuolisessa savessa aika-painuma on hidasta, mikä vaikuttaa PS3 aika-painumaan. Suurin muuttuja pilareiden alapuolelle jäävien savikerrosten painu-massa onkin huokosvedenylipaine. Mikäli se pääsee purkaantumaan ala- ja yläpäistä, ai-heuttaa se lyhyempien pilareiden alapuolisessa 5 m paksuisessa savikerroksessa kuivu-mista. Näin tapahtuessa saavutetaan 90 % konsolidaatioaste 2–13 vuodessa riippuen konsolidaatiokerroimesta alla olevan taulukon (Taulukko 4) mukaisesti.

Konsolidaatiokerroin ( $m^2 / a$ )	90 % konsolidaatioasteen painuma-aika
0,4	13
1,0	5
2,0	3
2,5	2

Taulukko 4. Arvioidut painuma-ajat 5 – metrisessä savikerroksessa

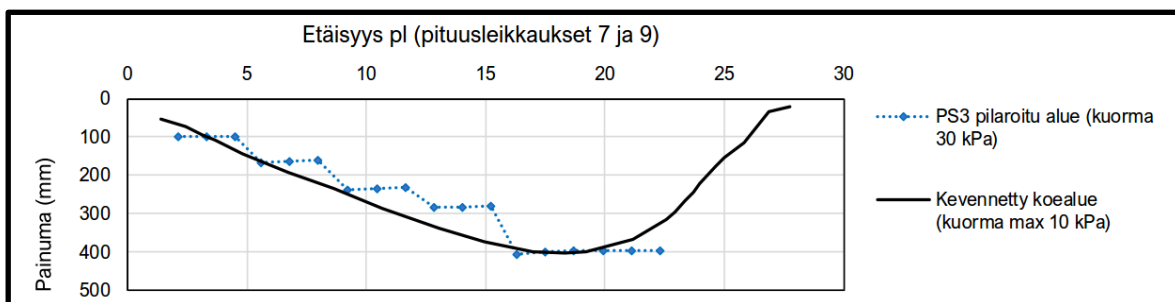
### 7.3 Kevennetyn koerakenne KK1:n painumaparametrit ja arviot suunnitteluvai-heessa

Vaahtolasimurskeella kevennetty koepenger KK1 rakennettiin siten, että sillä pyritään si-muloimaan aiemmin kuvatun PS3:n painumaprofiilia kevennetyn penkereen muodossa. KK1:n rakenne on kuvattu tarkemmin kohdassa 4.4. PS3:en kanssa samankaltaisiin, luon-nontilaisen saven laskentaparametreihin (Taulukko 3) perustuvat painumalaskelmat tehtiin etelä-pohjoissuuntaiseen pituusleikkaukseen 9 (Kuvio 4) sillä erolla, että syvällä olevien maakerrosten paksuus vaihdettiin vastaamaan KK1:n kohdalta tehtyjä kairaustuloksia (Ku-vio 9).



Kuvio 9. Kevennetyn koerakenteen laskentapohjan parametrialueet (Ramboll Finland Oy)

KK1:n suunnitteluvaiheen painumaprofiili vastaa hyvin PS3:n osalta saatuja tuloksia loppupainuman ja konsolidaatioaste  $U=90\%$ :n osalta. Painumat kasvavat pohjoiseen mentäessä (Kuvio 10).



Kuvio 10. KK1:n arvioitu painumaprofiili suhteessa PS3:een (Kuva: Ramboll Finland Oy)

#### 7.4 Koerakenne KK1:n painumaseurannan aloitus

Kevennetty koerakenne valmistui helmikuussa 2023. Huokosvedenpaineen seurantadataa penkereen osalta löytyy jo rakentamisen ajalta. On toki huomioitava, että penkereen rakennusvaiheessa saatu data ei sinänsä ole sopivaa dataa varsinaisen painumatarkastelun osalta, mutta sen avulla on mahdollista havainnoida penkereen käyttäytymistä rakennusvaiheen aikana ja valmistumisen jälkeen. Työmaavaiheen aikana mitatussa huokosvedenpaineessa näkyy korostetusti ”piikkejä” esimerkiksi huokospainekärkien tuloksissa, kun niihin kohdistuva kuormitus kasvaa pikkuhiljaa pengertä rakennettaessa. Penkereen

valmistuttua huokosvedenpaineet kuitenkin pikkuhiljaa tasoittuvat ja ajan saatossa laskevat. Painumaletkut ja -tangot asennettiin koepenkereen rakentamisen yhteydessä.

### 7.5 Laskentojen tarkennustarpeet

Aiemmin kuvatut penkereitä koskevat alustavat painumalaskennat on tehty vuonna 2022 ja näissä oli hyödynnetty GeoCalc-ohjelmistoa ja tangenttimoduulimenetelmää. Alustavat laskelmat tehtiin osittain suuntaa antavien tietojen avulla. Muun muassa penkereen osalta ei oltu määritelty tarkkoja parametreja ödometrikokeiden avulla vielä vuonna 2022.

Koska suuntaa antavissa suunnitteluvaiheen laskemissa moduuliluku on arvioitu vesipitoisuudesta, on näiden tarkentaminen sittemmin saatujen ödometrikokeen tulosten pohjalta mielekäs vaihtoehto painumaennusteen tarkentamiseksi. Siipikairauksien pohjalta saaduilla parametrialvioilla voidaan varovasti arvioida esikonsolidaatioastetta kartoittamalla saven korkein konsolidaatiojännitys. Tämä on kuitenkin mahdollista vain suuntaa antavasti, sillä vain ödometrikokeessa määriteltynä on mahdollista kuvata saven rakenteellista olemusta ja käytöstä, joka on riippuvainen useista muuttujista. (Länsivaara, 2000, 9.)

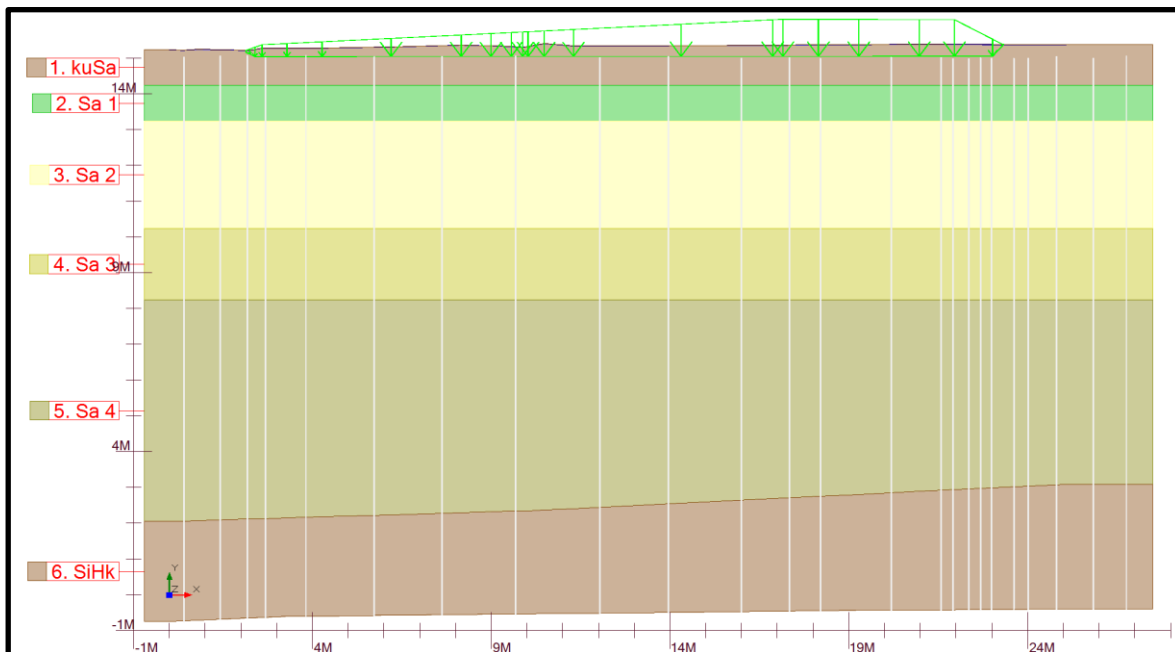
## 8 Painumalaskelmat 2025

### 8.1 Lähtökohdat ja parametrien tarkennukset

Opinnäytetyössä tehtävät painumalaskentojen parametrit perustuvat vuoden 2022 jälkeen kerättyyn seurantadataan, laboratorio- ja pohjatutkimuksiin sekä näistä tehtäviin johtopäätöksiin. Dataa on siis selkeästi enemmän käytössä kuin alustavissa arvioissa. Oleellisimpana muutoksena tarkennettujen painumaparametrien lisäksi alkuperäisiin laskentoihin verrattuna on tutkittavan koepenkeren jakaminen useampiin maakerroksiin. Osiossa 7.1 esiteltyihin maakerroksiin on nyt lisätty kaksi uutta savikerrosta (Kuvio 11). Kerroskohtaiset parametrit esitelty opinnäytetyön taulukossa 5.

Kerros	Syvyys (m)	Tilavuuspaino (kN /m <sup>3</sup> )	POP (kPa)	m1	b1	m2	b2	Konsolidaatiokerroin (Norm.)	Konsolidaatiokerroin (Ylikons.)
KuSa	0–1	17	-	14	0	60	0,5	0,85	5
Sa1	1–2	14	-	7	0	64,18	0,63	0,5	5
Sa2	2–5	13,5	6,5	7,84	-0,86	64,18	0,63	0,2	2
Sa3	5–7	15	18	6,3	-0,59	85,10	1	0,5	5
Sa4	7–13,30	15	15	5,7	-0,70	69,40	1	0,5	5
SiHk	13,30– 15,70	17	-	80	0,30	-	-	10	-

Taulukko 5. Uudet kerroskohtaiset laskentaparametrit. Huom. SiHk:n syvyys ilmoitettu sen korkeimmasta kohdasta



Kuvio 11. Kevennetyn koerakenteen päivitetyn laskentapohjan maakerrosten vyöhykejako

Muutoksen myötä laskenta on tarkemmin linjassa vallitsevan maaperän olosuhteiden kanssa. Lisäksi alkuperäisiä, vesipitoisuuksiin perustuvia parametreja saadaan tarkennettua ödometritulosten pohjalta. Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit on esitelty taulukossa 5.

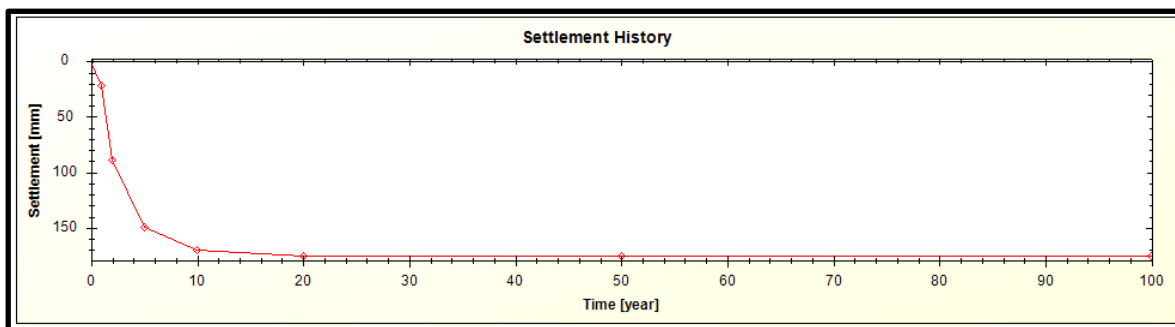
Laskentoja tehdessä negatiivisten moduulilukujen aiheuttama virhelähteen mahdollisuus on eliminoitu sitomalla moduuliluku ödometrikokeen konsolidaatiojännitykseen.

## 8.2 Tangenttimoduulimenetelmä-laskentojen tarkennukset

Ensimmäinen laskelma taulukossa 5 esitellyin parametrein ei ollut linjassa sen suhteen, millaista painumadataa koerakenteen seurantalaitteistolla on saatu. GeoCalc 6:lla tehty laskenta aliarvioi painuman jäävän toisen vuoden kohdalla alle 23 mm, vaikka manuaalimittauksilla suurin havaittu painuma on noin 90 mm. Saadun tuloksen pohjalta parametreja iteroitiin siten, että painumanopeus saatiin kalibroituja sille tasolle, missä painumaprofiili olisi linjassa manuaalimittausten pohjalta saadun datan kanssa. Kalibrointi tehtiin kasvattamalla käytettyjä konsolidaatiokertoimia laskentapohjan eniten painuvilla vyöhykkeillä. Mallinnuksessa tehty laskenta näytti suurimman painuman tapahtuvan kerroksessa Sa3.

Pelkillä Sa3 -kerroksen muutoksilla painumaa ei kuitenkaan saatu vastaamaan seurantamittauksia, vaan myös Sa2 ja Sa4 sen ympäriltä vaativat iterointeja käytettäviin konsolidaatiokertoimiin. Painumalevyistä saadun datan kanssa linjassa oleva tulos saavutettiin lopulta 10 – kertaistamalla Sa3:n ja Sa4:n ja 5 – kertaistamalla Sa2

konsolidaatiokertoimet. Näillä muutoksilla saavutettu painuma-arvio (Kuvio 12) on linjassa manuaalimittauksin kerätyn datan kanssa (Kuvio 13).



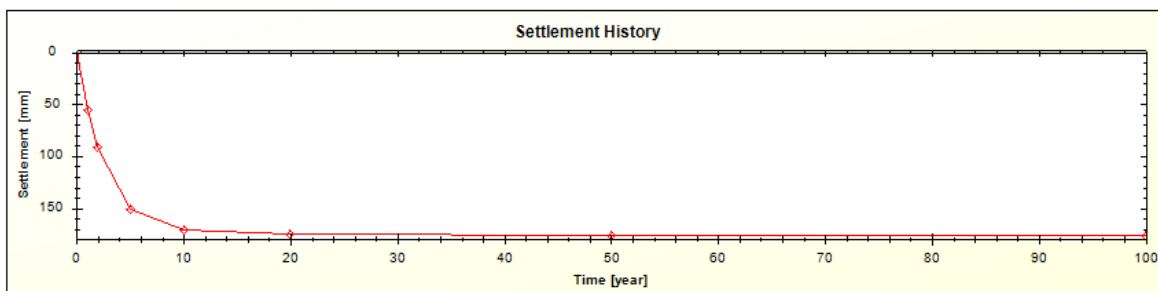
Kuvio 12. Painumaennuste penkereen keskialueella iteroiduilla konsolidaatiokertoimilla



Kuvio 13. Manuaalimittauksiin perustuva seurantadata (Helsingin kaupunki, Stara)

Tehdyillä muutoksilla laskennallinen painuma saatiin linjaan kerätyn painumadatan kanssa, mutta vyöhykekohtaisissa kalibroitukertoimissa oli nyt merkittäviä eroja. Kertoimien iterointia päätettiin siis jatkaa. Tavoitteena oli saavuttaa seurantadatan mukainen 90 millimetrin painuma kahdessa vuodessa siten, että jokainen savikerros käyttää samaa

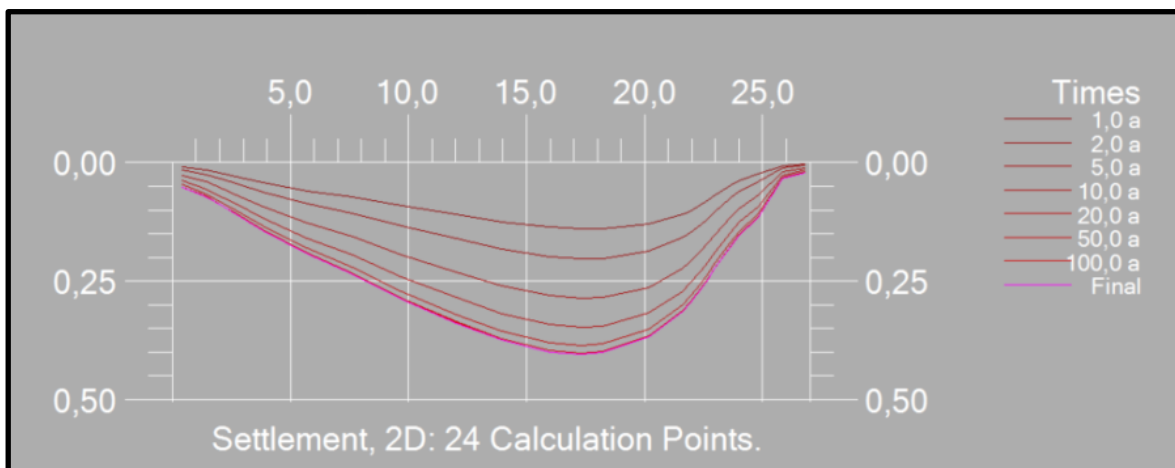
kalibrointikerrointa. Haluttu tulos saavutettiin lopulta käyttämällä kunkin maakerroksen konsolidaatikerroimille kalibrointikerrointa 5,5 (Kuvio 14).



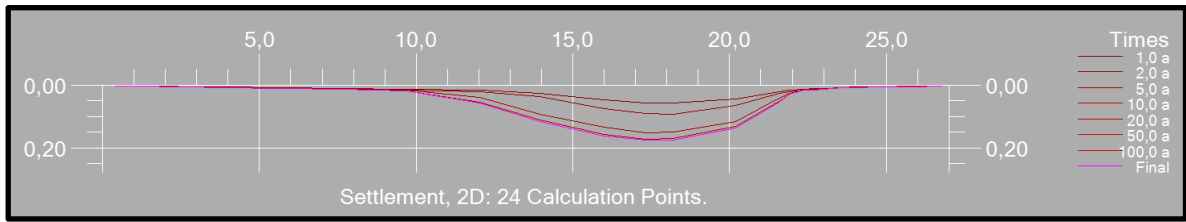
Kuvio 14. Lopullinen painuma-arvio kalibrointikerroimella 5,5

### 8.3 Parametritarkennusten vaikutukset painuma-arvioon

Tarkennetuissa tangenttimoduulimenetelmälaskennoissa käytetyt maaparametrit olivat nyt linjassa kerätyn seurantadatan sekä tehtyjen laboratorio- ja ödometrikokeiden kanssa. Vuoden 2022 laskennoissa (Kuvio 15) kevennetyn koerakenteen painumaprofiilin maksimipainumat olivat 40 mm luokkaa, mutta tarkennetuin parametrein arvio painumaprofiilin maksimipainumasta jäi 180 mm tasolle (Kuvio 16). Arvioitu penkereen kokonaispainuma siis puolittui.



Kuvio 15. Painumaprofiili vuoden 2022 laskennoissa



Kuvio 16. Penkereen painumaprofili tarkennetuissa laskennoissa

## 9 Painumapotentialimenetelmälaskentojen laskennalliset lähtökohdat

Ensimmäisten, tangenttimoduulimenetelmäpohjaisten laskentojen jälkeen päätettiin koe-pengertä koskevat painumalaskelmat tehdä vielä kohdassa 6.4 esitellyn painumapotentialimenetelmän pohjalta. Tässä laskennassa hyödynnetään Länsivaaran vuonna 2001 kehittämää Excel-pohjaista Ennustaja-laskentapohjaa. (Länsivaara 2001, 7.) Kyseinen ohjelma perustuu kerättyyn painumamittausdataan ja on täten varteenotettava työkalu Malminkentän laskennoissa, joissa painumadataa on myös kerätty pitkältä ajalta. Ennustajan avulla aika-painuma-arviot saadaan tehtyä helposti usealla eri menetelmällä. Kuitenkin tässä tilanteessa keskitytään painumapotentialimenetelmän paraabeli- ja hyperbelisovellutuksiin. Asaokan menetelmä sekä perinteinen hyperbelimenetelmä esitellään toissijaisesti vertailun vuoksi.

Lähtökohtana painumapotentialimenetelmälle käytettiin KK1:stä tehtyjä manuaalimittauksia (Kuvio 13). Ennustajan ohjelma tekee kerättyyn mittausdataan perustuvan painumaennusteen ja esittelee eri menetelmien laskennalliset arviot painumasta haluttuna ajanjaksona. Työtä tehdessä ongelmaksi muodostui Excel-pohjan ikä. Yli 20-vuotias Excel-pohja sisälsi osittain vanhentuneita makroja ja koodauksia, eikä kaikkia sen toimintoja voitu luotettavasti hyödyntää. Suojatussa työkirjassa näiden omatoiminen muokkaaminenkaan ei ollut mahdollista. Ongelma saatiin kuitenkin kierrettyä iteroimalla laskentaparametrejä siten, että painumaennustekuvaajan käytös vastaa manuaalimittauksissa kerätyn datan pohjalta piirtyvää kuvaajaa, sekä vertailemalla tätä tehtyihin tangenttimoduulimenetelmälaskentoihin. Työssä painuman arviointiaika oli 10 – vuotta alkaen penkereen valmistumisesta.

Itse laskennoissa pengertä tarkasteltiin neljän eri painumalevyn tulosten pohjalta (Kuvio 17), etelä- ja pohjoispäädyistä samassa linjassa olevista levyistä sekä viereisessä linjassa penkereen keskelle sijoitetuista levyistä.



Kuvio 17. Laskennassa hyödynnettyjen painumalevyjen sijoittuminen penkereellä (muotoillen Ramboll Finland Oy)

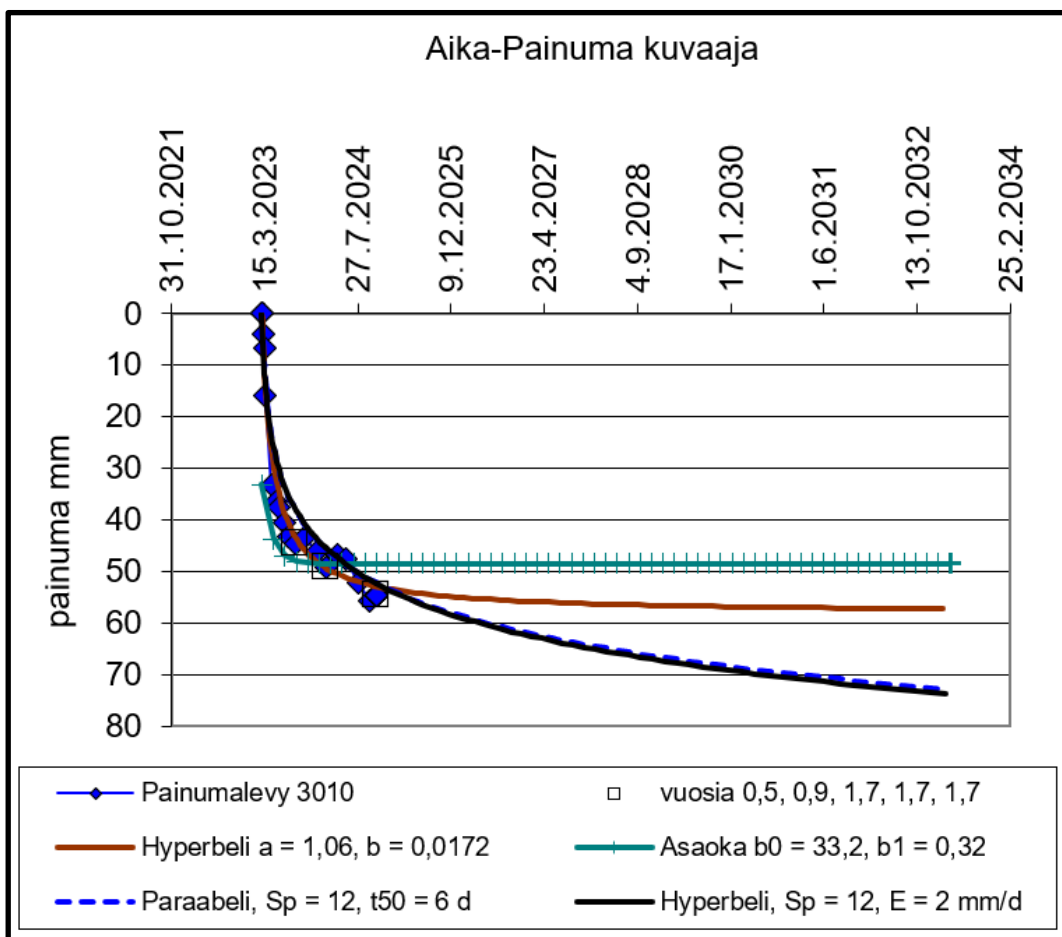
Painumalevyjen mittaustuloksia verrattiin pituussuunnassa GeoCalc-laskentojen laskentapisteisiin. Tarkasteltava painumalevy ja GeoCalcin laskentapiste asettuvat leikkauslinjalla suunnilleen samaan kohtaan pengertä.

### 9.1 Penkereen eteläpäädyn painumalaskelmat

Eteläpäädyssä sijaitsevan painumalevy 3010:n tapauksessa penkereen maahan kohdistama paine oli pientä. Tangenttimoduulimenetelmää sekä painumapotentialimenetelmän sovellutuksia verratessa voitiin huomata, että Tangenttimoduulimenetelmä aliarvioi painumaa reilusti jo ensimmäisen kahden vuoden ajalta, eikä se ollut linjassa manuaalimittaustulosten kanssa. Hyperbeli ja paraabelisovellusten tapauksessa kahden vuoden painumarvio oltiin iteroitu luvussa 9 kuvatulla tavalla vastaamaan manuaalimittauksia, ja niiden painumarviot pitkällä aikavälillä kulkivat lähes täydellisessä linjassa keskenään (Taulukko 6). Perinteinen hyperbelimenetelmä ja Asaoka aliarvioivat loppupainumaa huomattavasti (Kuvio 18). Tämä on tutkimustuloksena hyvin linjassa aiemmin tehtyjen havaintojen kanssa. (Länsivaara 2001, 84.)

Menetelmä	Painuma-arvio 2 v kohdalla	Painuma-arvio 5 v kohdalla	Painuma-arvio 10 v kohdalla
GeoCalc tangenttimoduulimenetelmä	10 mm	10 mm	10 mm
Painumapotentialimenetelmä, paraabelisovellutus	55 mm	65 mm	72 mm
Painumapotentialimenetelmä, hyperbelisovellutus	55 mm	68 mm	74 mm
Manuaalimittausten tulokset 2 v seurannan kohdalla.	56 mm		

Taulukko 6. Painuma-arvioiden vertailut penkereen eteläpäädyssä



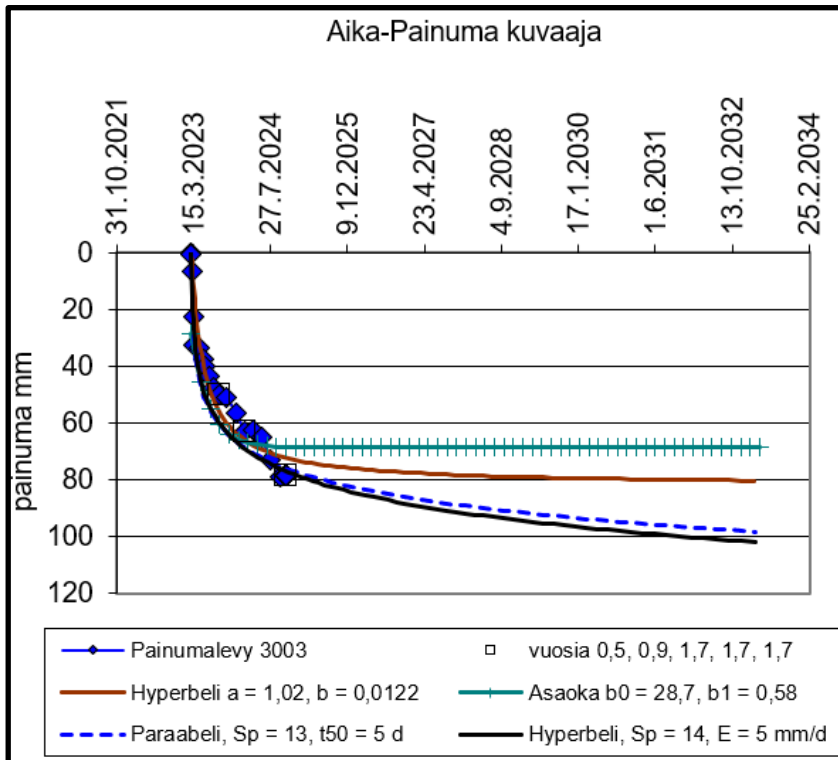
Kuvio 18. Aika-Painumakuvaajat eri menetelmin penkereen eteläpäädyssä

## 9.2 Penkereen keskiosan painumalaskelmat

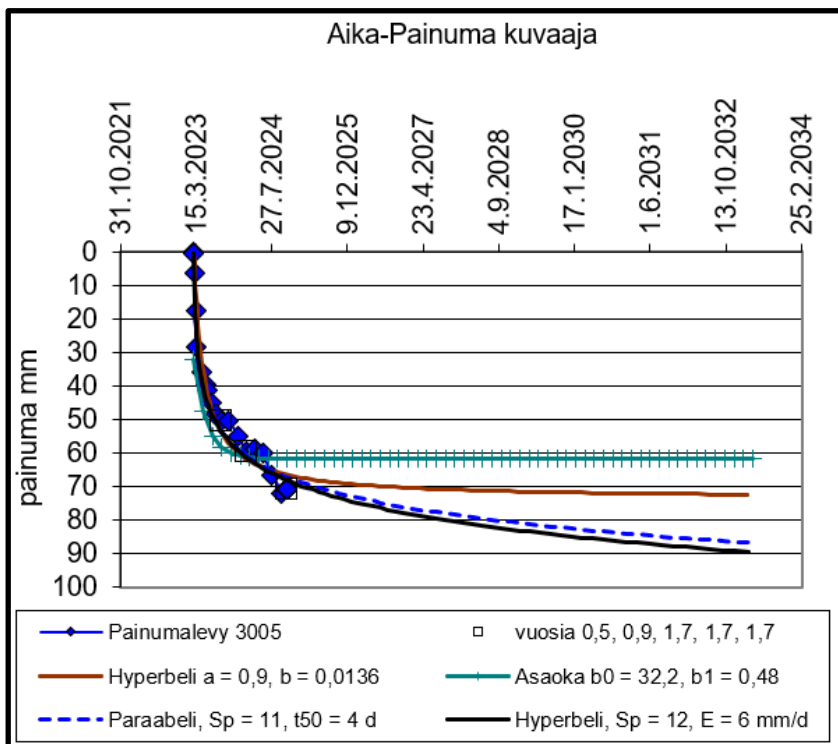
Penkereen keskiosassa painuma-arviointia tehtiin kahden eri painumalevyn tuloksista ja niitä verrattiin GeoCalc-laskentoihin myös kahdessa eri sijainnissa penkereen keskialueella. Vertailupareina toimivat Point 10 ja painumalevy 3005 sekä Point 13 ja Painumalevy 3003. Molemmissa pisteissä tehdyt laskennalliset havainnot olivat selkeästi samankaltaisia eteläpäädyssä saavutettujen tulosten kanssa. Kun eteläpäädyn laskennoissa tangenttimoduulimenetelmä aliarvioi painumaa merkittävästi, eikä ollut linjassa tehtyjen manuaalimittausten kanssa, voidaan penkereen keskialueella havainnoida edelleen, että tangenttimoduulimenetelmällä tehdyissä laskennoissa kahden vuoden jälkeinen painuma-arvio ei ole samassa linjassa tehtyjen manuaalimittausten kanssa (Taulukko 7). Huomionarvoisena muutoksena on eteläpäätyyn verrattaessa se, että nyt tangenttimoduulimenetelmä arvioi painumat tarkemmin 5 vuoden kohdalla, kuitenkin yliarvioiden lopullista painumaa 10 vuoden kohdalla. Tämä on linjassa aiemmin tehtyjen havaintojen kanssa, joissa tangenttimoduulimenetelmän on havaittu yliarvioivan painumaa (Länsivaara 2000). Molempien painumalevyjen tapauksissa Asaoka ja perinteinen hyperbeli olivat tässä yhteydessä menetelminä epäluotettavia aliarvioiden painumaa merkittävästi (Kuviot 19 ja 20).

Menetelmä	Painuma-arvio 2 v kohdalla	Painuma-arvio 5 v kohdalla	Painuma-arvio 10 v kohdalla
GeoCalc tangenttimoduulimenetelmä	Point 10 = 37 mm Point 13 = 90 mm	Point 10 = 75 mm Point 13 = 130 mm	Point 10 = 110 mm Point 13 = 165 mm
Painumapotentiaalimenetelmä, paraabelisovellutus	3005 = 65 mm 3003 = 78 mm	3005 = 80 mm 3003 = 89 mm	3005 = 85 mm 3003 = 98 mm
Painumapotentiaalimenetelmä, hyperbelisovellutus	3005 = 76 mm 3003 = 78 mm	3005 = 87 mm 3003 = 89 mm	3005 = 90 mm 3003 = 103 mm
Manuaalimittausten tulokset 2 v seurannan kohdalla.	3005 = 70 mm 3003 = 79 mm		

Taulukko 7. Painuma-arvioiden vertailut penkereen keskiosissa



Kuvio 19. Aika-Painumakuvaajat eri menetelmin penkereen keskiosassa, painumalevy 3003



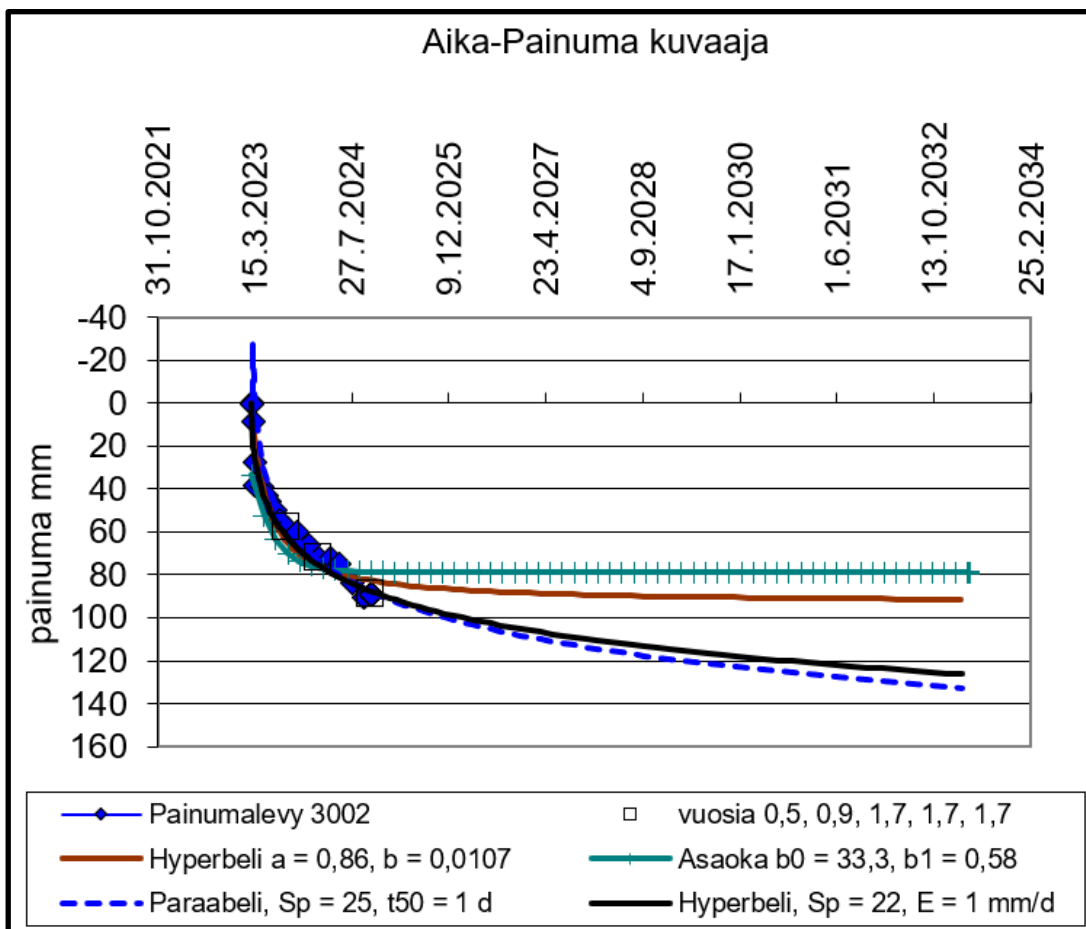
Kuvio 20. Aika-Painumakuvaajat eri menetelmin penkereen keskiosassa, painumalevy 3005

### 9.3 Penkereen pohjoispäädyn painumalaskelmat

Viimeisenä tehtiin painumalaskelmat ja vertailu penkereen pohjoispäädylle, jossa maaperään kohdistuva paine on suurimmillaan. Täällä tangenttimoduulimenetelmä ja molemmat painumapotentialimenetelmän sovellutukset ovat pitkän ajan painauma-arvioissa keskenään hyvässä linjassa, vaikka tangenttimoduulimenetelmällä tehty laskenta aliarvioi ensimmäisen kahden vuoden aikana syntynyttä painumaa merkittävästi (Taulukko 8). Kuormituksen päätykohtaiset erot voivat vaikuttaa penkereen kevyemmän eteläpäädyn laskentojen tarkkuuteen konsolidaation kautta. Kun penkereen kohdistama kuormitus pohjamaahan on pienempi, ei konsolidaationopeus ole päätyjen välillä symmetrinen. Korkea paine onkin laskennallisesti helpommin havaittavissa sillä muutokset maaperässä ovat radikaalimpia. Pohjoispäädynkin laskelmissa toissijaiset (Asaoka, Hyperbeli) tarkastelumenetelmät aliarvioivat painumaa merkittävästi (Kuvio 21). Huomattava seikka on kuitenkin, että perinteinen hyperbelimenetelmä on arvioinut ensimmäisen kahden vuoden aikana syntyneen painuman tarkkaan linjaan kerätyn mittausdatan kanssa jokaisessa tarkastelupisteessä. Lopullisessa pitkän ajan painumassa se aliarvioi painumaa merkittävästi.

Menetelmä	Painuma-arvio 2 v kohdalla	Painuma-arvio 5 v kohdalla	Painuma-arvio 10 v kohdalla
GeoCalc tangenttimoduulimenetelmä	43 mm	116 mm	135 mm
Painumapotentialimentelmä, paraabelisovellutus	90 mm	108 mm	130 mm
Painumapotentialimentelmä, hyperbelisovellutus	90 mm	110 mm	125 mm
Manuaalimittausten tulokset 2 v seurannan kohdalla.	90 mm		

Taulukko 8. Painuma-arvioiden vertailut penkereen pohjoispäädyssä



Kuvio 21. Aika-Painumakuvaajat eri menetelmin penkereen keskiosassa, painumalevy 3002

## 10 Yhteenveto ja pohdinta

Tässä työssä käsiteltiin ja tarkasteltiin Malminkentällä sijaitsevaa vaahtolasimurskeesta rakennettua siirtymärakennetta, joka on toteutettu kiilamaisesti paksunevana pengerkevennyksenä. Kiilamaisen kevennyksen ja päällysrakenteen ansiosta penkereen maaperään kohdistama paine muuttuu penkereen alla. Vieressä on siirtymäkoerakenne, joka on toteutettu määrämittaisilla vaiheittain lyhenevillä stabilointipilareilla. Molemmilla koerakenteilla pyritään toisiaan vastaavaan painumaviivaan. Maaperä penkereen alla on haastavaa sen koostuessa pääosin savesta, jonka geotekniset kantavuusominaisuudet ovat heikot. Työn lähtökohtana toimi aiemmin tehdyt raportit Malminkentän alueesta ja käsiteltävistä penkereistä, erilaiset kirjalliset lähteet sekä internetistä löytyvät julkaisut. Varsinaisessa laskennassa hyödynnettiin GeoCalc 6 – laskentaohjelmaa sekä Tim Länsivaaran vuonna 2001 kehittämää Excel-pohjaista Ennustaja – laskentapohjaa (Länsivaara 2001). Lisäksi työssä hyödynnettiin kerättyä tutkimusdataa niin maaperä- ja laboratoriotutkimusten kuin seurantamittausdatankin muodossa.

Erilaisista painumalaskelmamenetelmistä on saatavilla tietoa ja vertailudataa suomenkielisenä. Työssä tehdyn laskennan pohjana hyödynnettiin Länsivaaran teoksia ”Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella (2001)” sekä ”Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi (2000)”. Näiden pohjalta ensisijaisiksi laskentamenetelmiksi valikoituivat tangenttimoduulimenetelmä sekä painumapotentiaalimenetelmä.

Myös Hyperbeli- ja Asaokan menetelmien tulokset esiteltiin lyhyesti. Käytetyn datan perusteella näiden kuitenkin todettiin olevan epäluotettavia työkaluja painuma-arviota laskettaessa Malminkentän tutkimuskohteessa. Menetelmät aliarvioivat painumaa pitkällä tähtäimellä verrattuna ensisijaisesti hyödynnettyihin laskentamenetelmiin. Menetelmien taipumus painuman aliarvioimiseen oli tiedossa ennestään tehdyn kirjallisuuskatsauksen perusteella.

Ensimmäiset painumalaskelmat tehtiin tangenttimoduulimenetelmällä hyödyntämällä GeoCalc – laskentaohjelmaa. Laskennan lähtökohtana toimi vuonna 2022 tehdyt, alustavat geolaskelmat, joita täydennettiin ja tarkennettiin valmistuneilla ödometrikoe-, siipileikkaus- ja laboratoriotuloksilla. Näiden pohjalta käytetyt laskentaparametrit päivitettiin siten, että ne olivat paremmin linjassa vallitsevan pohjamaan kanssa. Tehdyillä tarkennuksilla alkuperäinen arvio loppupainumasta puolittui.

Tangenttimoduulimenetelmälaskennan jälkeen tehtiin vielä tarkennuslaskennat hyödyntämällä painumapotentiaalimenetelmän hyperbeli- ja paraabelisovellutuksia. Laskenta perustui täysin mittausdatalle, jonka pohjalta ohjelma teki painuma-arvion.

Painumapotentialimenetelmä osoittautuu käytetyn lähdemateriaalin perusteella parhaimmaksi menetelmäksi painuma-arviota tehdessä ja myös työssä saadut tulokset tukevat tätä.

Tangenttimoduuli- ja painumapotentialimenetelmän tuloksia vertaillen päällimmäisenä havaintona oli tangenttimoduulimenetelmän taipumus arvioida suurempi loppupainuma sekä arvioida seurantamittaustuloksiin nähden pienempi painuma tarkastelujakson alussa.

Toisena havaintona oli painumaennusteen haasteet pienen kuormituksen päädyssä. Eteläpäädyssä pengerkuorma oli hyvin pieni, ja painumalevyjen mittaustarkkuus ei välttämättä riittänyt luotettavan painumamittaustuloksen saamiseksi. Toisaalta myös itse painumaennusteissa pienten painumien laskenta voi olla epätarkkaa. Suuremman kuormituksen omaavassa pohjoispäädyssä painumaennusteet ja painumamittaukset nimittäin vastasivat paremmin toisiaan. Tämä oli selkeästi luettavissa laskennan tuloksista, kun tangenttimoduulimenetelmän alku- ja loppupainuma-arvioita verrattiin ensin seurantamittaustuloksiin ja sitten painumapotentialimenetelmän loppupainumiin. Tulokset paranivat ja tarkentuivat johdonmukaisesti, kun pengerkuormitus kasvoi. Penkereen pohjoispäädyssä menetelmien aika-painuma-arviot olivatkin yhtenevässä linjassa pitkän ajan painuman osalta.

Tulevaisuudessa työn tuloksia olisi mielekäästä tarkentaa ja verrata seurantamittauksissa kerätyn datan pohjalta. Työssä tehdyt löydökset tukevat aiempia havaintoja laskentamenetelmien tarkkuudesta ja eroavaisuuksista, mutta painumalaskenta on pohjimmiltaan arvion tekemistä. Tehty arvio tarkentuukin aina, kun seurantadatan osuus laskennassa lisääntyy.

## Lähteet

Geologian tutkimuskeskus. a. Maalajien kuvaus ja soveltuvuus eri käyttötarkoituksiin. Viitattu 15.1.2025. Saatavissa <http://weppi.gtk.fi/aineistot/mp-opas/kuvausjasoveltuvuus.htm>

Geologian tutkimuskeskus. b. Maalajien määritysmenetelmät. Viitattu 29.12.2024. Saatavissa <http://weppi.gtk.fi/aineistot/mp-opas/maalajimaaritus.htm#:~:text=Maalajien%20tarkka%20m%C3%A4%C3%A4ritys%20tapahtuu%20laboratoriossa,maalajien%20arviointia%20ja%20niiden%20humuspitoisuutta>

Geologian tutkimuskeskus. c. Maankamara. Viitattu 27.12.2023. Saatavissa <https://gtkdata.gtk.fi/maankamara/>

Helsingin karttapalvelu. Viitattu 17.2.2025. Saatavissa <https://kartta.hel.fi/?link=bGFtYu#>

Jokela, S. & Härkönen, E. 2019. Malmin lentoaseman kaavarungon alue - maaperän piilautuneisuustutkimus ja sulfidimaakartoitus. Viitattu 22.2.2025. Saatavissa [https://www.hel.fi/hel2/ksv/liitteet/2019\\_kaava/4844\\_1\\_Pima\\_ja\\_sulfidisavitutkimusraportti.pdf](https://www.hel.fi/hel2/ksv/liitteet/2019_kaava/4844_1_Pima_ja_sulfidisavitutkimusraportti.pdf)

Jääskeläinen, R 2011. Geotekniikan perusteet. Tampere: Tammertekniikka.

Kivi, E. 2021. Pohjanvahvistusmenetelmät Suomessa. Viitattu 19.1.2025. Saatavissa [https://sgy.fi/content/uploads/2022/01/elis-kivi\\_di-tyo\\_pohjanvahvistusmenetelmat-suomessa\\_kayttomaarat-ja-hiilijalanjalki.pdf](https://sgy.fi/content/uploads/2022/01/elis-kivi_di-tyo_pohjanvahvistusmenetelmat-suomessa_kayttomaarat-ja-hiilijalanjalki.pdf)

Korhonen, K.H., Gardemeister, R. & Tamminne, M. 1974. Geotekniikan tiedonanto. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. Saatavissa [https://sarjaweb.vtt.fi/julkaisut/muut/1970s/geotekniikan\\_tiedonanto\\_14.pdf](https://sarjaweb.vtt.fi/julkaisut/muut/1970s/geotekniikan_tiedonanto_14.pdf)

Kuisma, S. 2013. Vaahtolasimurskeen hyödyntäminen kevennysrakenteissa ja routaeristeenä kaupunkiympäristössä. Viitattu 3.1.2025. Saatavissa <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/123456789/21850/Kuisma%20Santtu.pdf?sequence=4&isAllowed=y>

Köylijärvi, E. 2014. Vaahtolasimurskeen käyttö maa- ja pohjarakentamisessa. Viitattu 3.1.2025. Saatavissa Microsoft Word - LTS 14-2014\_Vaahtolasimurskeen\_käyttö\_12.3.2014

Länsivaara, T. 2000. Tielaitoksen selvityksiä: Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Viitattu 22.12.2025. Saatavissa <https://www.tieh.fi/thohje/pdf/3200630-03i.pdf>

Länsivaara, T. 2001. Tielaitoksen selvityksiä: Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella, Tiehallinnon selvityksiä 2001. Viitattu 16.12.2024. Saatavissa <https://www.doria.fi/handle/10024/139019>

Liikennevirasto. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset 2015. Viitattu 28.12.2024. Saatavissa: [https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo\\_2015-10\\_geotekniset\\_tutkimukset\\_web.pdf](https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2015-10_geotekniset_tutkimukset_web.pdf)

Liikennevirasto. 2011. Siirtymä- ja huokospainemittausten sekä paalujen koekuormituksen menetelmäkuvaukset. Viitattu 28.12.2024. Saatavissa [https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo\\_2011-06\\_siirtyma\\_ja\\_huokospainemittausten\\_web.pdf](https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2011-06_siirtyma_ja_huokospainemittausten_web.pdf)

Lönnroth, A., Suvanto, V., Heino, E. & Kilpinen, V.E., Salmensaari, I. 1938. Helsingin lentoasema. Helsinki. Helsingin uusi kirjapaino-Oy

Munro, R & MacCulloch, F. 2006. Turpeesta aiheutuvien ongelmien hallinta vähäliikenteisillä teillä. Viitattu 5.1.2025. Saatavissa: [https://www.roadex.org/wp-content/uploads/2014/01/Roads-on-Peat\\_Finnish.pdf](https://www.roadex.org/wp-content/uploads/2014/01/Roads-on-Peat_Finnish.pdf)

Napari, M. 2024. Happamat sulfaattimaat, Malminkentän korroosiotutkimus. Viitattu 23.1.2025. Saatavissa: <https://sgy.fi/content/uploads/2024/02/3-2-napari-malminkentan-korroosiokoe.pdf>

Ramboll Finland Oy. 2022. Koestabilointialueen PS3 ja kevennetyn koerakenteen KK1 geotekniset laskelmat. Ei saatavissa.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R., Tammirinne, M. 1997. Geotekniikka. Espoo: Otatieto.

ROADEX. Turpeen päälle rakennetut tiet. Saatavissa: <https://www.roadex.org/fi/e-learning/kurssit/turpeen-paalle-rakennetut-tiet/9-seuranta-ja-dokumentointi/>

Suomen geoteknillinen yhdistys. 1985. Glo-85 ; geotekniset laboratorio-ohjeet 1, luokituskoheet. Vammala: Vammalan kirjapaino.

Suomen geoteknillinen yhdistys. 1987. Kairausopas IV Pohjaveden ja huokospaineen mittaaminen. Viitattu 11.1.2025. Saatavissa: <https://sgy.fi/content/uploads/2017/04/kairausopas-4.pdf>

Suomen geoteknillinen yhdistys. 2022. Kairausopas II Siipileikkauskoe. Viitattu 22.12.2024. Saatavissa <https://sgy.fi/content/uploads/2022/12/kairausopas-2-siipileikkauskoe-2022-12-07.pdf>

Suomen geoteknillinen yhdistys, Geotekniikan termipankki. Viitattu 23.12.2024. Saatavissa <https://sgy.fi/alan-esittely/geotekniikka/>

Suomen ympäristökeskus. 2021. Happamien sulfaattimaiden tunnistaminen. Viitattu 20.1.2025. Saatavissa <https://www.syke.fi/fi/tietoa-meista/uutiset#:~:text=Happamat%20sulfaattimaat%20ovat%20muinaista%20merenpohjaa&text=Litorinameren%20happettomille%20pohjille%20kerros-tui%20pieneli%C3%B6st%C3%B6n,metri%C3%A4%20merenpinnan%20yl%C3%A4puolella%20sijaitsevalla%20rannikkovy%C3%B6hykkeell%C3%A4>.

Tielaitos. 1993. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työsesitykset. Viitattu 14.1.2025. Saatavissa [https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Tiehallinto/pdf2/yleiset\\_perusteet.pdf](https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Tiehallinto/pdf2/yleiset_perusteet.pdf)