



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

TEEMU UUSI-PIUHARI  
PILARIHARUSANKKUREIDEN YLÖSVETOKESTÄVYYS

Diplomityö

Tarkastaja: professori Tim Länsivaara  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
28.5.2018

## TIIVISTELMÄ

**Uusi-Piuhari, Teemu** Pilariharusankkureiden ylösvetokestävyys

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 125 sivua, 62 liitesivua

Syyskuu 2018

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Infrarakenteet

Tarkastaja: professori Tim Länsivaara

Avainsanat: Voimajohtojen perustukset, ylösvetokestävyys, geotekniikka

Harustettujen voimajohtopylväiden tukemiseen käytetään pilariharusankkureita ja haruslaattoja. Pilariharusankkureiden ja haruslaattojen mitoitus poikkeaa useimmista muista perustuksista, sillä ne mitoitetaan vedolle eikä puristukselle. Suomessa haruslaattojen ylösvetokestävyyttä on tutkittu viimeksi 1960-luvulla. Tämän tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää nykyisin käytettävien pilariharusankkureiden ylösvetokestävyys ja Suomessa käytettävien mitoituskaavojen oikeellisuus.

Diplomityön teoriaosuudessa käsiteltiin keskeisimmät ylösvetokestävyysteen vaikuttavat tekijät. Teoriaosuudessa esitettiin myös erilaisia ylösvetokestävyiden laskentaan käytettäviä laskentatapoja. Lisäksi teoriaosuudessa käsiteltiin voimajohtoihin vaikuttavia kuormia ja niiden luonnetta.

Diplomityön tutkimusosassa tehtiin ylösvetokokeita erilaisille pilariharusankkureille ja yhden kokoisella haruslaatatalla kolmessa kohteessa, joissa oli erilaiset perustamisolosuhteet. Ensimmäisessä kohteessa pohjamaa oli savea ja täyttö tehtiin kaivumailla. Toisessa kohteessa pohjamaa oli savea ja täyttö tehtiin murskeella. Kolmannessa kohteessa pohjamaa oli moreenia ja täyttö tehtiin kaivumailla. Vetokokeiden tulosten perusteella tehtiin jälkilaskenta, jossa kalibroitiin nykyisen mitoituskaavan sisältämät vakiot siten, että laskentakaavalla saatiin vetokokeen tulosta vastaava ylösvetokestävyys. Lisäksi tehtiin FEM-mallinnuksia, joita vertailtiin ylösvetokeiden tuloksiin.

Tutkimuksessa havaittiin, että koheesiomailla ylösvetokestävyiden laskenta sisältää suurta epävarmuutta, koska täytön suljettu leikkauslujuus joudutaan arvioimaan häiriintymättömän pohjamaan ominaisuuden perusteella. Standardissa SFS-EN 50341-2-7 on esitetty suljetun leikkauslujuuden arvojen vaihteluväli erilaisille saville. Esitetyillä suljetun leikkauslujuuden vaihteluväleillä on mahdollisuus alimitoitukseen, jos suljettu leikkauslujuus valitaan liian suureksi.

Suomessa kitkamaille käytettävä mitoituskaava sisältää maan kitkasta riippuvan vakion. Tutkimuksessa havaittiin, että nykyisellä mitoituskaavalla ei pystytä laskemaan ylösvetokestävyyttä oikein pohjavedenpinnan ollessa perustamistason yläpuolella. Pohjavedenpinnan ollessa perustamistason alapuolella mitoituskaavalla voidaan laskea ylösvetokestävyys oikein. Täytön ollessa moreenia tämä edellyttää kitkasta riippuvan vakion valintaa standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitetyn vaihteluvälin alarajalle. Vaihteluvälin yläpään arvojen käyttö johtaa ylösvetokestävyiden huomattavaan alimitoitukseen.

## ABSTRACT

**Uusi-Piuhari, Teemu:** Uplift Resistance of Guyed Deadman Anchors

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 125 pages, 62 Appendix pages

September 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Infrastructure

Examiner: Professor Tim Länsivaara

**Keywords:** Electrical transmission line foundations, uplift resistance, geotechnics

Deadman anchors are used as foundations for guyed pylons. Design of the deadman anchors differ from most of other foundations, since they are designed to resist tension. Uplift resistance of deadman anchors has been studied the last time in 1960's in Finland. The purpose of this study was to clarify the uplift resistance of deadman anchors and the validity of the design equations used in Finland.

The theoretical part of this thesis focuses on the key factors affecting on uplift resistance. Different calculation methods, used for calculation of the uplift resistance, are presented. Furthermore, loads affecting on electrical transmission line structures and their character are discussed.

Full scale uplift tests were carried out in the experimental part of the thesis. Uplift tests were carried out in three locations with different soil conditions. The first location had subsoil of clay, and the filling of the foundation excavation was made with excavated soils. The second location was also clay subsoil, but the filling was made with a crushed aggregate. The third location had subsoil of moraine and the filling was made with the excavated soils. Based on the field test results calculations using the present design codes were conducted. There the parameters were chosen so that results coincided with the experimental results. Furthermore, FEM-modelling were made, and results were compared with field tests.

In the study, it was found that calculation of uplift resistance for cohesive soils contains large uncertainty because undrained shear strength is normally estimated on the basis of undisturbed subsoil. Undrained shear strength for different clay types is presented in the standard SFS-EN 50341-2-7. There is risk for under-design if a too high value of undrained shear strength is selected.

In Finland designing of uplift resistance on non-cohesive soils is based on a frictional constant. In the study it was noticed that it was not possible to calculate uplift resistance with current design equation when the ground water surface is above foundation level. When a ground water surface is below the foundation level uplift resistance can be calculated correctly. However, this demands a right choice of the friction constant. Values for the frictional constant for different soils are presented in the standard SFS-EN 50341-2-7. The calculations corresponded with the field tests when lower limit values were chosen. Calculation with upper limit values can lead to under-design.

## **ALKUSANAT JÄLKILASKELMA**

Tämä diplomityö on tehty Sitowise Oy:ssä ja tilaajana on ollut Fingrid Oy. Diplomityön vetokokeiden mittaukset ovat tehneet Mika Knuuti ja Marko Hoppo Tampereen teknillisestä yliopistosta.

Työn ohjaajana on ollut Mikko Suoranta. Tilaajan puolelta työn ohjausryhmään ovat kuuluneet Mikael Wiren, Ritva Hauvonen ja Ritva Laine. Työn valvojana on ollut Tim Länsivaara. Lisäksi ohjausryhmään on kuulunut sähköasemien ja voimajohtojen suunnitteluun erikoistuneen Insinööritoimisto K Sahla Oy:n toimitusjohtaja Kari Sahla. Trimble Realworks-ohjelmiston käyttöön sain neuvoja Heikki Luomalalta ja Plaxis 3D-ohjelman käyttöön Juho Mansikkamäeltä. Kiitos kaikille ohjauksesta ja neuvoista.

Tampereella, 15.9.2018

Teemu Uusi-Piuhari

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
2.	PILARIHARUSANKKURIT .....	3
	2.1 Elementtityypit .....	3
	2.2 Perustaminen .....	6
	2.2.1 Pilariharusankkurin maanvarainen asennus .....	7
	2.2.2 Pilariharusankkurin asennus murskearinalle .....	10
	2.2.3 Muut perustamistavat .....	11
3.	YLÖSVETOKESTÄVYYDEN LASKENTA .....	13
	3.1 Ylösvetokestävyyteen vaikuttavat tekijät .....	13
	3.1.1 Maan leikkauslujuus .....	13
	3.1.2 Täytön tiiveys .....	15
	3.1.3 Pohjamaan tiiveys .....	17
	3.1.4 Kuormituksen kesto ja kuormitusnopeus .....	17
	3.1.5 Perustamissyvyys .....	20
	3.1.6 Haruskulma .....	21
	3.2 Analyttiset menetelmät .....	23
	3.2.1 Kartiomenetelmä .....	23
	3.2.2 Yleinen laskentamenetelmä .....	25
	3.2.3 Kaareutuva pinta .....	32
	3.2.4 Lävistysleikkaus .....	37
	3.3 Ylösvetokestävyyden laskenta Suomessa .....	40
	3.4 Ylösvetokestävyyden laskenta Ruotsissa .....	45
	3.5 Ylösvetokestävyyden laskenta Saksassa .....	46
	3.6 Yhteenvedo laskentamenetelmistä .....	48
4.	KUORMAT .....	50
	4.1 Kuormitusten laskenta .....	50
	4.2 Tuulikuorma .....	51
	4.3 Jääkuorma .....	51
	4.4 Lämpötilavaikutukset .....	52
	4.5 Varmuuskuormat .....	52
	4.6 Turvallisuuskuormat .....	53
	4.7 Kuormitustapaukset .....	53
	4.8 Kuormien luonne .....	54
5.	VETOKOKEET .....	56
	5.1 Koekohteet .....	56
	5.1.1 Forssa .....	57
	5.1.2 Lavianvuori .....	60
	5.1.3 Vihtavuori .....	64
	5.2 Kuormitusmenettely .....	66
	5.3 Koejärjestely ja mittauslaitteet .....	68

6.	MITTAUSTULOKSET .....	74
6.1	Forssa .....	75
6.2	Lavianvuori .....	81
6.3	Vihtavuori.....	88
7.	MALLINTAMINEN.....	95
7.1	Lavianvuori .....	95
7.1.1	Laskentamalli .....	95
7.1.2	Materiaalimallit ja -parametrit .....	96
7.1.3	Tulokset.....	98
7.2	Vihtavuori.....	100
7.2.1	Laskentamalli .....	100
7.2.2	Materiaalimallit ja -parametrit .....	100
7.2.3	Tulokset.....	101
8.	VERTAILULASKELMAT .....	105
8.1	Mittau tulosten vertailu nykyisiin mitoit usmenetelmiin.....	105
8.1.1	Forssa .....	105
8.1.2	Lavianvuori .....	106
8.1.3	Vihtavuori .....	107
9.	TULOSTEN ANALYSOINTI.....	109
9.1	Tulosten luotettavuus ja epävarmuustekijät .....	109
9.2	Forssa .....	111
9.3	Lavianvuori .....	113
9.4	Vihtavuori.....	115
10.	JOHTOPÄÄTÖKSET.....	117
10.1	Ylösvetokestävyys täytön ollessa savea .....	117
10.2	Ylösvetokestävyys täytön ollessa kitkamaata .....	117
10.3	Rakentamistapojen kehittäminen .....	119
10.4	Jatkotutkimusehdotus .....	120
	LÄHTEET.....	122

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

CIGRE	(the Council on Large Electric Systems) on sähkövoimajärjestelmiin keskittyvä kansainvälinen voittoa tuottamaton järjestö
FEM	Finite element method, elementtimentelmä
IEEE	(Institute of Electrical and Electronics Engineers) on kansainvälinen sähkö- ja elektroniikka-alan insinöörien järjestö

projektispesifikaatio asiakkaan urakoitsijalle toimittama dokumentti, joka sisältää riittävän yksityiskohtaiset vaatimukset tietyn järjestelmän tai johtokomponentin materiaaleille, suunnittelulle, valmistukselle ja pystytykselle. Projektispesifikaatio voi täydentää standardin vaatimuksia, mutta eritelmässä ei saa lieventää standardin teknillisiä vaatimuksia eikä siinä määriteltyjä minimivaatimuksia. Eritelmän tulisi olla kussakin projektissa mahdollisimman suppea, sisältäen vain todella ainutkertaisia ja tapauskohtaisia yksityiskohtia

C	koheesiosta riippuva vakio [ $\text{kN/m}^2$ ]
$E_d$	harusvoiman murtorajatilan mitoitusarvo [kN]
E	kimmokerroin
$E_{50}$	ensikuormituksen sekanttimoduuli
$E_{oed}$	ensikuormituksen ödometrimoduuli
$E_{ur}$	palautus tai toistokuormituksen moduuli
$R_d$	ylösvetokestävyyden mitoitusarvo [kN]
$R_k$	ylösvetokestävyyden laskenta-arvo [kN]
$S_u$	suljettu leikkauslujuus [ $\text{kN/m}^2$ ]
c	koheesio [ $\text{kN/m}^2$ ]
k	kitkasta riippuva vakio [ $\text{kN/m}^3$ ]
m	jännityseksponentti
$\phi$	leikauskestävyysskulma [ $^\circ$ ]
$\gamma$	maan tilavuuspaino [ $\text{kN/m}^3$ ]
$\gamma'$	maan tehokas tilavuuspaino [ $\text{kN/m}^3$ ]
$\psi$	dilataatiokulma [ $^\circ$ ]
$\nu$	Poissonin luku

# 1. JOHDANTO

Fingrid ylläpitää sähkön kantaverkkoa Suomessa. Kantaverkon toimintavarmuus on erittäin tärkeää koko Suomen kannalta. Kantaverkossa voimajohdot kulkevat pylväissä. Pylväät voidaan jaotella perustamistavan mukaan vapaasti seisoviin pylväisiin ja harustettuihin pylväisiin. Pilariharusankkurit ovat perustuksia, joita käytetään harustettujen voimajohtopylväiden tukemiseen. Pilariharusankkureiden lisäksi harustettujen voimajohtopylväiden perustuksina käytetään haruslaattoja. Pilariharusankkureiden ja haruslaattojen toimintatapa ja mitoitus poikkeavat selvästi tavallisimmista perustuksista, sillä ne mitoitaan vedon suhteen. Puristusta aiheuttavat ainoastaan perustuksen omapaino ja mahdollisesti käytetyn massanvaihdon aiheuttamat kuormat. Poikkeavasta kuormitustavasta johtuen vedolle mitoitettavia perustuksia ei ole tutkittu yhtä paljon kuin puristukselle mitoitettavia perustuksia. Tästä johtuen nykyisin on käytössä monia teoriapohjaltaan hyvin erilaisia ylösvetokestävyyden laskentamenetelmiä.

Suomessa haruslaattoja on testattu viimeksi 1960-luvulla. Mitoituskuormat, perustusten koot ja niiden perustamissyvyydet ovat kasvaneet selvästi aiempiin Suomessa toteutettuihin ylösvetokokeisiin verrattuna. Suomessa pilariharusankkureiden ja haruslaattojen ylösvetokestävyys mitoitetaan voimajohtostandardin kansallisen liitteen SFS-EN 50341-2-7 mukaisesti. Voimajohtostandardin kansallisessa liitteessä esitetty laskentamenetelmä on ilmeisesti peräisin 1960-luvun tutkimuksista. Täyttä varmuutta tästä ei kuitenkaan ole.

Suomessa harustetuissa perustuksissa on ollut ongelmia vain haruslaattojen terästen korroosion kanssa. Geoteknisen kestävyuden kanssa ongelmia ei ole ollut. Nyt Fingrid halua selvittää pilariharusankkureiden ylösvetokestävyyden sekä nykyisten laskentamenetelmien oikeellisuuden, jotta ongelmia ei tule tulevaisuudessakaan. Sähkönkantaverkon toimintavarmuuden varmistamiseksi varmuutta on oltava riittävästi.

Tässä tutkimuksessa tutkitaan pilariharusankkureiden ja haruslaatan geoteknistä ylösvetokestävyyttä. Perustusten painumat ja kantokestävyys rajataan tutkimuksen ulkopuolelle. Rakenteellinen kestävyys huomioidaan siinä määrin, jossa se on ylösvetokestävyyden mitoituksen kannalta tärkeää.

Tutkimuksen päätavoitteena on selvittää pilariharusankkureiden ylösvetokestävyys. Ylösvetokestävyyden kannalta tärkeimpiä kysymyksiä ovat murtovoiman suuruus, murtotapa ja murtopinta. Lisäksi tavoitteena on selvittää nykyisin käytettävien mitoituskaavojen teoreettinen tausta ja mitoitusmenetelmien oikeellisuus. Mahdollisuuksien mukaan



pyritään tarkentamaan nykyistä mitoitusmenetelmää. Lisäksi tutkimuksessa pyrittiin selvittämään uuden rakenteelta muista poikkeavan pilariharusankkurin toimintatapaa.

Tutkimus koostuu kirjallisuusosioista, kenttäkokeista, mallintamisesta ja jälkilaskennasta. Kirjallisuusosiossa perehdytään keskeisimpiin perustusten ylösvetokestävyyyteen vaikuttaviin tekijöihin, ylösvetokestävyuden laskentamenetelmiin ja voimajohtoihin vaikuttaviin kuormiin. Voimajohdon eri osiin vaikuttavien kuormien tarkempaa laskentaa ei esitetä. Kenttäkokeissa tehdään koevetoja neljälle erilaiselle pilariharusankkurille sekä yhdelle haruslaatalle. Kenttäkokeita tehdään kolmessa perustamisolosuhteiltaan erilaisessa kohteessa. Mallinnusosiossa mallinnetaan elementtimenetelmällä pilariharusankkureiden ylösvetokokeita ja verrataan saatuja tuloksia kenttäkokeiden tuloksiin. Jälkilaskentaosiossa esitetään jälkilaskennat, jotka on tehty pääosin nykyisin Suomessa käytettävillä mitoituskaavoilla.

## 2. PILARIHARUSANKKURIT

### 2.1 Elementtityypit

Suomessa käytettävät pilariharusankkurit ovat kohtalaisen uusi keksintö. Keksinnön taustalla on vuonna 2006 Pohjois-Suomessa kaatunut harustettu voimajohtopylväs. Pylvään kaatumisen todettiin johtuvan harusvartaan haruskorroosiosta. Haruskorroosio syövyttää haruksen maanalaiset teräsosat. Haruskorroosio johtuu maaperän aiheuttamasta kemiallisesta korroosiosta tai sähkökemiallisesta ilmiöstä, joka muodostuu teräksisten rakenteiden ja maadoituselektrodien välille. Pylvään kaatumisen jälkeen käynnistettiin tutkimus haruskorroosiosta ja pyrittiin ratkaisemaan ongelma. Haruskorroosion poistamiseksi kehitettiin pilariharusankkuri. Pilariharusankkuri on teräsbetonirakenne, jossa kaikki maanalaiset teräsosat on peitetty betonilla haruskorroosion estämiseksi. (Fingrid 2013) Ennen pilariharusankkureiden käyttöönottoa harustettujen voimajohtopylväiden tuentaan käytettiin yksinomaan haruslaattoja. Pilariharusankkurit harustetaan harusvaijerilla, joka kiinnitetään maanpinnan yläpuolella pilariharusankkurissa olevaan teräsosaan. Haruslaattaan asennetaan harusvarras u-pultilla. Harukset kiinnitetään harusvartaaseen. Haruskorroosion havaitsemisen jälkeen haruslaattoja on korvattu pilariharusankkureilla. Pilariharusankkuri ja haruslaatta ovat esitettynä kuvassa 2.1.



*Kuva 2.1. Pilariharusankkuri ja haruslaatta. (Rudus 2018, muokattu)*

Pilariharusankkurit nimetään anturan pituuden ja pilariharusankkurin korkeuden mukaan. Tämän diplomityön vetokokeissa koekuormitettiin pilariharusankkurit PH2200/II, PH2200/III, PH2400/II ja PH2800/I sekä haruslaatta 1000x2200. Numerot kertovat antu-

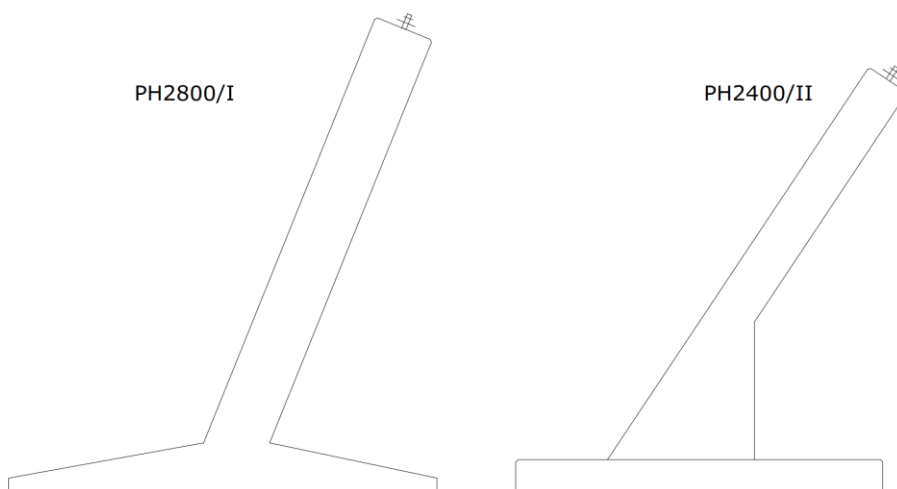
ran pituuden. Esimerkiksi perustuksen PH2200/II anturan pituus on 2200 mm. Roomalaiset numerot kertovat pilariharusankkurin korkeudesta. Suurempi numero tarkoittaa korkeampaa pilariharusankkuria. Tässä diplomityössä koevedettyjen perustusten mitat on kerätty taulukkoon 2.1.

**Taulukko 2.1.** Koeperustusten tekniset tiedot. (Sahla 2004, Sahla 2010a, Sahla 2010b, Sahla 2013, Sahla 2016)

	Anturan pohjan mitat [mm]	Korkeus [mm]	Paino [kN]	Pilarin kulma [°]
<b>PH2200/II</b>	2200x1000	2620	23	22
<b>PH2200/III</b>	2200x1000	2900	24	22
<b>PH2800/I</b>	2800x1200	3106	32	22
<b>PH2400/II</b>	2400x1600	2776	35	34
<b>Haruslaatta</b>	1000x2000	2550*	10	22**

\*korkeus 2500 mm harusvartaalla, \*\*harusvartaan kulma

Perustus PH2400/II on tarkoitettu käytettäväksi 110 kV voimajohtojen kiristäjäpylväillä. Perustus PH2400/II poikkeaa rakenteellisesti muista pilariharusankkureista. Muissa pilariharusankkureissa pilarin kulma on 22 °. Perustuksella PH2400/II pilarin kulma on 34 °. Perustuksella PH2400/II pilariosa kiinnittyy epäkeskisesti anturaan. Muissa pilariharusankkureissa pilariosa kiinnittyy keskelle anturaa. Lisäksi perustuksessa PH2400/II on muista perustuksista poiketen vahvistuskartio pilariosan juuressa. Kuvan 2.2 periaatekuvasta nähdään periaatteelliset erot perustusten PH2800/I ja PH2400/II välillä.

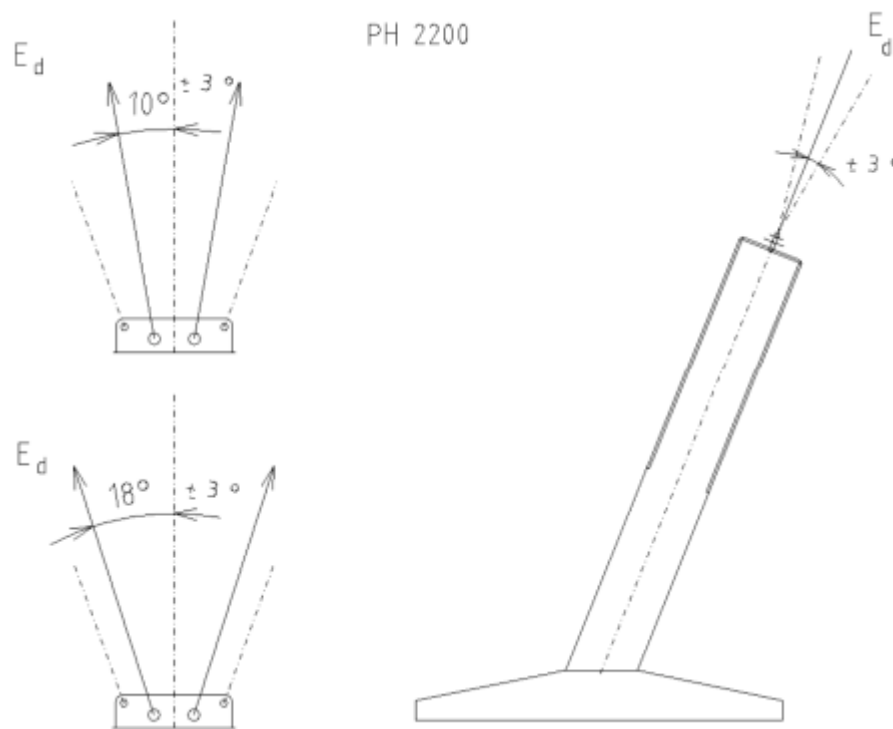


**Kuva 2.2.** Perustuksien PH2800/I ja PH2400/II periaatekuvat.

Koeperustusten rakenteelliset kestävyysarvot ovat esitettyinä taulukossa 2.2. Saman kokoi-  
sen anturalaatan omaavat eri korkuiset perustukset on mitoitettu siten, että kaikilla on  
sama rakenteellinen kestävyys. Pääharukset asennetaan pilariharusankkureihin pilariosan  
kaltevuudessa toleranssilla  $\pm 3^\circ$ . Taulukon 2.2 haruskulmat tarkoittavat pilariharusankku-  
rin pituussuunnasta poikkeavaa kulmaa kuvan 2.3 mukaisesti. Muutoin haruskulmalla  
tässä työssä tarkoitetaan poikkeamaa perustuksen leveysuuntaan nähden.

**Taulukko 2.2.** Koeperustusten rakenteelliset kestävyysarvot. (Sahla 2004, Sahla 2016)

Perustus	Rakenteellinen kestävyys $E_d$ [kN]
PH2200	280 kN haruskulmalla $\leq 18^\circ$ 345 kN haruskulmalla $\leq 10^\circ$
PH2800	340 kN haruskulmalla $\leq 15^\circ$ 435 kN haruskulmalla $\leq 7^\circ$
PH2400	280 kN haruskulmalla $\leq 8^\circ$ 400 kN haruskulmalla $\leq 3^\circ$
Haruslaatta 1000x2200	264 kN



*Kuva 2.3. Haruskulma rakenteellisen kestävyuden määrittämisessä. (Sahla 2016)*

## 2.2 Perustaminen

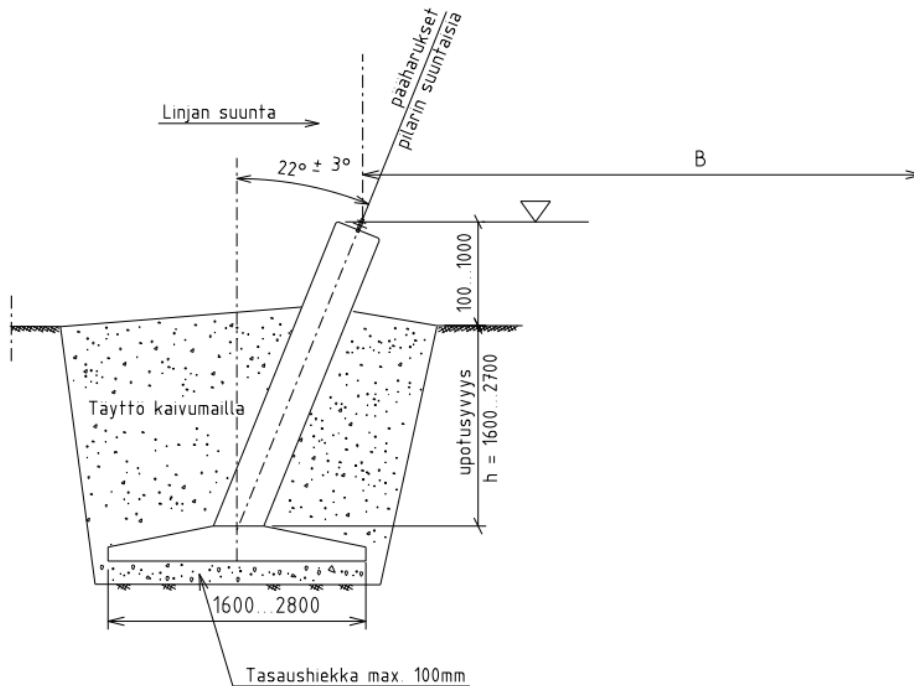
Tässä aluvuossa on kuvattu pilariharusankkureiden perustaminen. Pilariharusankkureita käytetään monenlaisissa maaperissä, joten niille on olemassa erilaisia perustamistapoja. Kappale pohjautuu Fingrid Oy:n ohjeisiin sekä Rautarouva-voimajohdon uudistamistyömaalle tehtyyn työmaakäyntiin. Suomen ensimmäistä 110-kV voimajohtoa Rautarouvaa uudistettiin diplomityön tekemisen aikana. Diplomityön puitteissa tehtiin työmaakäynti heinäkuussa 2017 Kouvolaan, jossa pilariharusankkureiden perustustyöt olivat käynnissä.

Fingrid Oy:llä on omat ohjeet pilariharusankkureiden perustamiseen. Voimajohtoja rakentavat verkkoyhtiöt, jotka voivat kuitenkin määritellä työnsä haluamallaan tavalla (Wirren 2018b). Voimajohtotyömailla verkkoyhtiöille perustustöitä tekevät yleensä siihen erikoistuneet aliurakoitsijat. Pehmeiköillä perustusten tekeminen ajoittuu yleensä talveen, koska koneiden kanssa on silloin helpompi liikkua. Kouvolan kohteessa perustustöitä tehtiin kesällä, koska maaperä oli hiekkaa ja soraa. (Muuronen 2017)

Pilariharusankkureiden asennuksen jälkeen paikalle tuodaan pylväsosat. Pylväs kootaan paikalla. Pilariharusankkureiden asentamisesta pylvään nostoon ja harustamiseen kuluvalle ajalle ei ole määritetty minimiaikaa. Käytännössä aikaa menee vähintään 1 kuukausi, jonka aikana täyttömaat ehtivät asettua. (Muuronen 2017)

## 2.2.1 Pilariharusanankkurin maanvarainen asennus

Maanvaraisessa asennuksessa kaivanto täytetään kaivumaililla. Asennustapaa voidaan käyttää hyvin kantavilla kitkamaililla. Maaperän kivisyys saattaa rajoittaa menetelmän käyttöä, koska pohjan tasaus voi olla hankalaa. (Sahla 2012) Maanvarainen asennus on esitettyä kuvassa 2.4.



**Kuva 2.4** Asennustapa pilariharusanankkurin maanvarainen asennus. (Sahla 2012)

Kaivannon pohja tehdään mahdollisimman pieneksi ja etuseinä mahdollisimman pysty-suoraksi. Näin työ on tehokasta ja häiriintynyttä maata pilariharusanankkurin ympärillä on mahdollisimman vähän. Kaivannon pohjan vaakasuoruusvaatimus on  $\pm 10$  mm. Suuret kivet poistetaan laatan alta. Kivisellä pohjamaalla kaivannon pohjalla voidaan käyttää tasaushiekkaa. Häiriintyvissä pohjamaissa voidaan käyttää suodatinkangasta sekä kallio-murskettä. (Sahla 2012) Kaivun jälkeen pilariharusanankkuri nostetaan kaivantoon ja mitataan paikalleen (kuva 2.5).



***Kuva 2.5. Pilariharusankkurin paikalleenmittaus.***

Kuvassa 2.6 on esitetty haruslaatan asennus. Haruslaatan asennus poikkeaa pilariharusankkureiden asennuksesta siten, että haruslaatta voidaan asentaa aivan kaivannon reunaan. Tällöin haruslaattaa on tukemassa enemmän häiriintymätöntä maata. Haruslaatta on vetäviin haruksiin nähden eri asennossa kuin pilariharusankkureiden antura.



**Kuva 2.6.** *Haruslaatan asennus Lavianvuorella.*

Paikalleenmittauksen jälkeen seuraava työvaihe on kaivannon täyttö kaivumailla. Asennusohjeiden mukaan kaivanto täytetään ja tiivistetään samanaikaisesti pilarin vastakkaisilta puolilta. Täytön yläpinta tiivistetään mahdollisimman hyvin ja muotoillaan viettämään pilarista ulospäin pintavesien poistamiseksi. (Sahla 2012) Diplomityön aikana tehtyjen havaintojen perusteella täyttöä ei juuri tiivistetä. Ainoastaan täytön ylin pinta tasoitetaan kaivinkoneen kauhauhalla. Kaivinkoneella tiivistäminen on epämääräistä. Lopullinen tiiveys riippuu merkittävästi maaperästä, kalustosta ja työntekijästä. Kauhalla tehtävälle tiivistykselle ei pystytä antamaan selviä ohjeita, joiden perusteella tiivistystyön tulos eri urakoitsijoiden välillä olisi yhtenäinen.



Pilariharusankkurin maanvaraista asennusta voidaan käyttää useilla maatyypeillä. Täytömaa ei saa ikinä olla turvetta, liejua tai pehmeää savea. (Sahla 2012) Kuvassa 2.7 on esitettyinä pilariharusankkurit tiivistyksen ja täytön jälkeen.

Työturvallisuuden kannalta maanvarainen asennus on turvallista, koska asentajien ei tarvitse käydä kaivannossa. Kaivantoja ei tarvitse luiskata eikä tukea, koska ne ovat auki mahdollisimman lyhyen aikaa. Kaivannot rakennetaan mahdollisimman pieniksi, jolloin ympäröivää maaperää ei häiritä tarpeettomasti. Pilariharusankkuri pyritään asentamaan mahdollisimman lähelle kaivannon etureunaa, jolloin häiriintymätön maa tukee pilariharusankkuria paremmin vedon suunnassa.

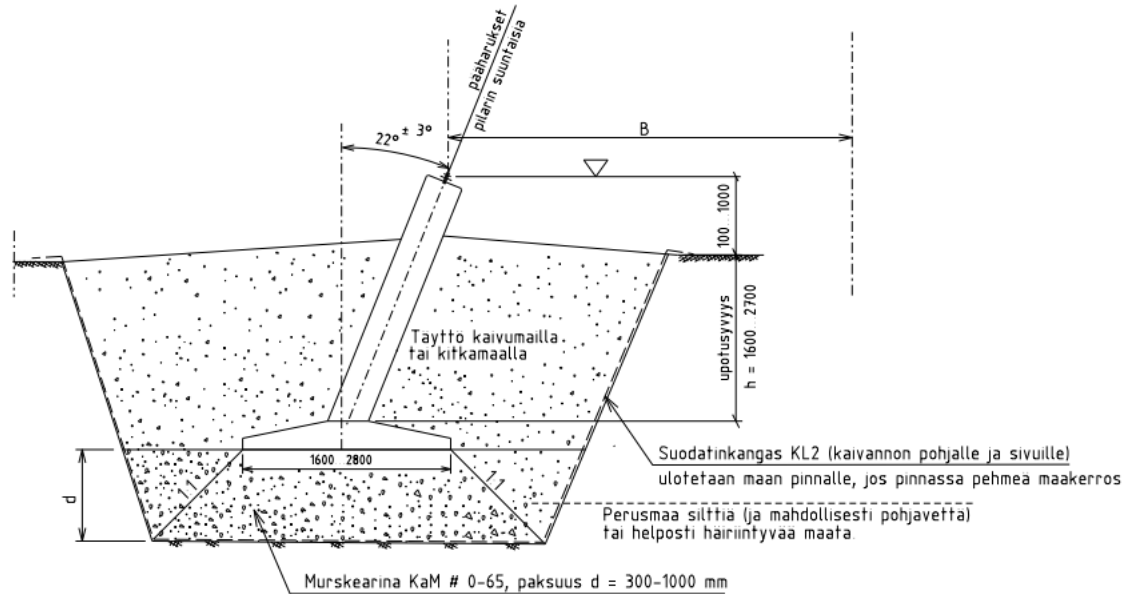


*Kuva 2.7. Pilariharusankkurit perustettu.*

### **2.2.2 Pilariharusankkurin asennus murskearinalle**

Pilariharusankkurin asennusta murskearinalle käytetään pohjamaan ollessa silttiä tai muuta helposti häiriintyvää maata. Kaivannon pohjalle asennetaan suodatinkangas, minkä jälkeen kaivannon pohjalle rakennetaan murskearina kalliomurskeesta. Murskearinan tiivistys tehdään kerroksittain tärylevyllä tai muuten koneellisesti. Tärylevyllä tehtävää tiivistämistä varten kaivanto tuetaan luiskaamalla esimerkiksi 2:1...1:1 tai kaivulevyillä tai suojalankutuksella. Asennusohjeiden mukaan urakoitsija vastaa kaivannon suunnittelusta ja toteuttamisesta. (Sahla 2012)

Kaivannon reunoille asennetaan suodatinkangas ja kaivanto täytetään kaivumaililla tai kitkamailla. Täytemaalle on vastaavat vaatimukset kuin pilariharusankkurin maanvaraisessa asennuksessa. Pilariharusankkurin asennus murskearinalle on esitetty kuvassa 2.8.



*Kuva 2.8. Asennustapa pilariharusankkurin asennus murskearinalle. (Sahla 2012)*

### 2.2.3 Muut perustamistavat

Muita pilariharusankkureiden asennustapoja ovat massanvaihto, maanvarainen asennus ja suojalankutus, pilariharusankkuri ja suodatinkangas, kallioharusankkuri, pilariharusankkurin kallionvarainen asennus ja louhinta sekä asennus paalujen varaan.

Pilariharusankkurin massanvaihtoa käytetään erittäin pehmeissä kohteissa, kuten pohjaan ollessa liejua tai turvetta. Kaivanto tuetaan suojalankuilla tai harvalla suojalankutuksella. Tukirakenteita ei poisteta asentamisen jälkeen. Näin varmistetaan täyttömäiden pysyminen pilariharusankkurien päällä ja estetään löysän maakerroksen sekoittuminen täyttömäihin. Perustuksen alapuoliset pehmeät maalajit korvataan murskeella, sepelillä tai louheella kantavaan kerrokseen saakka. Perustamistason yläpuolinen osuus täytetään kitkamailla. Kaivussyvyys rajoittaa massanvaihdon käyttöä, joten niitä voidaan käyttää vain matalilla pehmeiköillä. (Sahla 2012)

Pilariharusankkurin maanvaraista asennusta ja suojalankutusta käytetään, kun kova pohja on perustamistasossa, eikä perustamistason alapuolista täyttöä tarvita. Kaivannon reunoille rakennetaan vastaava pysyvä tuenta, kuin pilariharusankkurin massanvaihtoa käytettäessä ja perustuksen yläpuoliset täytöt tehdään kitkamailla. (Sahla 2012)

Pilariharusankkuria ja suodatinkangasta käytetään 0,5...2,0 m syvillä pehmeiköillä. Suodatinkankaalla estetään pehmeiden maalajien sekoittuminen täyttömaihin ja tuetaan ympärystäyttyä. (Sahla 2012)

Kallioharusankkuria käytetään kallion ollessa riittävän kiinteää ja ehjää. Rikkinainen, rapautunut tai rakoillut kallio louhitaan ennen kalliotartuntojen tekemistä. Ehjään kallioon porataan reiät, joihin kallioankkurit juotetaan. (Sahla 2012)

Syvillä pehmeiköillä pilariharusankkurit asennetaan paaluille. Paaluina käytetään usein kreosotilla kyllästettyjä puupaaluja tai myös betoni- ja teräspaaluja. (Muuronen 2017)

### 3. YLÖSVETOKESTÄVYYDEN LASKENTA

Voimajohtojen perustamiseen käytettävät perustukset kuuluvat tavanomaisissa pohjaolosuhteissa Eurokoodin 7 (SFS-EN 1997-1) määrittämiin geoteknisiin luokkiin 1 tai 2. Nimellisjännitteeltään alle AC 45 kV voimajohtojen perustukset kuuluvat luokkaan 1. Nimellisjännitteeltään yli AC 45 kV voimajohtojen perustukset kuuluvat luokkaan 2. (SFS-EN 50341-2-7) Pohjaolosuhteiden poiketessa tavanomaista, perustukset kuuluvat geotekniseen luokkaan 3. Poikkeavia pohjaolosuhteita ovat lähinnä vesistöihin perustettavat pylvääät ja erityisesti keinosaaret sekä tiheän kaupunkirakenteen alueella perustettavat pylvääät, jos muu infrastruktuuri rajoittaa tavanomaisen perustamistavan toteuttamista (Wiren 2018b).

Voimajohdon mitoituksessa sovelletaan standardia SFS-EN 50341-1 sekä sen kansallista liitettä SFS-EN 50341-2-7. Standardit määrittävät suunnittelun perusteet, laskentakuormat sekä osavarmuusluvut voimajohdolle ja sen osille. Standardin SFS-EN 50341-1 mukaan ylösvetokestävyys laskentaan voidaan käyttää analyttistä menetelmää, osittain empiiristä menetelmää tai numeerista menetelmää. Laskentamenetelmä voi olla peräisin asianmukaisesta standardista, kansallisesta liitteestä tai asiaankuuluvasta kirjallisuudesta. Lisäksi voidaan käyttää malleja, joiden käytöstä on tyydyttäviä käytännön kokemuksia. (SFS-EN 50341-1) Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 50341-2-7 mukaan standardin SFS-EN 50341-1 liitteissä M.2 ja M.3 esitettyjä laskentaesimerkkejä ei voida soveltaa Suomessa. Kansallisessa liitteessä esitetään laskentamenetelmä, jota käytetään Suomessa.

#### 3.1 Ylösvetokestävyysvaikuttavat tekijät

Perustusten ylösvetokestävyysvaikuttavia tekijöitä on useita. Useimmat käytössä olevat laskentamenetelmät ovat osin yksinkertaistettuja, eivätkä ne huomioi kaikkia tekijöitä. Tässä alaluvussa käydään lävitse keskeisimmät ylösvetokestävyysvaikuttavat tekijät.

##### 3.1.1 Maan leikkauslujuus

Maan leikkauslujuutta kuvataan yleisesti Coulombin kaavalla. Coulombin kaavan mukaan maan leikkauslujuus koostuu maan sisäisestä kitkasta ja koheesiosta. Maan sisäinen kitka syntyy maarakeiden välisestä kitkasta. Kitkasta syntyvä leikkauslujuus lasketaan kitkapinnassa vaikuttavan tehokkaan normaalijännityksen ja maan leikkauskestävyyskulman tangentin tulona. Maan leikkauskestävyyskulman suuruuteen vaikuttaa maan rakeisuus, rakeiden muoto, rakeiden pyöristyneisyys ja maan tiiveys. Koheesio muodostuu

maapartikkeleiden välisistä kiinnevoimista ja sähköstaattisista voimista. Koheesioon vaikuttaa eniten maan rakeisuus ja vesipitoisuus. Maan leikkauslujuus voidaan laskea kaavalla 1. (Rantamäki et al. 1979)

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

missä

$\tau$  on leikkauslujuus

$c'$  on tehokas koheesio

$\sigma'$  on leikkauspinnalla vallitseva tehokas normaalijännitys

$\phi'$  on tehokas leikkauskestävyyskulma

Leikkauspinnalla vallitseva tehokas normaalijännitys lasketaan kaavalla 2. (Rantamäki et al. 1979)

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

$\sigma$  on leikkauspinnalla vallitseva normaalijännitys

$u$  on huokosvedenpaine

Maan lujuutta voidaan tarkastella avoimessa tilassa tai suljetussa tilassa. Käsitteet liittyvät kuormitusnopeuden ja kuormituksen kestoon suhteessa maan vedenläpäisevyyteen. Avoimessa tilassa maata kuormitetaan niin, että huokosvesi ehtii purkautua huokosista pois, eikä huokosveden ylipainetta synny. (Leroueil et al. 1990)

Suljetussa tilassa maata kuormitetaan niin nopeasti, että huokosvesi ei ehdi purkautua maasta pois. Tällöin huokosvedenpaine kasvaa ja maahan syntyy huokosveden ylipaine, joka pienentää tehokkaita jännityksiä ja siten myös maan leikkauslujuutta. Suljettu tila muodostuu vain kuormituksen ollessa tarpeeksi nopea ja maan vedenläpäisevyyden ollessa pieni, eli käytännössä maan ollessa savea tai silttiä. (Leroueil et al. 1990)

Laskettaessa maan leikkauslujuutta kaavalla 1 tulee huokosvedenpaine tietää. Suljetussa tilassa huokosvedenpaineen arvon määrittäminen on hankalaa, joten hienorakeisen maan maanleikkauslujuus määritetään usein suljettuna leikkauslujuutena kaavan 3 mukaisesti. (Leroueil et al. 1990)

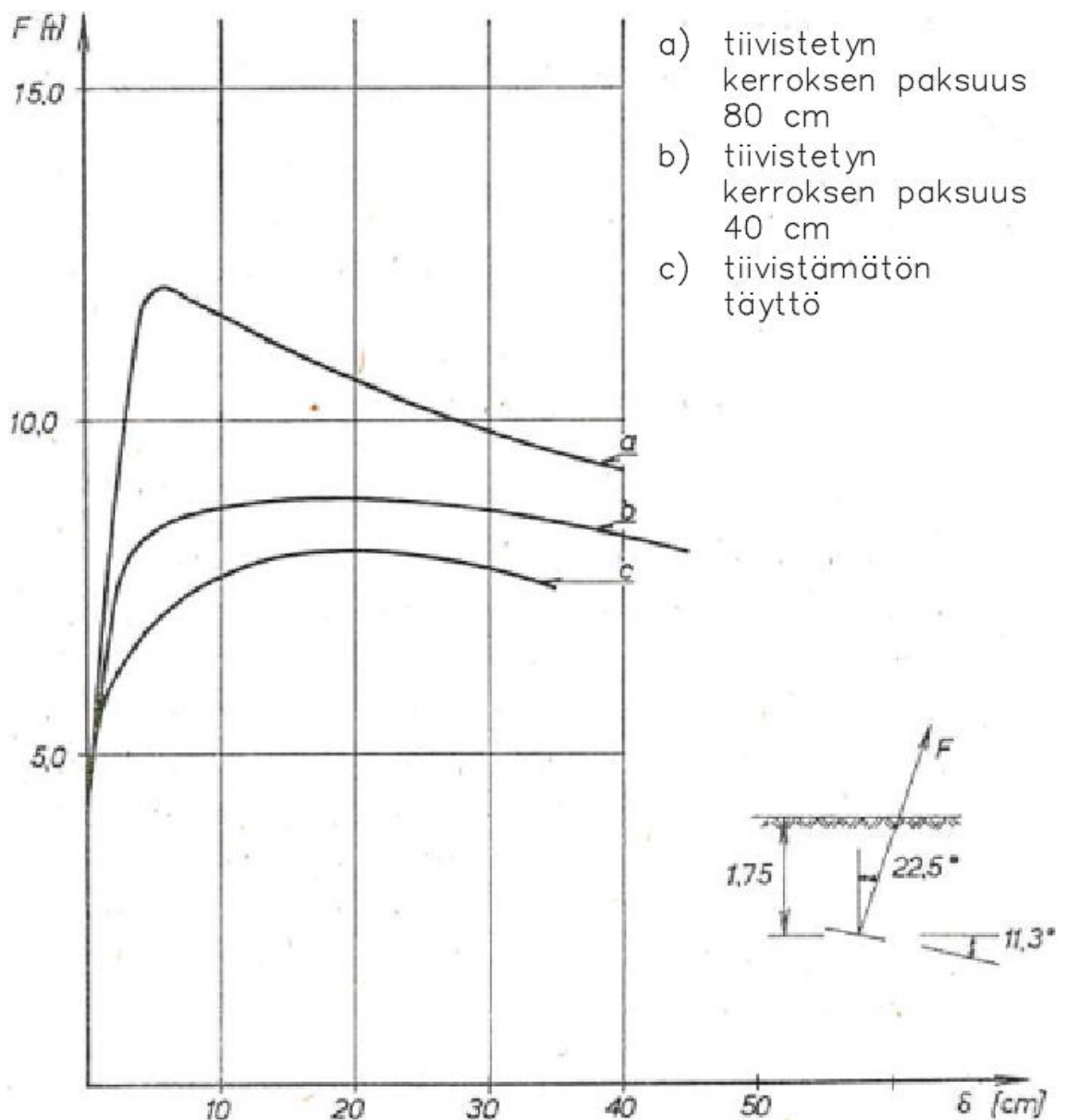
$$\tau = s_u \quad (3)$$

missä

$s_u$  on maan suljettu leikkauslujuus

### 3.1.2 Täytön tiiveys

Imatran Voima Osakeyhtiö teki 1960-luvun alussa 250 vetokoetta haruslaatoille osana CIGREN suurempaa tutkimusta. Tutkimuksessa tutkittiin täytön tiiveyden, kaivannon suuruuden ja haruskulman vaikutusta ylösvetokestävyYTEEN. Täytön tiiveyttä tutkittiin perustamalla haruslaatta 1,75 metrin syvyyteen. Kaivanto täytettiin kitkamailla. Täyttö tiivistettiin 12 kg iskuvasaralla 20 cm kerroksissa. Kerrosta tiivistettiin 50 iskua neliometriä kohden. Tiivistyksen vaikutus haruslaatan voima-siirtymä-kuvaajien avulla on esitetty kuvassa 3.1. Käyrällä a täyttöä tiivistettiin 80 cm paksuudelta. Käyrällä b tiivistettiin 40 cm täyttöä. Käyrällä c täyttöä ei tiivistetty. Kuvasta 3.1 nähdään, että tiivistys kasvattaa murtokuormaa selvästi sekä pienentää murtotilan siirtymiä. Koheesiomailla täytön mekaanisesta tiivistämisestä ei todettu olevan vastaavaa hyötyä. (Heikkilä & Laine 1964)



**Kuva 3.1.** Tiivistyksen vaikutus haruslaatan voima-siirtymä-kuvaajiin. (Heikkilä & Laine 1964, muokattu)

Fingrid Oy:n asennusohjeissa täyttö ja tiivistys ohjeistetaan tekemään samanaikaisesti pilariharusankkurin vastakkaisilta puolilta. Rautarouva-voimajohdon uudistamistyömaalle tehdyn työmaakäynnin ja diplomityön koeperustusten asentamisen yhteydessä tehtyjen havaintojen perusteella tätä ohjetta ei tiivistyksen osalta noudateta. Täyttömaat vain kipataan kaivantoon kaivinkoneella. Kaivinkoneen kauhalla tiivistetään vain täytön pintaosa.

Tiivistämisellä voitaisiin saavuttaa selvä lisäys ylösvetokestävyyteen sekä pienentää murtorajatilan siirtymiä. Nykyistä rakennustapaa, jossa täyttöä ei tiivistetä, perustellaan sillä, että kaivannoista pitäisi tehdä selvästi nykyistä suurempia, jotta kerroksittainen tiivistä-

minen tärylevyllä olisi mahdollista. Nykyaikaisilla rakennusmenetelmillä olisi mahdollista käyttää myös kaivinkoneen puomiin asennettavaa tärylevyä. Tällöin kaivantojen kokoa ei tarvitsisi kasvattaa nykyisestä. Tiivistäminen kaivinkoneeseen asennettavalla tärylevyllä kasvattaisi työmäärää selvästi nykyiseen verrattuna, koska tiivistäminen ja kaivinkoneen laitteiston vaihtelu vievät aikaa.

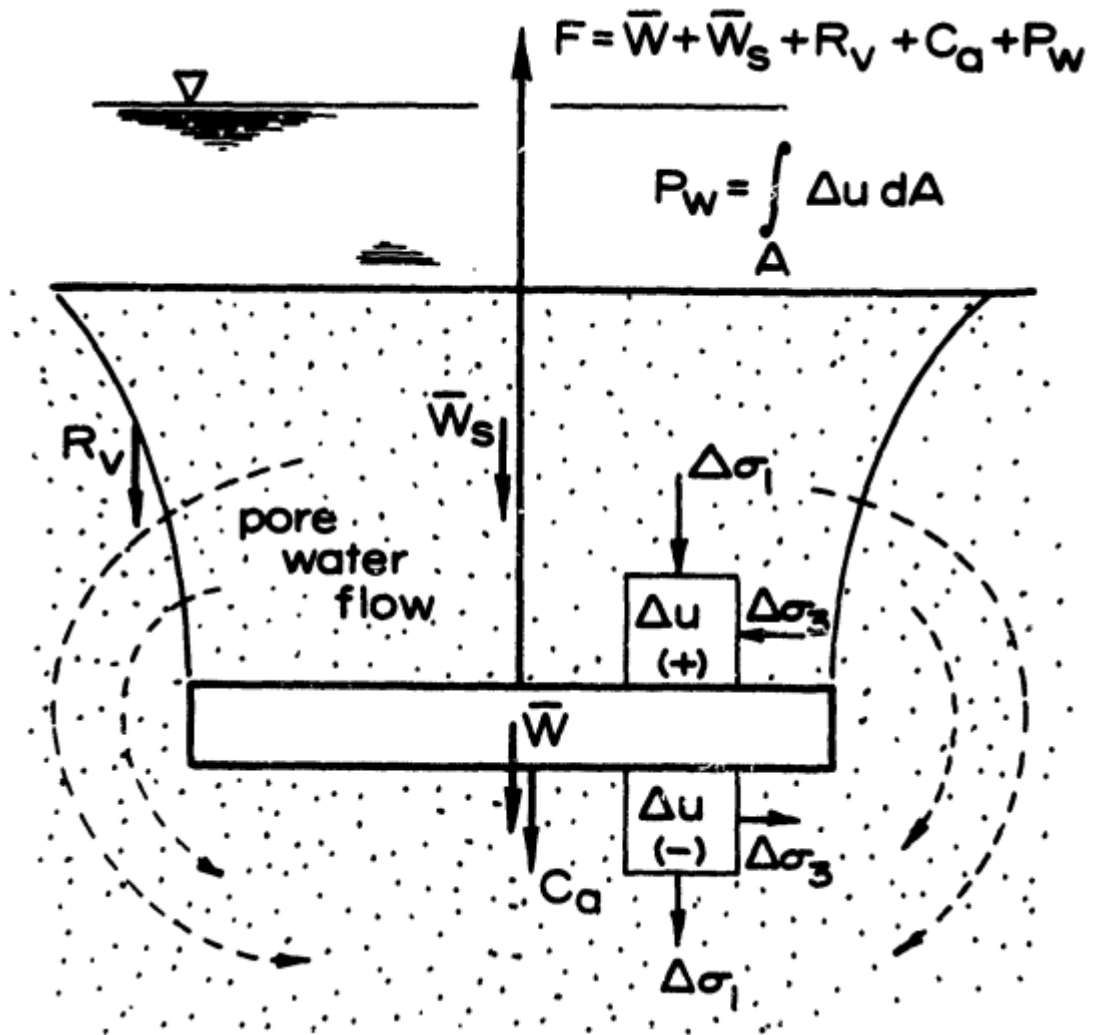
### 3.1.3 Pohjamaan tiiveys

Pohjamaan lujuusominaisuuksilla ja tiiveydellä on suuri vaikutus ylösvetokestävyyteen. Murtopinnan muotoon vaikuttaa pohjamaan tiiveyden suhde ja täytön tiiveyteen. Täytön ollessa selvästi pohjamaata löyhempää, murto tapahtuu täytössä. Täytön tiiveyden ollessa vähintään 85 % pohjamaan tiiveydestä murtopinta kulkee osittain täytössä ja osittain pohjamaassa. Murtopinta on ainakin osittain kartion muotoinen. Hyvin tiivistetty täyttö on pohjamaata tiiviimpää. Tällöin murtopinta kulkee pohjamaassa. Edellä esitetyt tapaukset ovat ääritapauksia ja riippuvat suuresti kaivannon koosta perustukseen nähden. Usein maan todellinen käyttäytyminen murtotilanteessa on jotain näiden tapauksien väliltä. (Kulhawy et al. 1987)

### 3.1.4 Kuormituksen kesto ja kuormitusnopeus

Kuormituksen kestolla ja kuormitusnopeudella on vaikutusta erityisesti perustuksen laatan alapuolisen maakerroksen ollessa hienorakeista maata. Kun perustukseen kohdistetaan ylösvetävä voima, perustuksen yläpuolella oleva maa tiivistyy ja perustuksen alapuolella maan jännityksen pienenevät. Hienorakeisessa vedellä kyllästetyssä maassa tästä seuraa huokosvedenpaineen kasvaminen perustuksen yläpuolella ja huokosvedenpaineen pienentyminen perustuksen alapuolella. Perustuksen alapuolelle syntyy näin huokosveden alipaineesta johtuva imuvoima, joka lisää perustuksen lyhytaikaista ylösvetokestävyyttä. (Das & Shukla 2013) Huokosveden alipaineen aiheuttama imuvoima voi syntyä, vaikka täyttö olisi kitkamaata, jos perustuksen alapuolinen maa on hienorakeista maata. (Levy 2014) Imun kehittyminen vaatii suuren kuormitusnopeuden. Huokosvedenpaineiden ero tasaantuu ajan kuluessa, joten imuvoima vaikuttaa ylösvetokestävyyteen vain lyhytaikaisessa suljetussa tilassa tapahtuvassa kuormituksessa. (Lehane et al. 2008) Nopeassa kuormituksessa perustuksen alapintaan kohdistuvan imun kehittyminen on esitetty kuvassa 3.2.





**Kuva 3.2.** Veden suotautuminen nopeassa kuormituksessa. (Vesic 1969)

Pienoismalleilla tehdyissä kokeissa nopealla kuormituksella (kuormitusnopeus 30 mm/s) tehdyillä kokeilla oli kaksinkertainen ylösvetokestävyys hitaalla kuormituksella (kuormitusnopeus 0,3 mm/s) tehtyihin kokeisiin verrattuna. (Lehane et al. 2008) Perustuksen alapuolisen maan ja täytön ollessa hiekkaa, kuormituksen kestolle ei ole todettu olevan vaikutusta ylösvetokestävyuden suuruuteen. (Laine 1961) (Lehane et al. 2008)

Kuormitusnopeuden vaikutusta on tutkittu pylväsperuksille Iso-Britanniassa tehdyissä vetokokeissa. Kuvassa 3.3 on esitetty kolmen identtisen pylväsperustuksen ylösvetokokeiden voima-siirtymä-kuvaajat erilaisilla kuormitustavoilla. Pohjamaa oli kokeissa London clay-savea ja täyttö 300 mm kerroksissa tiivistettyä #0...31,5 mursketta. Perustusten mitoitusylösvetokestävyys oli 420 kN laskettuna Iso-Britanniassa käytettävällä kartiomenetelmään perustuvalla laskentamenetelmällä. Kokeet 3-B ja 5-A tehtiin nopeina kokeina. Koe 4-A tehtiin portaittain kuormittaen standardin IEC 61773 mukaisesta. Standardin mukainen kuormitusmenettely on esitetty tarkemmin luvussa 5.2. Kokeen 3-B pe-

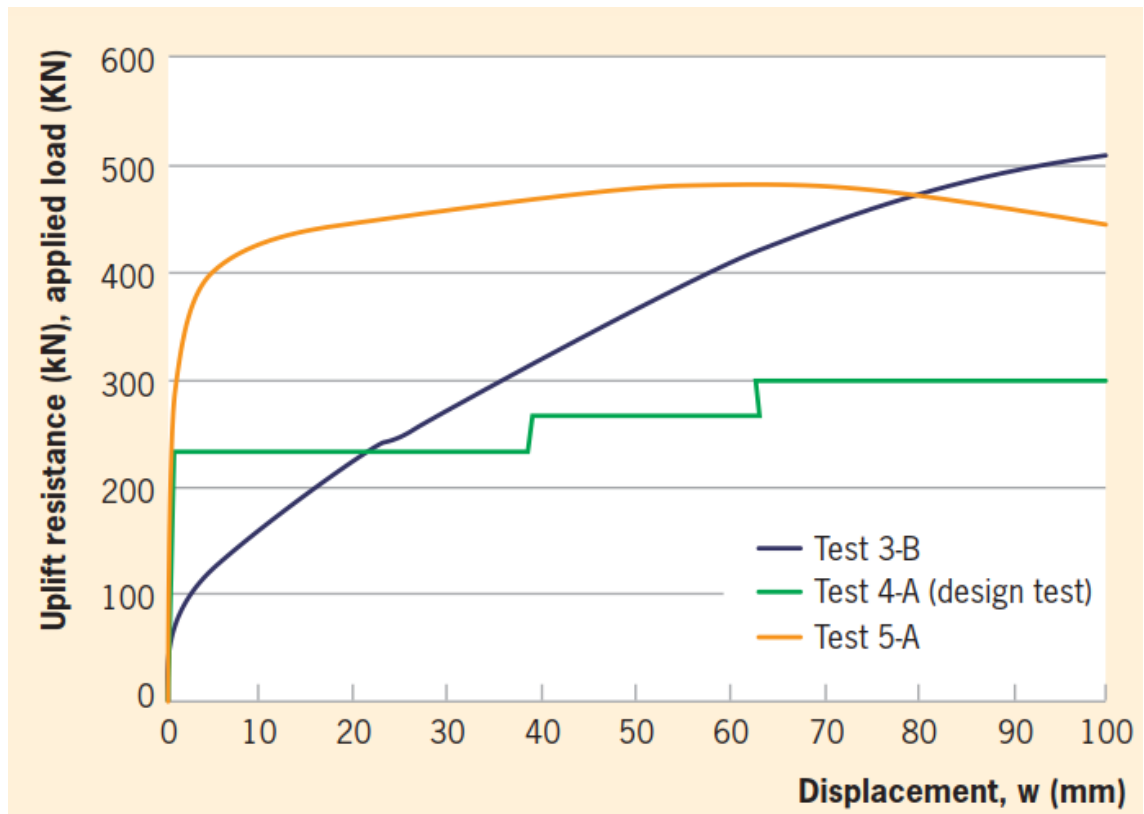
rustuksen alapuolinen maakerros oli mursketta. Tällä haluttiin estää huokosveden alipaineen muodostuminen. Kokeiden 4-A ja 5-A perustusten alapuolinen maa oli London clay-savea. Koejärjestelyt on esitetty tarkemmin taulukossa 3.1. (Levy 2013)

Kuvan 3.3 kuvaajasta nähdään huokosveden alipaineen vaikutus. Kokeen 5-A perustuksessa huokosveden alipaine pääsi kehittymään ja murtuminen tapahtui selvästi pienemmillä siirtymillä kokeen 3-B perustukseen verrattuna. Ero selittyy nopean kuormituksen aikana perustuksen pohjaan syntyvällä huokosveden alipaineella. Standardin IEC 61773 mukaisella portaittaisella kuormituksella kuormitetun perustuksen ylösvetokestävyys oli selvästi muita perustuksia huonompi, eikä sillä saavutettu mitoitussylösvetokestävyyttä. Iso-Britanniassa pylväsperustuksen murtorajatilana pidetään 10 mm siirtymää. Standardin mukaisesti kuormitettu perustus saavutti murtorajatilan jo kuormituksella, jonka suuruus oli 55 % mitoituskuormasta. (Levy 2013) Levyn tekemissä kokeissa on huomioitava, että vetokokeet tehtiin savessa, joka poikkeaa selvästi tyypillisistä suomalaisista savista. Geoteknisiltä ominaisuuksiltaan London Clay-savi poikkeaa suomalaisista savista ollen selvästi lujempaa ja jäykempää. Lisäksi on huomioitava, että perustusten täyttö oli mursketta eikä savea. Täten perustuksen yläpuoliseen täyttöön ei pääse muodostumaan huokosveden ylipainetta, joka pienentäisi täyttömateriaalin leikkauslujuutta.

**Taulukko 3.1.** Levyn toteuttamien vetokokeiden koejärjestelyt.

Koe	Täyttö	Perustuksen pohjan alapuolinen maakerros	Kokeen nopeus (mm/s)	Siirtymä (mm)
3-B	#0...31,5	#0...31,5	15	150
4-A	#0...31,5	London Clay	IEC 61773 suunnitteluko- koe	150
5-A	#0...31,5	London Clay	35	150

Huokosveden alipaineen on todettu vaikuttavan ylösvetokestävyteen erityisen paljon jäykällä savilla. Huokosveden alipaine kasvattaa ylösvetokestävyyttä myös pehmeillä savilla, mutta niillä vaikutus on pienempi. (Meyerhos & Adams 1968)



*Kuva 3.3. Suunnittelutestin vertailu nopeasti kuormitettuihin vetokokeisiin. (Levy 2013)*

### 3.1.5 Perustamissyvyys

Ylösvedettävät perustukset voidaan jakaa murtotavan perusteella syviin ja mataliin perustuksiin. Matalilla perustuksilla syntyy maanpintaan asti ulottuva murtopinta. Syvillä perustuksilla maassa tapahtuu paikallinen murto, eikä murtopinta yllä maanpintaan asti. (Levy 2014)

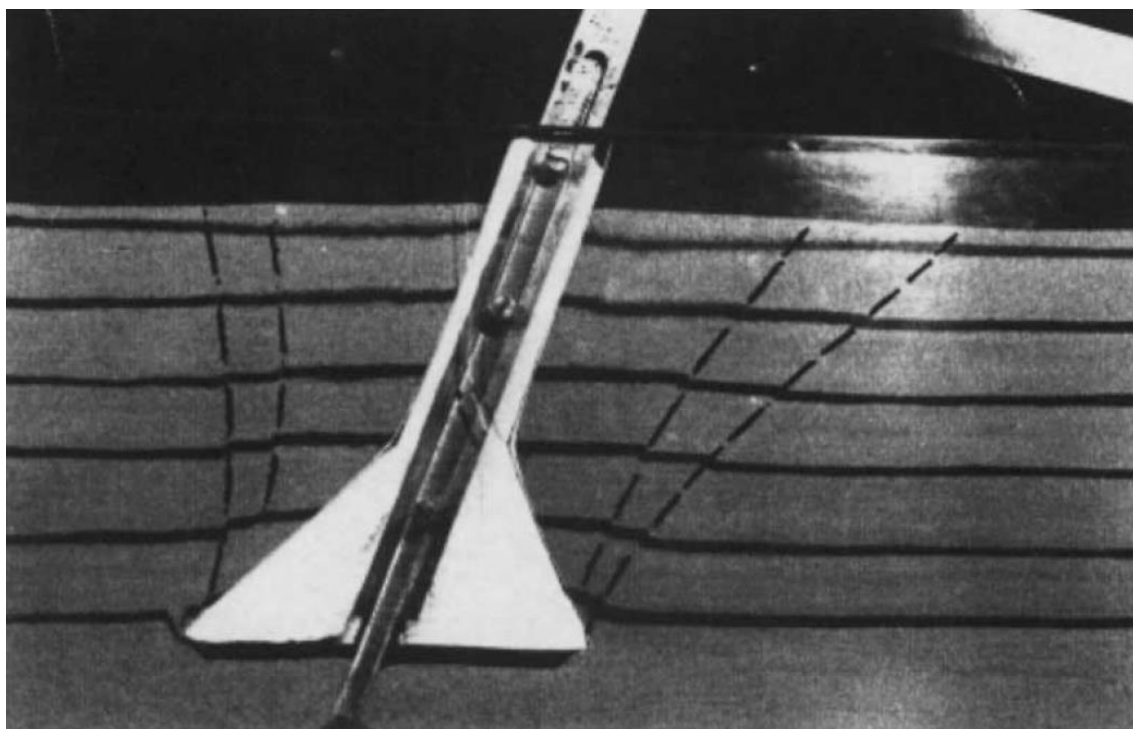
Perustamissyvyyden kasvattaminen lisää ylösvetäkestävyyttä etenkin matalilla perustuksilla. Myös syvillä perustuksilla perustamissyvyyden kasvattaminen lisää ylösvetäkestävyyttä, koska tehokkaiden jännitysten kasvaminen lisää leikkauslujuutta perustamissyvyudessa. (Kulhawy et al. 1991)

Useat laskentamenetelmät olettavat murtopinnan kulkeutuvan maanpintaan asti. Tämä ei kuitenkaan pidä aina paikkaansa. Erityisesti perustamissyvyyden kasvaessa ja huonosti tiivistetyillä täytöillä murtopinta ei ylety maanpintaan asti. Paikallinen murto maan sisässä aiheuttaa sen, että laskentamenetelmät yliarvoivat ylösvetäkestävyyden suuruutta. (Kulhawy et al. 1991)

### 3.1.6 Haruskulma

Useat ylösvetokestävyiden laskentamenetelmät perustuvat vapaasti seisovien voimajohdtopylväiden perustuksille tehtyihin tutkimuksiin. Näissä tutkimuksissa perustuksia on yleensä kuormitettu pystysuoraan tai selvästi pienemmillä kulmilla kuin Suomessa käytettävien pilariharusankkureiden haruskulma on. Harustetuilla pylväillä perustuksiin kohdistuu kuorma haruskulman kaltevuudessa.

Tiivistetyllä hiekalla tehdyissä pienoismallikokeissa murtopinnan on todettu olevan epäsymmetrinen kuvan 3.4 mukaisesti kuormituksen tapahtuessa 20 asteen kulmassa. Kuvassa 3.4 oikealla olevalla kuormitetulla puolella murtopinta on pidempi kuin kuormittamattomalla puolella. Tällainen murtopinta edellyttää huomattavan suurten siirtymien muodostumista. Kuormituksen kulman aiheuttamalla epäsymmetrisellä murtopinnalla ei kuitenkaan todettu olevan merkittävää vaikutusta ylösvetokestävyteen, vaan koekuormitusten ylösvetokestävydet noudattivat hyvin Ballan menetelmällä laskettuja ylösvetokestävyksiä. (Birch & Dicking 1998) Ballan laskentamenetelmä on esitetty alaluvussa 3.2.3



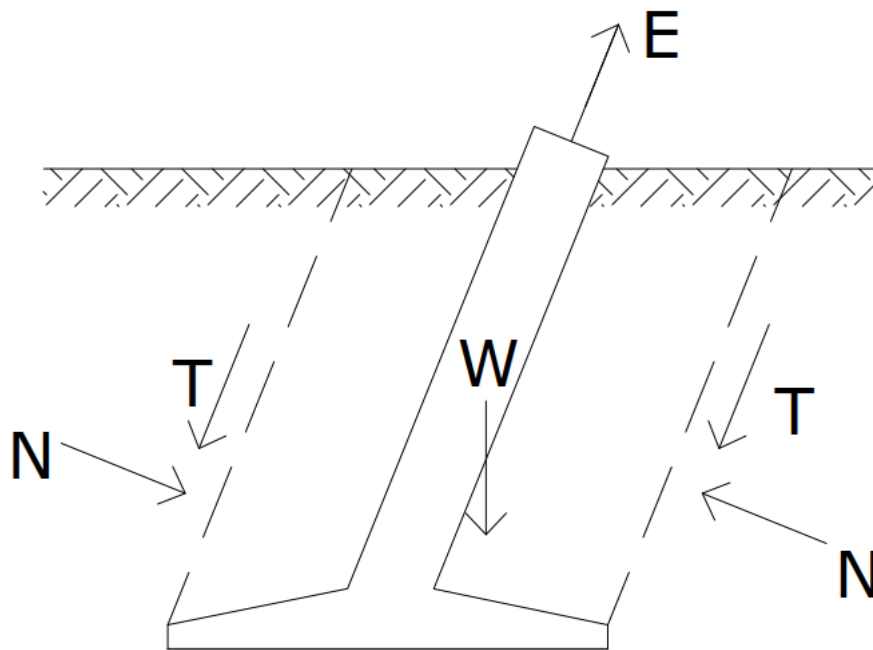
*Kuva 3.4. Pienoismalliperustuksen murtopinta tiivistetyssä hiekassa.*

Suomessa haruslaatoille tehdyissä kokeissa todettiin, että perustuskaivannon suuruus ja haruskulman vaikutus riippuvat toisistaan. Haruskulmilla 0-30° murtopinta kulkee suurissa kaivannoissa täyttömaissa, eikä haruskulmalla ole vaikutusta ylösvetokestävyiden suuruuteen. Haruskulman kasvattaminen 45 asteeseen kasvatti ylösvetokestävyttä hie-

man. Haruskulman kasvattaminen, pieniin kaivantoihin tehdyissä perustuksissa, kasvattaa ylösvetokestävyyttä. Tämä johtuu siitä, että murtopinta kulkee pidemmän matkaa alkuperäisessä häiriintymättömässä maassa. (Heikkilä & Laine 1964)

CIGREN työryhmän yhteenvedossa käytiin lävitse anturallisille pilariperustuksille tehtyjä ylösvetokokeita, joissa tutkittiin kuormituksen suunnan vaikutusta ylösvetokestävyyteen. Yhteenvedossa todetaan, että kuormituksen kulman ollessa välillä  $0-20^\circ$ , kulmalle ei ole merkittävää vaikutusta ylösvetokestävyyteen, jos kuorma kulkee perustuksen keskipisteen kautta. Ylösvetokestävyyden todettiin pienenevän, jos ylösvetävän voiman resultantti ei kulje perustuksen keskipisteen kautta. (CIGRE Working Group 2005)

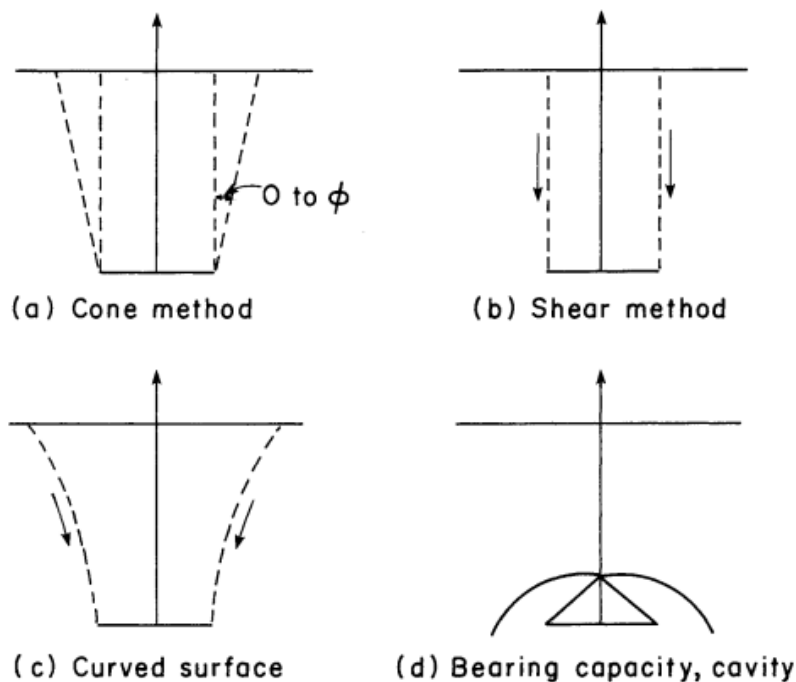
Pilariharusankkurin ylösvedossa vaikuttavat voimat ovat esitetty kuvassa 3.5. Kuvassa on oletettu, että murtopinta alkaa anturan reunoista ja kulkee ylösvetävän voiman suuntaisesti maanpintaan saakka. Pohjamaan ollessa homogeenista haruskulmalla on kuvan 3.5 mukaisesti vaikutusta leikkautuvan maakappaleen painon ja murtopinnan pituuteen. Murtopinnalla vaikuttava leikkauslujuus voidaan laskea kuten pystysuoraan ylösvedettävillä perustuksilla, koska pilariharusankkurin etu- ja takapuolen murtopinnoilla vaikuttavien normaalivoimien pystysuuntaiset komponentit kumoavat toisensa. Tällöin murtopinnalla vaikuttava normaalivoima voidaan yksinkertaistaa johtuvan vain vaakasuuntaisesta maanpaineesta.



**Kuva 3.5.** Pilariharusankkuriin ja maahan vaikuttavat voimat.

## 3.2 Analyttiset menetelmät

Analyttisessä mitoituksessa on olemassa erilaisia yksinkertaistettuja malleja. Yleisesti kirjallisuudessa esitetyt neljä perinteistä analyttistä laskentamenetelmää ovat kartiomenetelmä (kuva 3.6 a), leikkausmenetelmä (kuva 3.6 b), kaareutuvan pinta (kuva 3.6 c) ja lävistysleikkaus (kuva 3.6 d). (Matsuo 1967) (Kulhawy et al. 1983) (IEEE 2001) (Bogusz 2016). Laskentamenetelmistä on olemassa useita eri sovelluksia. Kustakin laskentamenetelmästä esitetään kaksi sovellutusta. Kartiomenetelmän toinen sovellutus esitetään alaluvussa 3.5. Leikkausmenetelmä esitetään alaluvun 3.2.2 yleisen laskentamenetelmän yhteydessä sekä alaluvussa 3.3 Suomessa käytettävän laskentamenetelmän kuvauksen yhteydessä. Tilaaajan toiveesta käsitellään myös ylösvetokestävyyden laskenta Saksassa ja Ruotsissa.



**Kuva 3.6.** Erilaiset laskentamenetelmät. (Kulhawy et al. 1983)

### 3.2.1 Kartiomenetelmä

Kartiomenetelmässä ylösvetokestävyys muodostuu perustuselementin ja leikkautuvan maan painosta. Maan oletetaan leikkautuvan kartion muotoisena kappaleena kuvan 3.6 a mukaisesti. Valittava kartion leviämiskulma riippuu maan ominaisuuksista ja perustuksen muodosta. Leviämiskulman määrittämiseen ei ole olemassa mitään yleistä tai yksiselitteistä tapaa. Leviämiskulma voidaan määrittää suunnittelijan kokemuksen mukaan tai kenttätesteillä. Leviämiskulman ylärajana pidetään maan leikkauskestävyysskulmaa. Kartiomenetelmän mukaan ylösvetokestävyys  $R_k$  lasketaan kaavalla 4. (IEEE 2001)

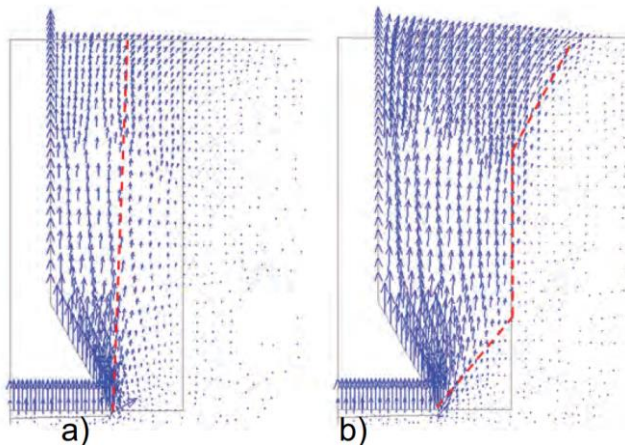
$$R_k = G_{k,p} + G_{g,m} \quad (4)$$

missä

$G_{k,p}$  on perustuksen paino

$G_{g,m}$  on leikkautuvan maakappaleen paino

Kartiomenetelmän rajoituksena on, että se ei huomioi ollenkaan maan leikkauslujuudesta syntyvää kestävyttä. (IEEE 2001) Kartiomenetelmällä laskettu kestävyys kasvaa merkittävästi perustamissyvyyden kasvaessa. Vetokokeilla on kuitenkin todettu, että todellisuudessa kestävyys ei kasva yhtä paljon kuin laskelmat osoittavat. Tästä johtuen kartiomenetelmä yliarvioi ylösvetokestävyttä perustussyvyyden kasvaessa. (Matsuo 1967) Murtopinnan muoto riippuu merkittävästi maanominaisuuksista, erityisesti tiiveydestä ja lujuudesta. Saviseen pohjamaahan tehdyillä perustuksilla perustuselementin täyttö tehdään yleensä kitkamailla. Kenttäkokeilla ja numeerisella mallintamisella on todettu, että maa ei tällaisilla perustuksilla murru kartiomenetelmän mukaisesti. Murtopinta riippuu murtokriteeristä. Kun käytetään murtokriteerinä 10 mm siirtymää, murtopinta on kuvan 3.7 a mukainen. Murto tapahtuu täyttömaassa pystysuorasti. Käytettäessä murtokriteerinä 50 mm siirtymää, murtopinta on kuvan 3.7 b mukainen. Murtopinta kulkee ensin täyttömaassa kartion muotoisena. Täyttömaan ja saveen rajapinnassa murto tapahtuu pystysuoraan. Ennen maanpintaa murtopinta siirtyy kartion muotoisena saveen. (Levy 2013)



**Kuva 3.7.** Murtopinta saviselle pohjamaalle tehdyssä kitkamailla täytetyssä perustuksessa. (Levy 2013, muokattu)

Kartiomenetelmä on erittäin käytetty mitoitusmenetelmä suunnittelussa pääosin sen helpokäyttöisyytensä takia. Todellisuudessa kartiomenetelmä kuvaa maan mekaanista käyttäytymistä perustusta ylösvedettäessä huonosti.

### 3.2.2 Yleinen laskentamenetelmä

#### Avoim tila

Leikkausmenetelmän mukaan murto tapahtuu perustuksen pohjan muotoista pystysuoraa murtopintaa pitkin kuvan 3.6 b mukaisesti. Ylösvetokestävyys muodostuu perustuksen ja leikkauspinnan sisäpuolisen maakappaleen painosta, murtopinnalle muodostuvasta vaakasuuntaisen maanpaineen aiheuttamasta leikkauslujuudesta. Standardissa IEEE 691-2001 on esitetty yleinen laskentamenetelmä, jota voidaan käyttää sekä matalilla että syvillä perustuksilla. Laskentamenetelmä perustuu leikkausmenetelmään, mutta ottaa huomioon myös muunlaiset murtotavat sekä perustuksen pohjaan syntyvän pohjanvastuksen tai imun. Ylösvetokestävyys voidaan laskea kaavalla 5. (IEEE 2001)

$$R_k = G_{k,p} + G_m + R_{su} + R_{tu} \quad (5)$$

missä

$G_{k,p}$  on perustuksen paino

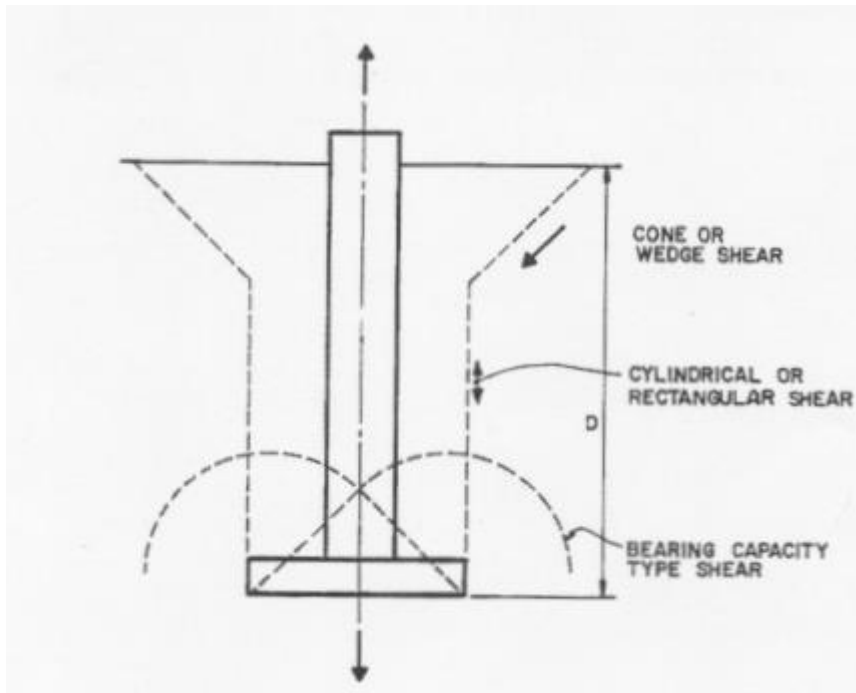
$G_m$  on leikkautuvan maakappaleen paino

$R_{su}$  on maan leikkauslujuus murtopinnalla

$R_{tu}$  on pohjavastus

Laskentamenetelmässä ylösvetokestävyys lasketaan ensin olettaen perustuksen pohjan muotoinen pystysuora murtopinta kuvan 3.8 mukaisesti. Tämän jälkeen tarkastetaan, että onko murtopinnan yläosan muuttuminen kartion muotoon kuvan 3.8 mukaisesti mahdollista. Jos murtopinnan yläosan kartioituminen on mahdollista, on laskettua leikkauslujuutta redusoitava. Viimeisenä tarkistetaan mahdollisuus lävistysleikkaukseen. Laskettua lävistysleikkausta verrataan kaavalla 5 laskettuun ylösvetokestävyyteen. Näistä pienempi tulee mitoittavaksi. (IEEE 2001)





**Kuva 3.8.** Mahdolliset murtotavat.

Pohjavastus lasketaan kaavalla 6. (IEEE 2001)

$$R_{tu} = A s_t \quad (6)$$

missä

$A$  on laatan pohjan pinta-ala

$s_t$  on maan vetolujuus laatan alapuolisen maan ja laatan välillä

Yleensä maalla ei katsota olevan vetolujuutta, eikä pohjavastusta tämän takia yleensä oteta mitoituksessa huomioon. Kuitenkin paikallavaletuilla perustuksilla sillä voi olla merkittävä vaikutus ylösvetokestävyyteen. (IEEE 2001)

Murtopinnalla vaikuttava maan leikkauslujuus voidaan laskea kaavalla 7. (IEEE 2001)

$$R_{su} = 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{vn} K_n \tan(\delta_n) h_n \quad (7)$$

missä

$h$  on kerroksen paksuus

$\sigma'_v$  on tehokas pystysuuntainen jännitys

$K$  on maanpainekerroin

$\delta$  on maankitkakulmasta riippuva termi

Kitkakulmasta riippuva termi määritetään kaavalla 8. (IEEE 2001)

$$\delta = \phi' / (\delta/\phi') \quad (8)$$

missä

$\phi'$  on maan tehokas kitkakulma

$(\delta/\phi')$  on rajapinnan ominaisuuksista riippuva kerroin

Maalla täytetyillä perustuksilla on maa-maa rajapinta, jolloin  $\delta/\phi'=1$  ja siten  $\delta=\phi'$ .

Standardin mukaan tehokas pystyjännitys, maanpainekerroin ja termi  $\delta$  pitää määrittää jokaisen maalajikerroksen puolivälissä. (IEEE 2001)

Maanpainekertoimeen vaikuttaa maalaji ja maa tiivistysaste. Maanpainekertoimen valintaan on annettu erilliset ohjeet avoimessa- ja suljetussa tilassa tapahtuvalle kuormitukselle. Avoimessa tilassa kuormitettavien maalajien maanpainekertoimen valinta on esitetty taulukossa 3.2. Suljetussa tilassa kuormitettavien maalajien maanpainekertoimen valinta on esitetty taulukossa 3.5. Taulukoissa on erikseen arvot täytön ja pohjamaan maanpainekertoimelle. Mitoituksessa selvitetään sekä täytön että pohjamaan maanpainekertoimet. Näistä pienempi valitaan mitoitukseen, koska murtumisen oletetaan tapahtuvan maakerroksessa, jossa on pienempi vaakasuuntainen maanpaine. Molemmissa taulukoissa on huomioitava, että tiiveysaste on määritetty alkuperäisellä Proctor-kokeella.

Taulukon 3.2 mukaan täytön ollessa löyhää pitää luonnontilaisen maan murtumista tarkasteltaessa maanpainekertoimena  $K$  käyttää aktiivimaanpainekerrointa  $K_a$ . Tarkasteltaessa murtumista hieman tiivistetyssä täytössä pitää maanpainekertoimena käyttää lepopainekerrointa. Käytettäessä maanpainekertoimena aktiivi- tai lepopainekerrointa pienee vaakasuuntainen jännitys leikkauskestävyyskulman kasvaessa. Tämän vuoksi aktiivi- ja lepopainekertoimien käyttö johtaa kaavalla 7 laskettaessa siihen, että tyypillisillä kitkamaiden leikkauskestävyyskulmilla, leikkauskestävyyskulmalla ei ole juurikaan vaikutusta ylösvetokestävyyteen.

**Taulukko 3.2.** Maanpainekertoimen määrittäminen avoimen tilan kuormituksessa. (IEEE 2001)

Soil and backfill condition	K	Notes	Approximate % Standard ASTM D698 Compaction of Backfill
Native soil with loose backfill	$K_a$	a	87-92
Native soil with moderately compacted backfill	1/2 to 1 ( $K_o$ in-situ) (min. $K = K_a$ )		92-97
Native soil with well compacted backfill	$\geq 1$ ( $K_o$ in-situ)	b, c	97-102
Backfill, lightly compacted	$1 - \sin \bar{\phi}$		87-92
Backfill, moderately compacted	2/3 to 1		92-97
Backfill, well compacted	$\geq 1$		97-102
Backfill, very well compacted	$\gg 1$	c, d	> 102
a) $K_a = \tan^2(45 - \bar{\phi}/2)$ b) Use 1 for practical limit at this time c) Requires very careful construction supervision d) Use 2 for practical limit at this time			

Murtopinnan katsotaan kulkevan ensin vedon suuntaan pystysuorassa ja kartioituvan ennen maanpintaa, jos perustamissyvyyden ja perustuksen leveyden suhde  $D/B$  on alle 6 sekä parametrin  $\beta$  keskiarvo eri kerroksissa on suurempi kuin 1. Tällöin kaavalla 4 laskettua murtopinnalla vaikuttavaa leikkauslujuutta  $Q_{su}$  redusoidaan kaavalla 9. (IEEE 2001)

$$Q_{su\ r} = \frac{2+\beta}{3\beta} Q_{su} \quad (9)$$

missä

$\beta$  on  $K \tan \delta$

Redusoitua leikkauslujuutta  $Q_{su\ r}$  käytetään kaavassa 7.

Mahdollisuus lävistysleikkaukseen tarkistetaan kaavalla 10. (IEEE 2001)

$$R_{um} = A \left( q N_q \xi_{qr} \xi_{qs} \xi_{qd} \right) + G_{k,p} + R_{tu} \quad (10)$$

missä

$q$  on täytössä vallitseva tehokas pystyjännitys perustamissyvyyden puolivälissä

$N_q$  on kerroin, joka lasketaan kaavalla 11. (IEEE 2001)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (11)$$

Kertoimet  $\xi_{qr}$ ,  $\xi_{qs}$ , ja  $\xi_{qd}$  riippuvat maan jäykkyydestä, perustuksen muodosta ja perustamissyvyydestä taulukon 3.3 mukaisesti.

**Taulukko 3.3.** *Lävistysleikkauskertoimet avoimen tilan laskelmiin. (IEEE 2001)*

Ominaisuus	Symboli	Arvo
Jäykkyys	$\xi_{qr}$	$\exp\{[(-4.4+0.6(B/L))\tan\phi]+[(3.07\sin\phi)(\log_{10}2I_{rr})/(1+\sin\phi)]\}$
Muoto	$\xi_{qs}$	$1+(B/L)\tan\phi$
Syvyys	$\xi_{qd}$	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2\tan^{-1}(D/B)$

Taulukossa 3.4 esitetty  $I_{rr}$  kuvaa maan jäykkyyksindeksiä. Jäykkyyksindeksille voidaan käyttää taulukon 3.4 arvoja.

**Taulukko 3.4.** *Jäykkyyksindeksin määrittäminen. (IEEE 2001)*

Maalaji	$I_{rr}$
Hiekka	70-150
Siltti ja savi (avoin tila)	50-100
Savi (suljettu tila)	100-200

### **Suljettu tila**

Suljetun tilan laskelmia käytetään hienorakeisissa maissa kuormien vaikuttaessa suhteellisen lyhyen aikaa ja suhteellisen nopeasti. Tehtäessä suljetun tilan laskelma tehokkaita lujuusparametreja käyttäen, valitaan maanpainekerroin taulukon 3.5 mukaisesti. Standardissa IEEE 691-2001 ei kuitenkaan anneta mitään ohjeita kuormituksen synnyttämän huokosveden ylipaineen määrittämiseen, kun suljetun tilan laskenta tehdään kaavalla 7 käyttäen tehokkaita lujuusparametreja. (IEEE 2001) Käytännössä laskenta voitaisiin tehdä myös käyttämällä maan lujutena suljettua leikkauslujuutta. Tällöin kaavassa 7 tehokas pystyjännitys, maanpainekerroin ja leikkauskestävyyskulman tangentti korvataan suljetulla leikkauslujuudella.

Perustuksen pohjaan syntyvä pohjavastus voi johtua paikallavalusta tai huokosveden alipaineen synnyttämästä imusta. Paikallavaluissa pohjavastus lasketaan aiemmin esitetyllä

kaavalla 6. Huokosveden alipaineen aiheuttamasta imusta johtuva pohjavastus lasketaan kaavalla 12. (IEEE 2001)

$$R_{tu} = AS_s \quad (12)$$

missä

$A$  on perustuksen laatan alapinnan pinta-ala

$S_s$  on imupaine perustuslaatan alapinnassa

Stasin ja Kulhawyn (1984) mukaan imupaineen suurus voidaan arvioida seuraavasti kaavalla 13. (katso IEEE 2001)

$$S_s \approx \frac{w}{A} - u_i (\leq \text{ilmanpaine}) \quad (13)$$

missä

$w$  on perustuksen ja leikkautuvan maakappaleen kokonaispaino

$u_i$  on initiaalihuokosvedenpaine perustuslaatan alapinnassa

**Taulukko 3.5.** Maanpainekertoimen määrittäminen suljetun tilan ylösvetokestävyys tehokkaiden lujuusparametreilla. (IEEE 2001)

Soil and Backfill Condition	K	Notes	Approximate % Standard ASTM D698 Compaction of Backfill
Native soil with lightly compacted backfill	$K_a$	a	87–92
Native soil with moderately compacted backfill	1/2 to 1 ( $K_o$ in-situ) (min. $K = K_a$ )		92–97
Native soil with well compacted backfill	$\geq 1$ ( $K_o$ in-situ)	b,c	97–102
Backfill, lightly compacted	0 to $K_a$	a	87–92
Backfill, moderately compacted	$K_a$ to $(1 - \sin \bar{\phi})$	a	92–97
Backfill, well compacted	$(1 - \sin \bar{\phi})$ to 1		97–102
Backfill, very well compacted	$\geq 1$	c, d	> 102
a) $K_a = \tan^2(45 - \bar{\phi}/2)$ b) Use 1 for practical limit at this time c) Requires very careful construction supervision d) Use 2 for practical limit at this time			

Murtopinnan kartioituminen on mahdollista, jos suhde  $\alpha s_u / \gamma' D$  on suurempi kuin yksi sekä perustamissyvyyden ja perustuksen leveyden suhde  $D/B$  on pienempi kuin 6. Murtopinnalla vaikuttava redusoitu leikkauslujuus lasketaan kaavalla 14. (IEEE 2001)

$$R_{su\ r} = \frac{(2 + \alpha s_u / \gamma' D)}{3(\alpha s_u / \gamma' D)} R_{su} \quad (14)$$

missä

$\alpha$  on adheesiokerroin

Redusoitua leikkauslujuutta  $Q_{su\ r}$  käytetään kaavassa 7.

Mahdollinen lävistysleikkaus tarkistetaan kaavalla 15. (IEEE 2001)

$$R_{um} = A(5,14 s_u \xi_{cr} \xi_{cs} \xi_{cd} + q) + G_{k,m} + R_{tu} \quad (15)$$

Kertoimet  $\xi_{cr}$ ,  $\xi_{cs}$  ja  $\xi_{cd}$  määritetään taulukon 3.6 perusteella.

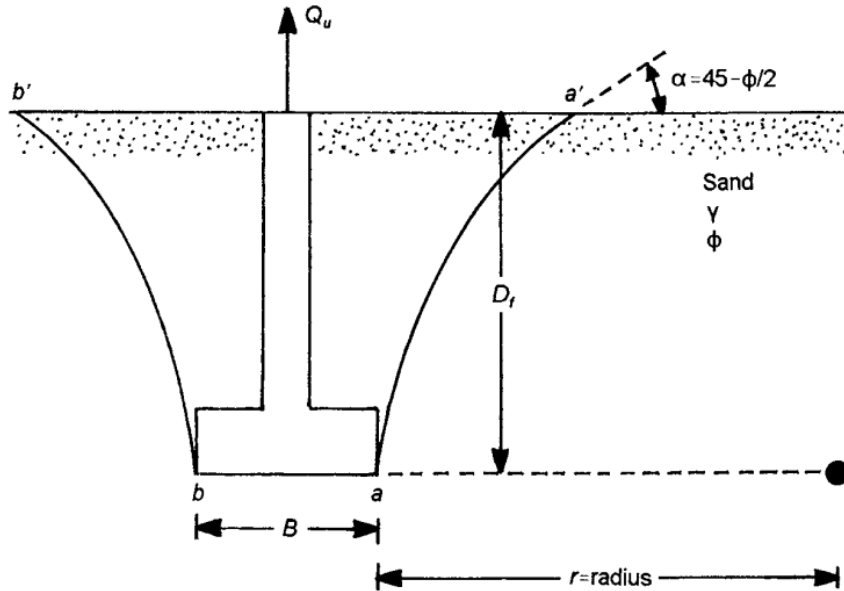
**Taulukko 3.6.** Lävistysleikkauksen kertoimet suljetussa tilassa. (IEEE 2001)

Muunnos	Symboli	Arvo
Jäykkyys	$\xi_{cr}$	$0,32+0,12(B/L)+0,60\log 10I_{rr}$
Muoto	$\xi_{cs}$	$1+0,20(B/L)$
Syvyys	$\xi_{cd}$	$1+0,33\tan^{-1}(D/B)$

### 3.2.3 Kaareutuva pinta

#### Balla

Balla on todennut murtopinnan kaareutuvan vetokokeissa, jotka ovat tehty hyvin tiivistetyllä hiekalla. Kaareutuvan pinnan menetelmässä ylösvetokestävyys koostuu leikkautuvan maan painosta, perustuksen painosta ja leikkauslujuudesta. Ballan teorian mukainen murtopinta on esitettyä kuvassa 3.9. Teoria perustuu laboratorioissa tehtyihin vetokokeisiin.



**Kuva 3.9.** Ballan teorian mukainen murtopinta. (Das 1999)

Ylösvetokestävyys neliönmuotoisille perustuksille voidaan laskea kaavalla 16. (Das 1999)

$$R_k = D_f^3 \gamma \left[ F_1 \left( \phi, \frac{D_f}{B} \right) + F_3 \left( \phi, \frac{D_f}{B} \right) \right] \quad (16)$$

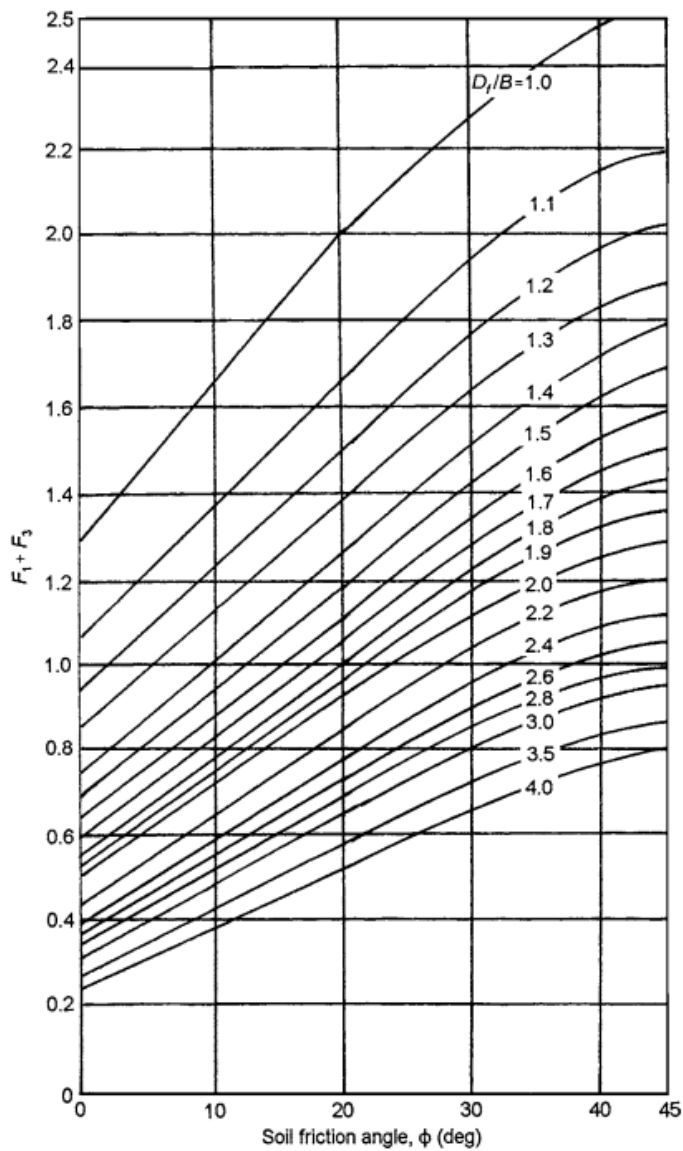
missä

$D_f$  on perustamissyvyys

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$\phi$  on maan leikkauskestävyyskulma

$F_1 + F_3$  on perustamissyvyyden ja perustuksen leveyden suhteesta sekä leikkauskestävyyskulmasta riippuva kerroin kuvan 3.10 mukaisesti



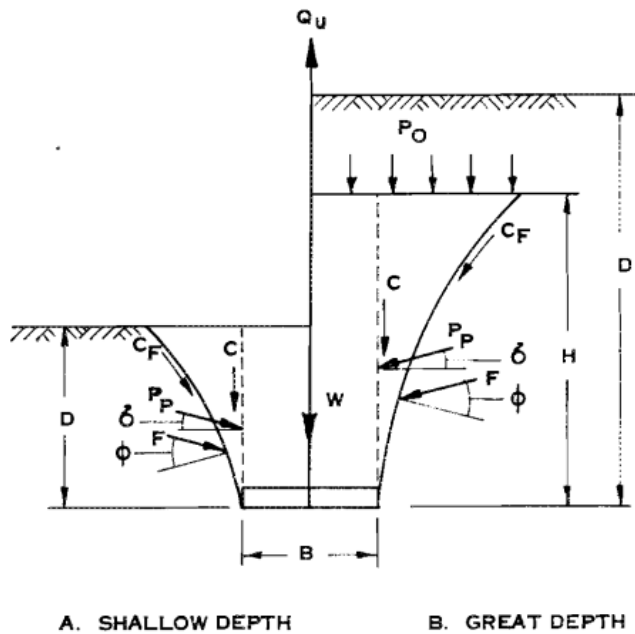
**Kuva 3.10.** Kertoimien  $F_1$  ja  $F_3$  määrittely. (Das 1999)



Ballan teorian on todettu toimivan matalilla perustussyvyyksillä pohjamaan ja täytön ollessa tiivistä hiekkää. Perustusten syvyyden ja leveyden suhteen pitäisi täyttää ehto  $D/B \leq 5$ . Täytön ollessa löyhää tai keskitiivistä hiekkää menetelmän on todettu yliarvioivan kestävyyttä. Myös perustamissyvyyden ja perustuksen leveyden ylittäessä arvon  $D/B \geq 5$  menetelmän on todettu yliarvioivan kestävyyttä. Kestävyuden yliarviointi syvillä perustamissyvyyksillä johtuu siitä, että murto tapahtuu maan sisällä, eikä murtopinta saavuta maanpintaa. (Das 1999)

### Meyehof ja Adams

Meyehof ja Adams ovat kehittäneet oman kaareutuvaan murtopintaan perustuvan laskentamenetelmän aluksi jatkuville anturaperustoille. Myöhemmin he muokkasivat teorian suorakulmaisille ja ympyränmuotoisille perustoille sekä eri perustussyvyyksille soveltuvaan. Teorian mukainen murtopinta on esitetty kuvassa 3.11.



**Kuva 3.11.** Meyerhosin ja Adamsin teorian mukainen murtopinta. (Meyerhos & Adams 1968)

Perustukset jaetaan perustamissyvyyden perusteella mataliin ja syviin perustuksiin. Perustamissyvyyden ollessa matala murtopinta ylettyy maanpintaan asti (kuva 3.11 a). Perustamissyvyyden ollessa syvä murto tapahtuu maanpinnan alapuolella (kuva 3.11 b).

Laskentamenetelmän mukaan ylösvetokestävyys suorakulmaisille perustoille matalilla perustussyvyyksillä voidaan laskea kaavalla 17. (Meyerhos & Adams 1968)

$$R_k = 2cD(B + L) + \gamma D^2(2s_f B + L - B)K_u \tan(\phi) + G_{k,p} + G_{k,m} \quad (17)$$

missä

$c$  on koheesio

$D$  on perustamissyvyys

$B$  on perustuksen leveys

$L$  on perustuksen pituus

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$s_f$  on perustuksen muotokerroin

$K_u$  on maanpainekerroin ylösvedolle

$\phi$  on leikkauskestävyyskulma

$G_{k,p}$  on perustuksen paino

$G_{k,m}$  on leikkautuvan maakappaleen paino

Maanpainekerroin ylösvedolle voidaan laskea kaavalla 18. (Meyerhos & Adams 1968)

$$K_u = 0,496(\phi)^{0,18} \quad (18)$$

missä

$\phi$  on leikkauskestävyyskulma

Perustuksen muotokerroin voidaan laskea kaavalla 19. (Meyerhos & Adams 1968)

$$s_f = 1 + mD/B \quad (19)$$

missä

$m$  on leikkauskestävyyskulmasta riippuva kerroin taulukon 3.7 mukaan

$D$  on perustamissyvyys

$B$  on perustuksen leveys

**Taulukko 3.7.** Kerroin  $m$  ja muotokertoimen maksimiarvo. (Meyerhos & Adams 1968)

Kitkakulma $\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Kerroin $m$	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
Muotokertoimen maksimiarvo $s_{fmax}$	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

Perustuksen muotokertoimelle on asetettu yläraja  $s_{fmax}$ . Muotokertoimen ylärajan avulla tarkistetaan, että ylittääkö murtopinta maanpintaan vai tapahtuuko paikallinen murto maanpinnan sisällä. Perustuksen muotokertoimen maksimiarvo  $s_{fmax}$  lasketaan kaavalla 20. (Meyerhos & Adams 1968)

$$s_{fmax} = 1 + mH/B \quad (20)$$

missä

$m$  on leikkauskestävyyskulmasta riippuva kerroin taulukon 3.7 mukaan.

$H$  on murtopinnan korkeus (kuva 3.11 b)

$B$  on perustuksen leveys

Murtopinnan korkeuden on todettu riippuvan maan leikkauskestävyyskulmasta ja perustuksen leveydestä. Ylösvetokokeiden perusteella on määritetty murtopinnan korkeuksia erilaisille kitkakulman arvoille. Taulukossa 3.8 on esitetty murtopinnan korkeuden ja perustuksen leveyden suhteet  $H/B$  eri leikkauskestävyyskulmille. Taulukon 3.8 suhdetta  $H/B$  käytetään laskettaessa perustuksen muotokertoimen maksimiarvoa  $s_{fmax}$ . (Meyerhos & Adams 1968)

**Taulukko 3.8.** Murtopinnan korkeuden määrittäminen. (Meyerhos & Adams 1968)

Leikkauskestävyyskulma $\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
$H/B$	2,5	3	4	5	7	9	11

### 3.2.4 Lävistysleikkaus

#### Vesic

Menetelmän mukaan murtuminen johtuu maassa tapahtuvasta lävistysleikkautumisesta. Murtopinta on vastaava kuin Ballan teoriassa. Teoria huomioi murtopinnalla vaikuttavan normaali- ja leikkausvoiman komponentit. Perustukseen kohdistuessa vetovoimaa syntyy kuvan 3.12 mukainen sylinterin muotoinen jännitysvyöhyke. Laajeneva sylinteri halkeaa paineella, joka voidaan laskea kaavalla 21. (Vesic 1969)

$$q_{ok} = cF_c + \gamma DF_q \quad (21)$$

missä

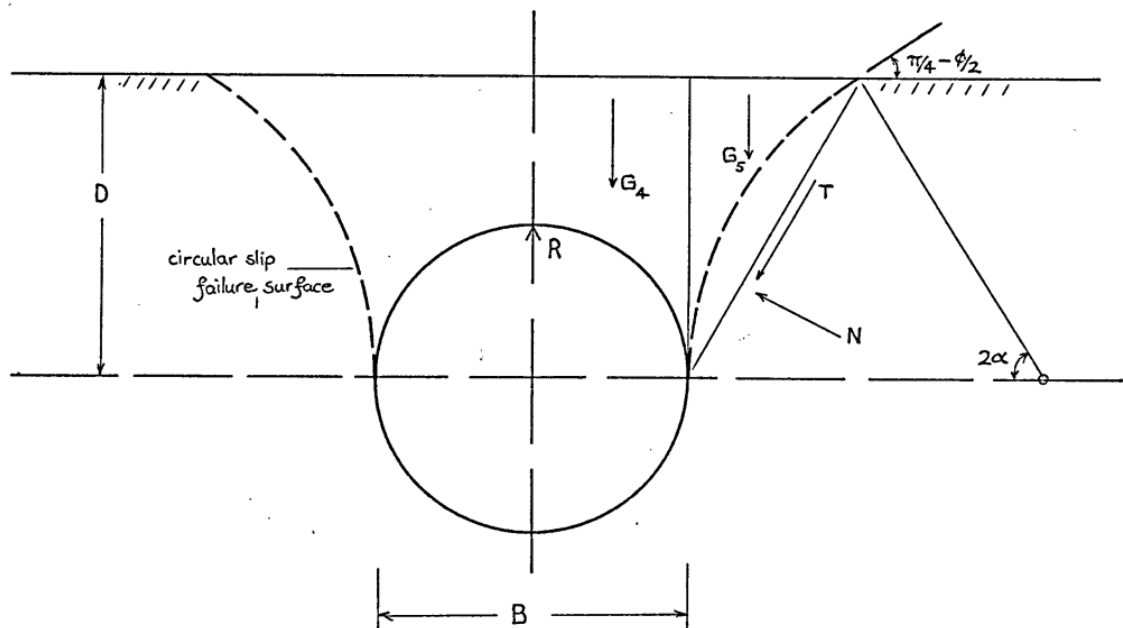
$c$  on koheesio

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$D$  on perustamissyvyys

$F_c$  on kitkakulmasta sekä perustamissyvyyden ja -leveyden suhteesta riippuva murtokerroin taulukon 3.9 mukaan

$F_q$  on kitkakulmasta sekä perustamissyvyyden ja -leveyden suhteesta riippuva murtokerroin taulukon 3.9 mukaan.



**Kuva 3.12.** Vesicin teorian mukainen murtopinta. (Davie 1973)

Ylösvetokestävyteen vaadittava voima voidaan laskea kaavalla 22. (Davie 1973)

$$R_k = q_{0k}A + G_{k,p} \quad (22)$$

missä

$q_{0k}$  on rajatilan paine

$A$  on perustuksen pohjan pinta-ala

$G_{k,p}$  on perustuksen paino

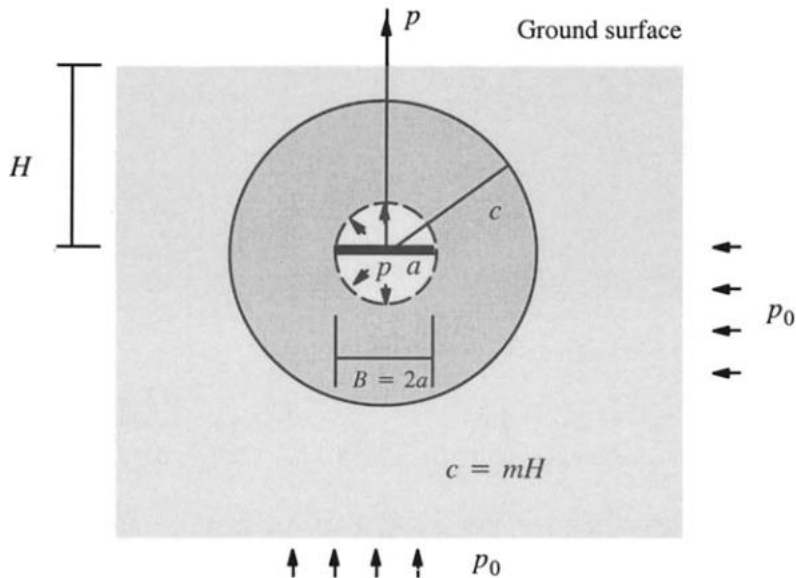
**Taulukko 3.9.** Murtokertoimet. (Vesic 1969)

Kitka- kulma [ $\phi$ ]	D/B=0,5	D/B=1,0	D/B=1,5	D/B=2,5	D/B=5,0
0°	$F_c=0,81$ $F_q=1,00$	$F_c=1,61$ $F_q=1,00$	$F_c=2,42$ $F_q=1,00$	$F_c=4,04$ $F_q=1,00$	$F_c=8,07$ $F_q=1,00$
10°	$F_c=0,84$ $F_q=1,09$	$F_c=1,68$ $F_q=1,16$	$F_c=2,52$ $F_q=1,25$	$F_c=4,22$ $F_q=1,42$	$F_c=8,43$ $F_q=1,83$
20°	$F_c=0,84$ $F_q=1,17$	$F_c=1,67$ $F_q=1,33$	$F_c=2,52$ $F_q=1,49$	$F_c=4,19$ $F_q=1,83$	$F_c=8,37$ $F_q=2,65$
30°	$F_c=0,79$ $F_q=1,24$	$F_c=1,58$ $F_q=1,47$	$F_c=2,37$ $F_q=1,71$	$F_c=3,99$ $F_q=2,19$	$F_c=7,89$ $F_q=3,38$
40°	$F_c=0,70$ $F_q=1,30$	$F_c=1,40$ $F_q=1,58$	$F_c=2,11$ $F_q=1,87$	$F_c=3,51$ $F_q=2,46$	$F_c=7,02$ $F_q=3,91$
50°	$F_c=0,58$ $F_q=1,32$	$F_c=1,17$ $F_q=2,04$	$F_c=1,75$ $F_q=1,96$	$F_c=2,92$ $F_q=2,60$	$F_c=5,84$ $F_q=4,20$

## Yu

Yun kehittämässä lävistysleikkaukseen pohjautuvassa teoriassa maahan syntyy sylinterin muotoinen jännitysvyöhyke, joka on kuvattu kuvassa 3.13. Jännitysvyöhykkeellä vallitseva jännitys kasvaa perustukseen vaikuttavan vetovoiman kasvaessa ja maa myötää elastisella alueella. Lisättäessä kuormaa sylinterin koko kasvaa ja sylinterin ulkopinnalle syntyy plastinen alue. Koheesiomailla murtumisen katsotaan tapahtuvan ylösvedon plastisen alueen saavuttaessa maanpinnan. Kitkamailla murto tapahtuu plastisen sylinterin säteen  $C$  ollessa puolet perustamissyvyydestä  $H$ . Tämä johtuu siitä, että kitkamailla dilataatio aiheuttaa suuria muodonmuutoksia, jo ennen kuin plastinen alue saavuttaa maanpinnan. (Yu 2000)

Kuvassa 3.13 ennen ylösvetoa maassa vaikuttaa maanpaine  $p_0$ . Perustusta ylösvetävä paine  $p$ . Plastisen sylinterin muotoisen alueen säde on  $c$ .



**Kuva 3.13.** Olosuhteet, jossa ylösvedo tapahtuu. (Yu 2000)

Yu on laatinut kaavoja eri muotoisten perustusten ylösvetokertoimen  $N_b$  laskentaan. Suorakulmaisille perustuksille kitkamaassa ylösvetokerroin lasketaan kaavalla 23. (Yu 2000)

$$N_b = \frac{p}{\gamma H} = \frac{3a}{2+a} \left(2K_0 \frac{H}{B}\right)^{2(a-1)/a} \quad (23)$$

missä

$p$  on murtopaine

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$H$  on perustamissyvyys

$B$  on perustuksen leveys

$K_0$  on maan lepopaine kerroin

$a$  on leikkauskestävyyskulmasta riippuva kerroin, joka lasketaan kaavalla 24. (Yu 2000)

$$a = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (24)$$

missä

$\phi$  on leikkauskestävyyskulma

Ylösvetokertoimen avulla määritettynä ylösvetokestävyys lasketaan kaavalla 25. (Meri-field et al. 1999)

$$R_k = N_b \gamma A H \quad (25)$$

missä

$N_b$  on ylösvetokerroin

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$A$  on perustuksen pohjan pinta-ala

$H$  on perustamissyvyys

Lävistysleikkaukseen perustuvat laskentakaavat on kehitetty lähinnä offshore-rakenteita varten. Lävistysleikkaukseen perustuvia malleja pidetään kelvollisina syvillä perustussyvyyksillä. Malleja ei kuitenkaan suositella yleistettäväksi eri perustamisolosuhteisiin. (Kulhawy et al. 1991)

### 3.3 Ylösvetokestävyuden laskenta Suomessa

Suomessa harustetuille perustuksille käytettävä laskentamenetelmä on määritetty kansallisessa julkaisussa SFS-EN 50341-2-7. Laskentamenetelmä on tarkoitettu harustettujen suorakaiteen muotoisten ankkurilaattojen ylösvetokestävyuden laskemiseen, mutta samaa kaavaa sovelletaan myös pilariharusankkureille. Vapaasti seisovien pylväiden perustuksille käytetään kartiomenetelmään perustuvaa mitoitusta. Standardissa ei kuitenkaan anneta mitään ohjeita kartiokulman valitsemiseen. Laatan ylösvetokestävyuden laskentaan käytetään menetelmää, joka huomioi perustuksen ja leikkautuvan maan painon sekä murtopinnan leikkauslujuuden. Kitkamaassa ylösvetokestävyys lasketaan kaavalla 26. (SFS-EN 50341-2-7)

$$R_k = G + kh^2U \tan(\phi) \quad (26)$$

Koheesiomaassa ylösvetokestävyys lasketaan kaavalla 27. (SFS-EN 50341-2-7)

$$R_k = G + ChU \quad (27)$$

Seuraavan perustamissyvyyteen liittyvän ehdon on täyttyvä sekä kitka- että koheesiomaan kaavalla laskettaessa.

$$0,3U < h < U$$

missä

$G$  on ankkurilaatan ja sen päällä olevan maan paino

$U$  on ankkurilaatan ympäröimä

$h$  on ankkurilaatan upotussyvyys sen alapinnasta mitattuna

$k$  on maaperän kitkasta riippuva vakio

$\phi$  on sisäisen kitkan kulma

$C$  on koheesiosta riippuva vakio

$\gamma_R$  on ylösvetokestävyuden osavarmuusluku.

Standardissa SFS-EN 50341-2-7 annetaan kitkasta riippuvan vakion  $k$  arvot eri maalajeille. Kitkasta riippuva vakiolle  $k$  voidaan käyttää taulukon 3.10 arvoja. Taulukossa 3.10 maalajit ovat rakennusteknisen maalajiluokituksen mukaisia. Nykyään yleisesti käytetään geoteknistä maalajiluokitusta. Geoteknisen maalajiluokituksen mukaan hieta on karkeata silttiä tai hienoa hiekkaa (Ronkainen 2012).

**Taulukko 3.10.** Kitkasta riippuvan vakion  $k$  arvot. (SFS-EN 50341-2-7)

Maalaji	$k$ [kN/m <sup>3</sup> ]
louhoskivitäyte	13...18
moreeni	9...16
sora	11...16
hiekkä	10...15
hieta	9...13



Koheesiosta riippuvalle vakiolle  $C$  voidaan käyttää taulukon 3.11 arvoja.

**Taulukko 3.11.** Koheesiosta riippuvan vakion  $C$  arvot. (SFS-EN 50341-2-7)

Maalaji	$C$ [kN/m <sup>2</sup> ]
pehmeä savi	0...7
sitkeä savi	7...15
kova savi	15...40

Kaavoissa 26 ja 27 murtopinnan korkeudeksi on oletettu perustamissyvyys laatan alapinnasta maanpintaan mitattuna. Haruskulman vaikutusta murepinnan pituuteen ei siis huomioida. Haruskulman ollessa 22° sen huomioiminen kasvattaa murtopinnan pituutta 8 %. Perustuksen PH2400/II haruskulmalle 34° haruskulman huomioiminen kasvattaa murtopinnan pituutta 21 %. Pilariharusanakkurin päällä olevan maanpainon määrittämiseksi ei anneta ohjeita siitä, että kuuluuko haruskulma huomioida. Murtopinnan huomioiminen pystysuorana perustamissyvyytensä on varmalla puolella, joten yksinkertaistusta voidaan pitää perusteltuna.

Laskentaparametriin  $k$  on sisällytetty maan tilavuuspaino ja maanpainekerroin. Kitkasta riippuvan vakion  $k$  sisältö on avattu liitteessä 1. Kitkasta riippuvalle vakiolle saadaan kaavan 28 mukainen yhteys maan tilavuuspainoon ja maanpainekerroimeen.

$$k = \frac{1}{2} \gamma K \quad (28)$$

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

$K$  on maanpainekerroin.

Kaavalla 28 voidaan määrittää taulukossa 3.10 esitettyjen kitkasta riippuvien vakioiden sisältämä maanpainekerroin. Maanpainekerroimen suuruus laskettiin käyttämällä taulukossa 3.10 esitetuille maalajeille niiden tyypillisiä tilavuuspainoja. Maanpainekerroimien määrittäminen on esitetty liitteessä 2. Vakioon  $k$  sisällytetty maanpainekerroin vaihteli välillä 1,2...1,6. Eli sen suuruus on selvästi suurempi kuin taulukossa 3.2 tiivistämättömälle täytölle esitetyt maanpainekerroimet.

Koheesiosta riippuva vakio  $C$  vastaa käytännössä saven suljettua leikkauslujuutta. Pohjatutkimuksina pilariharusanakkureiden perustuspaikoille tehdään tyypillisesti yksi painotai puristinheijarikairaus perustusta kohden. Siipikairauksia ei yleensä tehdä (Sahla

2018). Näiden tietojen perusteella täytön suljetun leikkauslujuuden määrittäminen on erittäin hankalaa. Kaavan 27 mukaan ylösvetokestävyyden maan leikkauslujuudesta riippuva osa on suoraan verrannollinen vakioon  $C$ . Täten vakion  $C$  arvolla on erittäin suuri vaikutus laskettuun ylösvetokestävyyteen.

Standardin mukaan laskentaparametrit  $k$ ,  $\phi$  ja  $C$  tulee valita siten, että mitoitus on varmalla puolella. Ylösvetokestävyyden laskenta suoritetaan laskentaparametrien ominaisarvoilla. Osavarmuusluku kohdistetaan ominaisarvoilla laskettuun ylösvetokestävyyteen  $R_k$ . Osavarmuusluku asennuskuormituksilla on  $\gamma_R = 1,0$  ja muilla kuormitusyhdistelyillä  $\gamma_R = 1,1$ . Näitä osavarmuuslukuja käytetään, ellei projektispesifikaatiossa ole erikseen muuta määrätty. (SFS-EN 50341-2-7) Ylösvetokestävyyden käsittely tehdään siis vastaavasti kuin Eurokoodin 7 mitoistavassa DA2\* (Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 2017). Ylösvetokestävyyden osavarmuusluvut ovat huomattavan alhaiset, eivätkä ne ota huomioon kitka- ja koheesiomaiden leikkauslujuuksissa olevaa toisistaan poikkeavaa vaihtelua. Suomen voimajohtolinjoilla ei ole havaittu mitään ongelmia, jotka olisivat johtuneet harustettujen perustusten huonosta ylösvetokestävyydestä, joten luultavasti suurin osa varmuudesta tulee kuormapuolelta, maan ominaisarvojen valinnasta tai laskentakaavasta.

Vakion  $k$  osalta standardissa SFS-EN 50341-2-7 ei anneta minkäänlaisia ohjeita pohjavedenpinnan korkeustason huomioimiseen. Maan tehokkaan tilavuuspainon vaikutus kitkan aiheuttamaan leikkauslujuuteen pohjavedenpinnan alapuolella tulisi kuitenkin huomioida. Tämä voidaan tehdä käyttämällä kitkasta riippuvalle vakiolle taulukossa 3.12 esitettyjä arvoja. Taulukon arvot on määritetty laskemalla ensin taulukossa 3.10 esitetyille vakion arvoista niiden sisältämä maanpainakerroin  $K$ . Tällä maanpainekertoimella on laskettu kitkasta riippuvan vakion  $k$  suuruudet pohjavedenpinnan alapuolella. Laskelmat ovat esitettyinä liitteessä 2.

**Taulukko 3.12.** Kitkasta riippuvan vakion suuruus pohjavedenpinnan alapuolella.

Maalaji	$k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
louhoskivitäyte	8...10
moreeni	8...9
sora	7...9
hiekkä	7...9
hieta	6...8

Käytettäessä kitkasta riippuvalle vakiolle eri suuruutta pohjavedenpinna ylä- ja alapuolella kaava 26 muuttuu seuraavaan muotoon

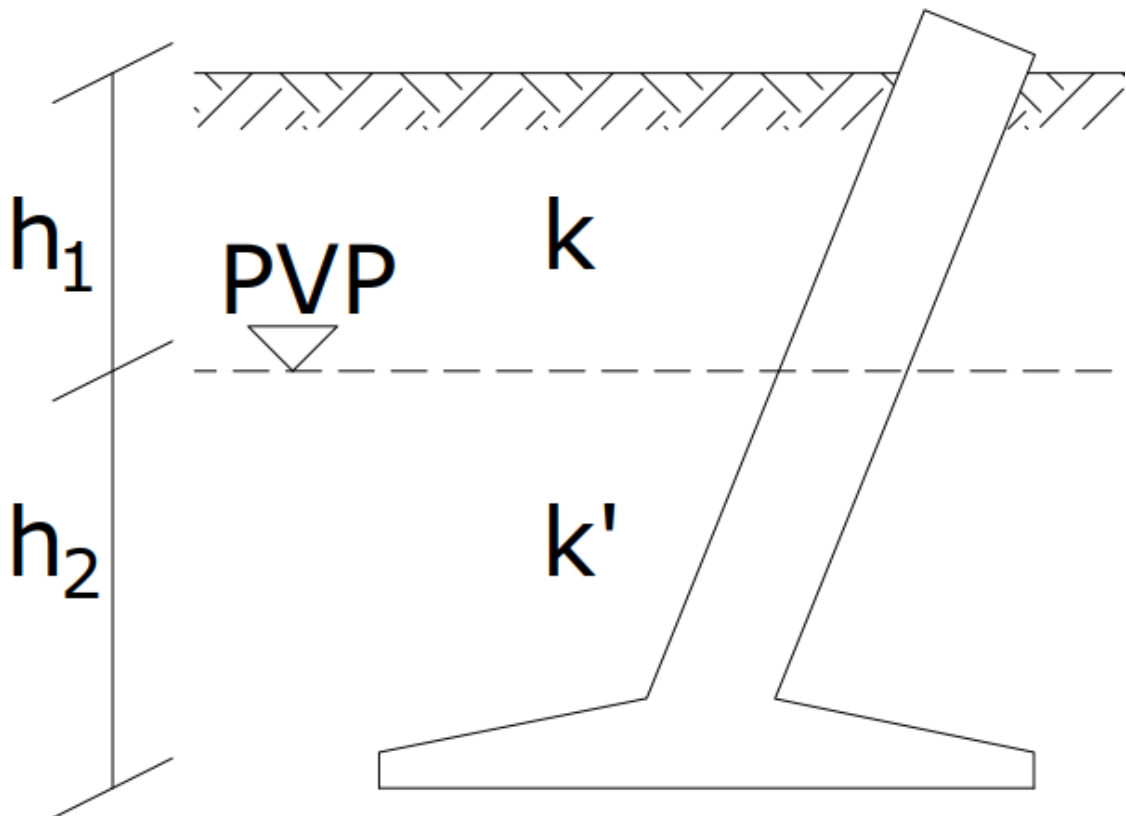
$$R_k = G + kh_1^2 U \tan(\phi) + (2kh_1 + k'h_2)h_2 U \tan(\phi) \quad (29)$$

missä

$k'$  on maaperän kitkasta riippuvan vakio pohjavedenpinnan alapuolella

$h_1$  on syvyys maanpinnasta pohjavedenpintaan kuvan 3.14 mukaisesti

$h_2$  on syvyys pohjavedenpinnasta pilariharusankkurin alapintaan kuvan 3.14 mukaisesti



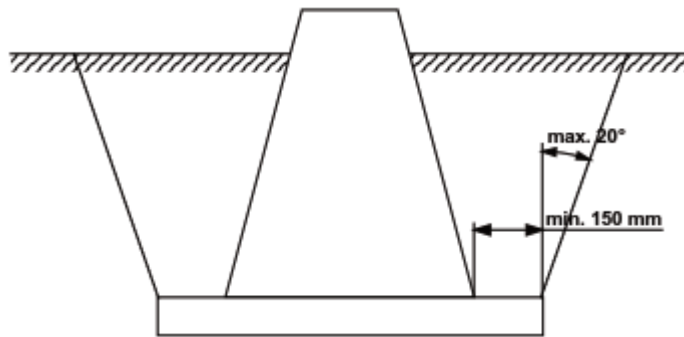
**Kuva 3.14.** Kaavan 29 mitat.

Kaavaa 29 käyttämällä voitaisiin nykyisellä mitoitusmenetelmällä huomioida pohjaveden vaikutus ylösvetokestävyyteen. Nykyisessä mitoituskaavassa 26 pohjavedenpinta voidaan huomioida vain pilariharusankkurin ja leikkautuvan maakappaleen painon osalta. Oikeampi mitoistapa olisi kuitenkin määrittää murtopinnalla vaikuttava maanpaine

kappaleessa 3.2.2 esitetyn menetelmän mukaan, eikä sisällyttää sitä suoraan kitkasta riippuvaan vakioon. Tällöin käytettävä murtopinnalle syntyvän leikkauslujuuden laskemisessa käytettävä maanpaine ja tilavuuspaino olisivat konkreettisemmin suunnittelijan havainnoitavissa.

### 3.4 Ylösvetokestävyyden laskenta Ruotsissa

Ruotsissa käytettävä laskentamenetelmä ja parametrit määritetään kansallisessa julkaisussa SFS-EN 50341-2-18. Standardissa on esitetty anturaperustuksille käytettävä kartiomenetelmään perustuva laskentamenetelmä. Perustuksen laattaosan ja pilariosan välisen etäisyyden on oltava vähintään 150 mm kuvan 3.15 mukaisesti. (SFS-EN 50341-2-18)



**Kuva 3.15.** Perustuksen ylösveto Ruotsissa. (SFS-EN 50341-2-18)

Ylösvetokestävyys koostuu perustuksen ja leikkautuvan maan painosta. Laskentaparametreille on annettu arvot, joita voidaan käyttää ilman pohjatutkimuksien tekemistä. Arvot löytyvät taulukosta 3.13. Leviämiskulman enimmäisarvo on 20. Kuitenkin muille pehmeämmille maille suositellaan harkittavan pienempien arvojen käyttöä. Standardin mukaan täyttömään häiriintymätöntä maata huonommat ominaisuudet tulee ottaa huomioon, jos perustukselle aiheutuu suuria ylösvetokuormia ennen kuin täyttömaa on konsolidoitunut. Tarkempia ohjeita standardissa ei kuitenkaan anneta. (SFS-EN 50341-2-18)

Ylösvetokestävyyden laskennassa tilavuuspainolle käytetään osavarmuuskerrointa 1,0. Ylösvetokestävyyden tulee täyttää kaavan 30 mitoitusehto. (SFS-EN 50341-2-18)

$$R_D \geq 0,9E_D \quad (30)$$

$R_d$  on ylösvetokestävyyden mitoitusarvo

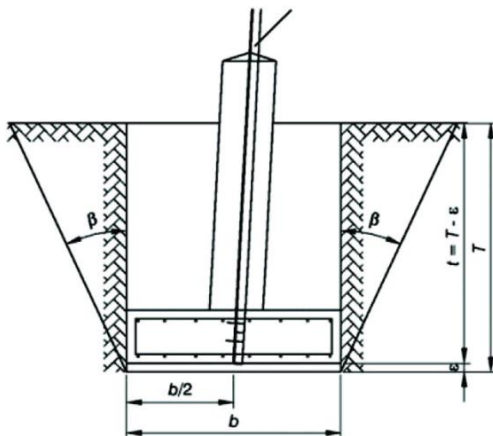
$E_d$  on harusvoiman murtorajatilan mitoitusarvo.

**Taulukko 3.13.** Maaperän ominaisuudet. (SFS-EN 50341-2-18)

Maaperä	Tilavuus paino pohjaveden yläpuolella [kN/m <sup>3</sup> ]	Tilavuuspaino pohjaveden alapuolella [kN/m <sup>3</sup> ]	Leviämiskulma ylösvetokestävyydelle
Moreeni, sora, tiivis hiekka	18	11	20
Muut kitkamaalajit	16	9	20
Savi	16	6	0
Pehmeä savi	15	5	0

### 3.5 Ylösvetokestävyyden laskenta Saksassa

Saksan kansallisessa julkaisussa SFS-EN 50341-2-4 suositellaan perustusten geotekniseen suunnitteluun standardin SFS-EN 50341-1 kohdan M.3 laskentamenetelmää, jota voidaan käyttää pilarilaattaperustuksille. Perustukset luokitellaan niiden asennustavan mukaan. Perustus on tyyppiä A, kun antura on betonoitu häiriintymättömään maaperään. Perustus on tyyppiä S, kun antura on betonoitu muottiin. Kaivinpaaluperustukset ovat tyyppiä B. (SFS-EN 50341-1) Laskenta perustuu kartiomenetelmään. Mitoitusperusteet on esitettyä kuvassa 3.16.



**Kuva 3.16.** Mitoitusperusteet pilarilaattaperustukselle. (SFS-EN 50341-1)

Standardissa kartion leviämiskulman käyttäminen on ohjeistettu tarkkaan. Murtotilanteessa leikkautuvan kartion leviämiskulma  $B_d$  voidaan laskea kaavalla 31. (SFS-EN 50341-1)

$$B_d = B_0 = \sqrt{(b/t)} \quad (31)$$

missä

$B_0$  on maakartion leviämiskulma, kun  $b/t=1$  taulukon 3.14 mukaan

$b$  on perustuksen leveys (kuva 3.16)

$t$  on perustamissyvyys (kuva 3.16)

Perustuksen leveyden ja perustamissyvyyden suhteen ollessa  $b/t > 1$  oletetaan, että  $\beta = \beta_0$ . Maakartion leviämiskulmalle on annettu enimmäisarvo  $35^\circ$ . Käytettäessä maakartion leviämiskulmalle taulukon 3.14 arvoja on perustusten leveyden oltava 1,5 m-5,0 m välillä. Taulukossa 3.14 määriteltyjen maakartion leviämiskulmin vaihteluvälin alapään arvoja käytetään suurilla perustusleveyksillä ja vaihteluvälin yläpään arvoja pienillä perustusleveyksillä. (SFS-EN 50341-1)

Ylösvetokestävyydelle käytetään osavarmuuslukua  $\gamma_R=1,1$ . Ylösvetokestävyyden riittävyyden lisäksi seuraavien ehtojen on toteuduttava (SFS-EN 50341-1)

Perustustyypille A:  $G/Z > 0,67$

Perustustyypille B:  $G/Z > 0,80$

missä

$G$  on perustuksen ja pystysuoraan laatan päällä olevan maan omapaino

$Z$  on perustuksen ja ylöspäin vaikuttavan kuorman pystykomponentti.

Ehdoilla rajoitetaan leikkautuvan kartion tuomaa kestävyyslisää.

**Taulukko 3.14.** Maaparametreja geoteknisen kestävyuden mitoittamiseen. (SFS-EN 50341-1)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Maaperän tyyppi	Ominaispaine		Sisäisen kitkan kulma $\varphi$	Kantokyky $P_{Rd}$ syvyys $\leq 1,5$ m	Kerroin $k$	Maakartion kulma			
						$\beta_0$ Perustustyyppi ks. kuva 8.5.2			$\beta$
	Luonnon kostea	Nosteen alainen				B	A	S	Yksi-pilari
	Ominaisarvot		Mitoitusarvot						
kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	Astetta	kN/m <sup>2</sup>	Astetta					
<b>KOSKEMATON MAA</b>									
<b>Koheesiottomat maat</b>									
Hiekka, löysä	17	9	30	270	4,7	–	18 – 21	16 – 18	5 – 10
Hiekka, puolitiivis	18	10	32,5	405	5,4	38 – 49	20 – 23	18 – 20	5 – 10
Hiekka, tiivis	19	11	35	540	6,7	41 – 53	22 – 25	20 – 22	8 – 10
Sora, mukulakiviä	17	9	35	540	6,7	41 – 53	22 – 25	20 – 22	8 – 12
Sora, tasajakoinen	18	10	35	540	6,7	41 – 53	22 – 25	20 – 22	8 – 12
Sora-hiekka, luokiteltu									
Kivikko, kiviä	18	10	35	540	8,1		22 – 25	20 – 22	8 – 12
Sepeli, luokiteltu									
<b>Koheesiomaat</b>									
Hyvin pehmeä	16	8	0	0	1,3		0	0	0
Pehmeä (helppo muokata)	18	9	15	54	2,7		9–10	6–8	4
Puhdas koheesiomaa									
Pehmeä, koheesiottomia lisäaineisia	19	10	17,5	54	3,4		11–13	8–10	4
Kiinteä (vaikea muokata), Puhdas koheesiomaa	18	9	17,5	135	3,4	21–27	11–15	8–11	6
Kiinteä, koheesiottomia lisäaineisia	19	10	22,5	135	4,0	26–34	13–17	10–13	6
Jäykkä	18	10	22,5	270	4,0	26–34	15–23	11–19	8
Puhdas koheesiomaa									
Jäykkä, koheesiottomia lisäaineisia	19	11	25	270	4,7	29–38	17–26	13–21	8
Kova	18		27,5	540	4,7	32–42	23–28	19–23	10
Puhdas koheesiomaa									
Kova, koheesiottomia lisäaineisia	19		30	540	5,4	35–46	26–28	21–23	10
Orgaaniset ja orgaanisia lisäaineita sisältävät maat	5 – 16	0 – 7	15		1,6			0	0
<b>Kallio</b>									
Huomattavaa halkeilua tai epäedullista kerrostumista	20			ei riipu syvyydestä $\leq 1350$					
Ehjä, rapautumaton, vain vähäistä halkeilua, edullista kerrostumista	25			$\leq 4050$					
<b>TÄYTEMAA</b>									
	Yllä esitettyjä arvoja voidaan käyttää riippuen perustusmaakerrosten kunnosta ja paksuudesta sekä tiivyydestä ja yhtenäisyydestä.								
Tiivistämätön pengerrys	12–16	6 – 10	10 – 25	40–135	2,7			6–13	4–10
Tiivistetty pengerrys	Luokitus maaperän tyyppin, kerrostumistiheyden ja koostumuksen perusteella								

### 3.6 Yhteenveto laskentamenetelmistä

Erilaisia laskentakaavoja ylösveikestävyuden analyttiseen mitoittamiseen löytyy paljon. Laskentamenetelmät ovat usein kehitetty paikallisissa maaperäolosuhteissa käytettävälle

perustustyypille. Tämä rajoittaa menetelmien käyttöä erilaisilla perustustyypeillä ja erilaisissa maaperäolosuhteissa. Kaikki esitetyt perinteiset laskentamenetelmät perustuvat murtorajatilaan eikä käyttörajatilassa sallittuja siirtymiä ole huomioitu. Teoreettisesti oikeimpana voidaan pitää alaluvussa 3.2.2 esitettyä yleistä laskentamenetelmää, joka huomio rakentamistavan vaikutuksen ja erilaiset murtotavat.

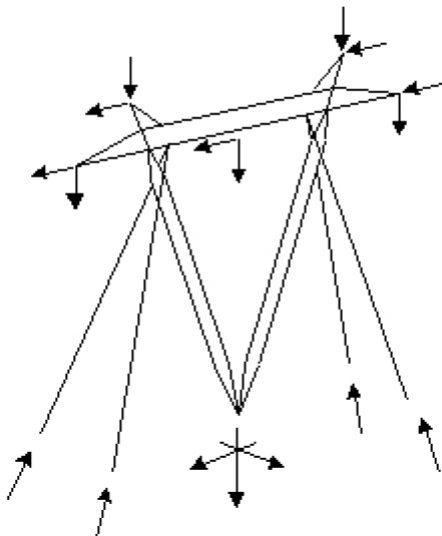


## 4. KUORMAT

### 4.1 Kuormitusten laskenta

Voimajohtopylvään perustusten kuormitusten laskenta poikkeaa huomattavasti muille rakenteille tehdyistä kuormien laskennasta. Yleensä rakenteiden kuormat lasketaan Eurokoodin 1 SFS-EN 1991 mukaisesti. Voimajohdon kuormien laskenta tehdään kuitenkin standardin SFS-EN 50341-1 ja sen kansallisen liitteen SFS-EN 50341-2-7 mukaisesti. Standardien SFS-EN 1991 ja SFS-EN 50341 kuormat ja osavarmuusluvut poikkeavat selvästi toisistaan.

Kuormitukset aiheuttavat harustetulle voimajohtopylväälle merkittäviä siirtymiä. Tämän takia mitoituskuormia laskettaessa on käytettävä toisen kertaluvun teoriaa, jossa lasketaan pylvään siirtymät ja siirtymistä aiheutuvat lisämomentit. Lisäksi ylösvetokestävyuden mitoituskuorman laskemiseksi on laskettava monta kuormitustapausta. Harusvoimien laskenta johdinvoimien perusteella on hankalaa käsin- tai taulukkolaskentana. Käytännön suunnittelutyössä perustusten mitoituskuormien laskenta tehdäänkin voimajohtopylvään analysointiin räätälöidyillä laskentaohjelmilla. (Sahla 2018) Harustettuun pylvääseen vaikuttavat perustuskuormat ovat esitettynä kuvassa 4.1.



*Kuva 4.1. Harustetun pylvään perustuskuormat. (CIGRE Working Group 2002)*

Harusvoiman mitoitusarvoa laskettaessa osavarmuusluvut ja yhdistelmäkerroimet kohdistetaan kuormiin mitoituksen alussa. (SFS-EN 50341-1) Harusvoiman mitoitusarvon laskeminen tehdään siis Eurokoodin 7 mitoitusmenetelmää DA2 vastaavalla tavalla. Pylvään siirtymien ja niistä aiheutuvista lisämomenteista johtuen harusvoiman mitoitusarvon laskenta on epälineaarista. Tämän takia laskettu harusvoiman mitoitusarvo on suurempi,

kun osavarmuusluvut ja yhdistelmäkertoimet kohdistetaan kuormiin heti laskennan alussa verrattuna siihen, että ne kohdistettaisiin kuormien vaikutuksiin vasta laskennan lopussa.

## 4.2 Tuulikuorma

Perustuulennopeutena kaikilla alueilla Suomessa käytetään yleensä arvoa  $V_{b,0} = 21$  m/s. Myös muita arvoja perustuulennopeudelle voidaan käyttää, jos ne perustuvat kohteen olosuhteisiin ja luotettaviin tilastoihin. Perustuulennopeudesta poikkeavat tuulennopeuden arvot on esitettävä projektispesifikaatiossa. Maastoluokat on esitetty taulukossa 4.1. (SFS-EN 50341-2-7)

**Taulukko 4.1.** Maastoluokat, karheuden pituus  $z_0$  ja maastokerroin  $k_r$ . (SFS-EN 50341-2-7)

Maasto- luokka	Kuvaus	$z_0$ [m]	$k_r$
0	Avomeri, ulkosaaristo ja avoimet rannikkoalueet	0,003	0,180
0+	Harva sisäsaaristo ja suojaiset rannikkoalueet	0,003	0,167
I	Tiivis sisäsaaristo, isot järviolueet sekä laajat peltoaukeat	0,010	0,169
II	<b>Perusmaasto:</b> Alueet, joilla matalaa kasvillisuutta ja yksittäisiä esteitä (puita, rakennuksia)	0,050	0,189
II+	Sisämaan vaihteleva maasto (metsiä, metsäaukeita, peltoja, järviä, yksittäisiä rakennuksia tai rakennusryhmiä)	0,095	0,195
III	Alueet, joilla säännöllistä kasvillisuutta tai yksittäisiä esteitä (rakennuksia, kyliä, taajamia, pysyviä metsiä)	0,300	0,214
IV	Kaupungit eli alueet, joilla vähintään 15 % on yli 15 m korkeiden rakennusten peittämä). Tätä luokkaa ei sovelleta Suomessa.	1,000	0,233

Sisämaan tyypillinen kumpuileva metsämaaston katsotaan yleensä kuuluvan maastoluokkaan III. Mahdolliset hakkuut ja myrskyt voivat muuttaa maastoluokan luokkaan II tai II+. Maastoluokkaa II tulisi soveltaa tunturialueilla, ellei projektispesifikaatiossa muuta ole määrätty. Taulukossa 4.1 esitetyt karheuden pituus  $z_0$  ja maastokerroin  $k_r$  riippuvat toisistaan ja kuvaavat maastokarheutta. Taulukossa 4.1 esitettyjä kertoimia käytetään keskituulennopeuden ja turbulenssin tiheyden laskentaan. (SFS-EN 50341-2-7)

Tuulenpaineen laskenta tehdään yleensä lämpötilassa  $0$  °C ja ilman tiheydellä  $1,292$  kg/m<sup>3</sup>. Kuitenkin lämpötila ja korkeustaso merenpinnasta tulee ottaa huomioon. (SFS-EN 50341-2-7)

## 4.3 Jääkuorma

Johtimen jääkuormat voidaan määrittää taulukon 4.2 perusteella. Jääkuorma määritetään johtimen suhteellisen korkeuden perusteella. Suhteellinen korkeus tarkoittaa korkeuseroa johtimen ja 10 km säteellä tarkasteltavasta johtimesta olevan maaston välillä. Jos pitkäaikaisiin tilastoihin tai kokemuksiin perustuen on tiedossa suurempia jääkuorman arvoja,

on niitä käytettävä. Samalla kiristysvälillä olevien johtimien jääkuormina käytetään kyseisen kiristysvälin ylimmän jänteen keskikorkeuden mukaista jääkuorman arvoa. Jäätymisluokissa I ja II väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Jäätymisluokassa IV jääkuorman ominaisjääkuorman määrittämisessä pitäisi käyttää ilmatieteen asiantuntijoita. (SFS-EN 50341-2-7)

**Taulukko 4.2. Johtimen jääkuorma. (SFS-EN 50341-2-7)**

Jäätymisluokka	Suhteellinen korkeus [m]	Ominaisjääkuorma $I_{50}$ [N/m]	Tiheys [kg/m <sup>3</sup> ]	Vastuskerroin	Jään tyyppi
I	0...50	10	500	1,15	huurre
II	50...100	10...25	500	1,15	huurre
III	100...200	25...50	500	1,15	huurre
IV	> 200	>50	500	1,15	huurre

Taulukossa 4.2 ominaisjääkuorma  $I_{50}$  on huippujääkuorma, joka toistuu laskennallisesti kerran 50 vuodessa. Nimellisjää lasketaan  $I_{50} * 0,35$ . Erikoistapauksissa voidaan kertoimelle käyttää arvoa 0,25. Johtimien lisäksi voimajohdon muiden rakenteiden jääkuormia ei tarvitse huomioida, ellei projektispesifikaatiossa ole erikseen määritelty. (SFS-EN 50341-2-7)

#### 4.4 Lämpötilavaikutukset

Kuormien määrittämisessä perustila on tyyni sää ilman jäätä lämpötilassa 0 °C. Lämpötilan minimiarvot eri alueille on esitetty taulukossa 4.3. Minimilämpötilat on määritetty vastaamaan alueella luotettavuusluokan mukaista varmuustasoa. (SFS-EN 50341-2-7)

**Taulukko 4.3. Minimilämpötilat  $T_{min}$  [°C]. (SFS-EN 50341-2-7)**

Lämpötila-alue	Luotettavuustaso			3 vuoden arvo
	1	2	3	
Etelä-Suomi	-40	-45	-50	-30
Keski-Suomi	-45	-50	-55	-36
Pohjois-Suomi	-50	-55	-60	-42

#### 4.5 Varmuuskuormat

Varmuuskuormat määritetään kaikkien johdinten ollessa paikallaan. Mahdollisen nivellokkeen oletetaan olevan kallistumaton, joten pysty- ja poikittaisvoimat ovat samat kuin perustilassa. Nimellisjännitteeltä 45 kV ja sitä pienemmillä johdoilla varmuuskuormia ei tarvitse soveltaa, ellei projektispesifikaatiossa sitä erikseen vaadita. (SFS-EN 50341-2-7)

## 4.6 Turvallisuuskuormat

Käytettäessä kannatuspylväitä asennuksen yhteydessä johtimien ankkurointiin, tulee ankkuroitavien johtimien kaltevuuden olla enintään 25%. Asennuksen aikaisessa ankkuroinnissa pylväs tulee mitoittaa lisäpystykuormille, jotka ovat 1/3 johdinvoimien mitoitusarvoista asennustilanteessa. Lisäpystykuormat sijoitetaan johtimien kiinnityspisteisiin. (SFS-EN 50341-2-7)

Suurimmat kuormitukset syntyvät usein pylväiden asennuksen aikana. Harustetuilla kirstystypylväillä voidaan asennuksen aikaisia epätasaisia kuormia pienentää tilapäisillä haruksilla, jotka asennetaan vain asennuksen ajaksi. Tilapäisillä haruksilla kuorman pienentymistä saa hyödyntää enintään 25 %. (SFS-EN 50341-2-7)

## 4.7 Kuormitustapaukset

Ylösvetokestävyuden mitoituskuorman laskemiseksi on laskettava useita kuormitustapauksia. Suomessa käytettävät kansallisen liitteen SFS-EN 50341-2-7 mukaiset standardikuormitustapaukset sekä niiden mukaiset osavarmuusluvut  $\gamma_F$  ja yhdistelmäkerroimet  $\Psi$  on esitetty taulukossa 4.4.

**Taulukko 4.4.** Kuormitustapaukset, lämpötilat, yhdistelmäkerroimet ja osavarmuusluvut. (\* vain jäätymislukissa III ja IV) (SFS-EN 50341-2-7)

No	Kuormitustapaus	L-tila	Tuuli	Jää	Taso 1		Taso 2		Taso 3	
		°C	$\Psi_W$	$\Psi_I$	$\gamma_W$	$\gamma_I$	$\gamma_W$	$\gamma_I$	$\gamma_W$	$\gamma_I$
1a	Huipputuuli	0	1,0		1,0		1,2		1,4	
1b	Minimilämpötila	$T_{min}$								
2a	Huippujää + lumi	0		1,0...3,0		1,0		1,25		1,5
2b*	Toispuolinen jää, poikittainen taivutus	0		$\alpha_i$		1,0		1,25		1,5
2c*	Toispuolinen jää, pitkittäinen taivutus	0		$\alpha_i$		1,0		1,25		1,5
2d*	Toispuolinen jää, vääntötaivutus	0		$\alpha_i$		1,0		1,25		1,5
2e*	Irronnut jää yhdessä jänteessä	0		0,7		1,0		1,25		1,5
3a	Huippujää + nimellistuuli	0	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0	1,25	1,0	1,5
3b	Kova tuuli + nimellisjää	0	0,7	0,35	1,0	1,0	1,2	1,0	1,4	1,0
4	Asennus, kunnossapito	-20			$\gamma_F = 1,5$					
5	Varmuus- ja satunnaiset kuormat	0			$\gamma_A = 1,0$					
		Oman painon osavarmuusluku on $\gamma_G = 1,0$ kaikissa tapauksissa.								

Huipputuuli on perustuulen nopeuteen perustuva, 50 vuoden toistumisaikaa vastaava tuulikuorma, joka ottaa huomioon puuskan, maaston, korkeuden ja lämpötilan vaikutukset. Kova tuuli on 0,70 x huipputuuli. Erikoistapauksessa voidaan käyttää arvoa 0,42. Nimellistuuli on 0,40 x huipputuuli. Erikoistapauksessa voidaan kertoimelle käyttää arvoa 0,25. (SFS-EN 50341-2-7) Suomen kansallisessa liitteessä SFS-EN 50341-2-7 ei anneta mitään

ohjeita huipputuulikuorman kestosta. Yleisessä standardissa SFS-EN 50341-1-1 huipputuulikuorma määritellään 50 vuoden ajanjaksolla toistuvaksi suurimmaksi 10 minuutin keskituulennopeudeksi, joten tätä sovelletaan myös Suomessa.

Käytettävät kuormitustapaukset riippuvat pylvästyypistä. Kannatuspylväälle lasketaan kaikki taulukon 4.4 kuormitustapaukset. Kiristyspylväälle lasketaan kuormitustapaukset 1-4. Asennuskuormat tarkastellaan mahdollisten tilapäisharusten kanssa ja ilman niitä. Kun asennetaan johtimia jänteisiin pylvään eri puolilta, pitää tarkastella pylvään kannalta epäedullisinta tapausta. Sarjasortumia estävälle pylvälle tarkastellaan kuormitustapaukset 1-3 ja 5. Satunnainen kuorma tarkastellaan tilanteessa, jossa yhden jänteen kaikki johtimet ovat irti ja muihin johtimiin vaikuttaa perustilan johdinvoima. Päätepylväälle tarkastetaan tilanteet 1-3 ja 4. Asennuskuormituksissa on laskettava tilanne, jossa johtimet ovat asennettu vain pylvään toiselle puolelle. (SFS-EN 50341-2-7)

## 4.8 Kuormien luonne

Voimajohdon rakenteisiin kohdistuu niiden käyttöiän aikana staattisia, dynaamisia, hetkellisiä ja rakentamisen aikaisia kuormia. Taulukossa 4.5 on esitetty Levyn väitöskirjassaan esittämä jaottelu.

**Taulukko 4.5.** *Kuormituksen eri muodot. (Levy 2014)*

<b>Staattinen</b>	<b>Hetkellinen</b>
Pylvään paino	Tuulikuorma
Johtimen paino	Jääkuorma
Johdinkulma	Kausiluontoinen maasta tuleva kuormitus (esim. routanousu)
Jännityserot linjassa	
<b>Dynaaminen</b>	<b>Rakennuksen aikainen</b>
Johtimen katkeaminen	Pylvään noston yhteydessä syntyvät kuormat
Lähellä olevan rakenteen vaurioituminen	Ukkosjohtimen asennus
Äärimmäiset sääilmiöt	Ukkosjohtimen kiristys
	Johtimen kiristys

Tuulikuorma on luonteeltaan matalataajuista värähtelyä. Kuormituksessa syntyy tuulen puuskan aiheuttamia piikkejä. Tuulikuorman puuskittaisen luonteen huomioimisessa on

suuria eroja eri maiden mitoituskäytännöissä. Yhdysvalloissa käytettävässä kuormien laskentaohjeistuksessa huipputuulikuorma määritellään 50 vuoden toistumisaikaa vastaavana 3 sekuntia kestävän puuskan tuulenoisuuden perusteella (Wong & Miller 2009). Tämä poikkeaa huomattavasti Euroopassa käytettävän standardin SFS-EN 50341-1-1 mukaisesta huipputuulikuorman määritelmästä.

Johtimen katkeamisen yhteydessä syntyvää kuormitusta kuvaa sen sykäyksinen luonne. Johtimen katketessa syntyy hetkellinen huippukuorma, jota seuraa taajuudeltaan muuttuva jäännöskuorma. (Clark et al. 2006) Standardin SFS-EN 50341-1 mukaan useimmiten kuormien dynaamisuuden huomiointiin riittää kvasi-staattinen laskenta, eli kuormat lasketaan staattisina, mutta lisäämällä kuormaan dynaamisia kertoimia. Tarvittaessa kuormille voidaan tehdä myös dynaaminen analyysi.

## 5. VETOKOKEET

### 5.1 Koekohteet

Koekohteet valittiin diplomityön tilaajan puolesta siten, että ne edustaisivat mahdollisimman kattavasti Suomen voimajohtotyömailla vastaantulevia olosuhteita. Kokeiden suorittamisen kannalta kohteiden haluttiin olevan Fingridin omistamilla maa-alueilla.

Taulukossa 5.1 on esitetty koeperustusten asennusohjeissa annettu ohjeellinen perustamissyvyys ja eri kohteiden toteutuneet perustamissyvydet. Koeperustusten asennusten yhteydessä pyrittiin olemaan ohjeistamatta asentajia, jotta asennukset vastaisivat mahdollisimman hyvin todellisten kohteiden asennuksia. Ohjeellinen perustamissyvyys oli jokaisessa koekohteessa vakio samalle perustustyyppille. Ohjeellisissa ja toteutuneissa perustamissyvyyksissä on merkittäviä eroja. Esimerkiksi perustuksen PH2800/I toteutuneessa perustamissyvyudessa oli jopa 0,5 metrin ero Forssan ja Vihtavuoren koekohteiden välillä, vaikka molemmissa kohteissa oli sama asentaja. Koevetojen jälkeisissä perustusten aukikaivuissa huomattiin, että sama asentaja oli asentanut Forssassa ja Vihtavuorella haruslaatan ylösalaisin. Geotekniseen ylösvetokestävyyteen haruslaattojen ylösalaisin asennuksella ei luultavasti ollut vaikutusta. Ylösalaisin asennettu haruslaatta vaikuttaa lähinnä haruslaatan rakenteelliseen kestävyys.

*Taulukko 5.1. Koeperustusten perustamissyvydet.*

	PH2200/II	PH2200/III	PH2800/I	PH2400/II	Haruslaatta
Ohjeellinen perustamissyvyys	2,2 m	2,5 m	2,5 m	2,5 m	2,2 m
Forssa	2,4 m	2,6 m	2,4 m	2,4 m	2,2 m
Lavianvuori	2,3 m	2,55 m	2,75 m	2,4 m	2,2 m
Vihtavuori	2,45 m	2,65 m	2,9 m	2,6 m	2,2 m

Koekohteiden pohjatutkimusten ohjelmointi ei kuulunut diplomityöhön, vaan pohjatutkimuspisteet ja tehtävät kairaukset ohjelmoitiin työn tilaajan puolesta. Yleensä pilariharusankkureiden asennuspaikoille tehdään yksi paino- tai puristinheijarikairaus (Sahla 2018). Nyt tehdyissä pohjatutkimuksissa pyrittiin tavanomaista laajempiin pohjatutkimuksiin.

### 5.1.1 Forssa

Forssan kohteeseen tehtiin pohjatutkimuksina kolme painokairausta, yksi puristinheijari-kairaus, yksi siipikairaus sekä häiriintymätön näytteenotto yhdestä pisteestä. Pohjatutkimukset suoritettiin samaan aikaan vetokokeiden kanssa. Pilariharusankkurit oli sijoitettu pinnanmuodoiltaan tasaiselle savikolle noin 10 m k-k välillä toisistaan. Pohjatutkimukset tehtiin pilariharusankkureiden väliin luonnontilaiseen pohjamaahan. Fingridin puolelta kohteen maaperää pidettiin jo ennen pohjatutkimuksia sopivan jäykkänä savena, jossa voidaan käyttää maanvaraista perustamistapaa ilman massanvaihtoa.

Alue on toiminut kohteen vieressä sijaitsevan sähköaseman rakentamisen aikana parkkipaikkana. Tämän vuoksi painokairauksissa on tehty 0,2...0,26 m alkukairaus täytön läpi. Täytön alla on noin 2 m paksu kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen alla on noin 5 m paksu savikerros, jonka alla on pohjamoreeni.

Pohjatutkimusten tulokset ovat esitettynä liitteessä 12. Pohjatutkimusten mukaan pohjamaa on lihavaa savea, jonka vesipitoisuus vaihtelee välillä 47...62 % ja hienousluku vaihtelee välillä 78...107 %. Hienousluvun arvoja voidaan pitää melko tyypillisinä lihavalle savelle. Vesipitoisuudet puolestaan ovat savelle melko alhaisia. Tästä voidaan päätellä, että savi on hyvin ylikonsolidoitunutta.

Kuivakuorikerroksesta on mitattu redusoimattomat siipikairalujuudet 95,3 kPa ja 121,1 kPa sekä häirityt leikkauslujuudet 35,8 kPa ja 18,9 kPa. Kuivakuorikerroksen alapuolisesta pehmeästä savikerroksesta mitatut redusoimattomat siipikairalujuudet ovat välillä 17,7...25,3 kPa. Pehmeästä savikerroksesta tehtyjen kartiokokeiden arvot vaihtelivat välillä 15,2...34,8 kPa.

Forssan koeperustukset asennettiin marraskuussa 2017. Vetokokeet toteutettiin touko-kuussa 2018. Savinen täyttö kerkesi täten tiivistyä ja lujittua luonnollisesti noin 6 kuukauden ajan ennen vetokokeita.

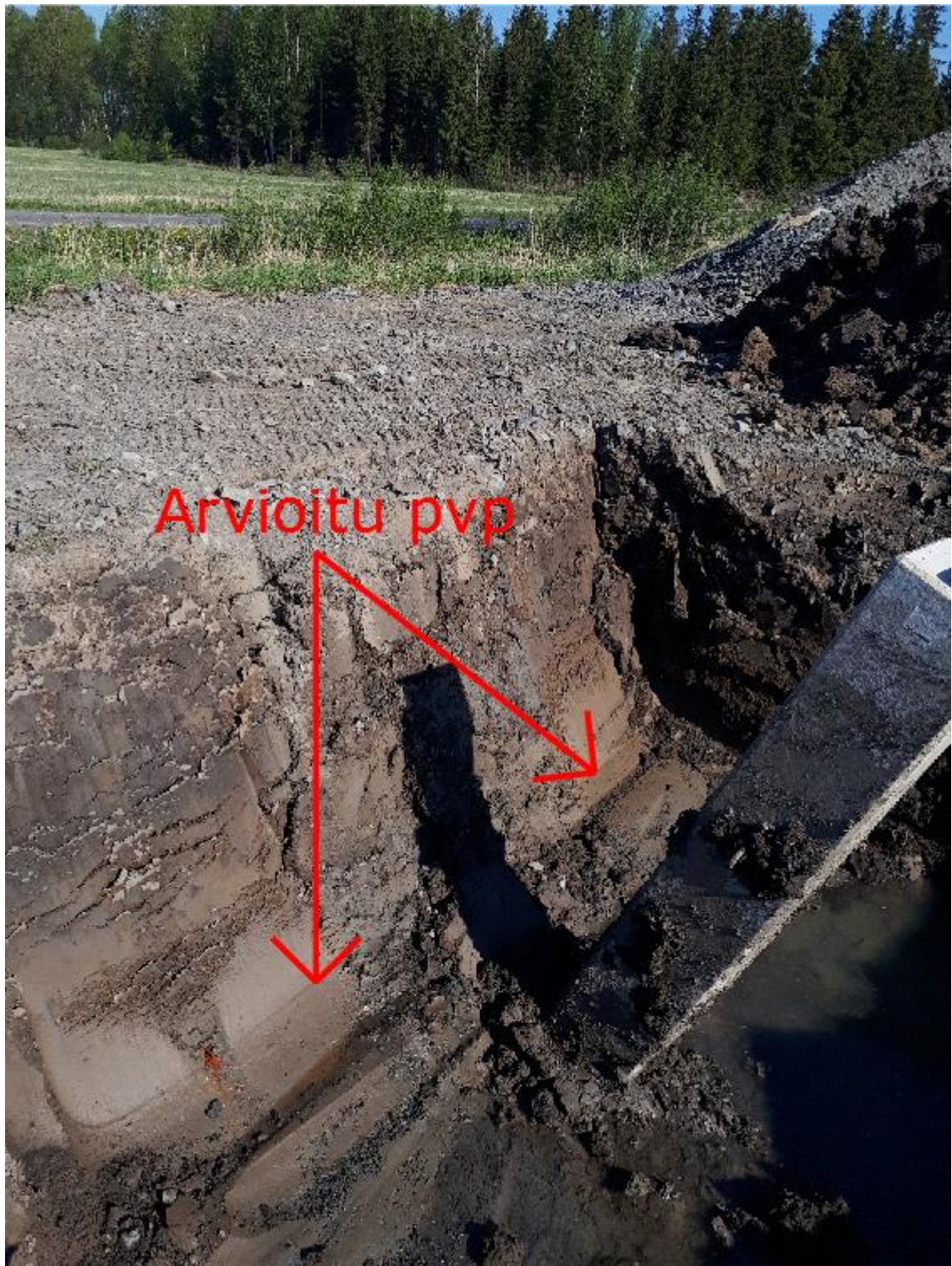
Forssan perustuksia asennettaessa kaivantojen seinämät pysyivät hyvin pystyssä, jolloin niistä pystytettiin tekemään noin 1,8 metriä leveän kaivinkoneen kauhan levyisiä. Perustukset saatiin asennettua myös melko lähelle kaivannon etureunaa kuten kuvassa 5.1 on esitetty.





**Kuva 5.1.** Perustusten PH2400/II asennus Forssassa.

Koevetojen jälkeen perustukset kaivettiin ylös ja tarkistettiin, ettei rakenteellisia murtumia ollut tapahtunut. Samalla arvioitiin pohjavedenpinnan taso kaivannossa. Kuvassa 5.2 on esitetty arvioitu pohjavedenpinnan taso. Kaivanto on kaivettu auki kuvanottoa edellisellä päivänä. Pohjavedenpinnan taso on arviolta noin -1,9 m maanpinnan korosta mitattuna.



*Kuva 5.2. Pohjavedenpinnan tason arviointi.*

## 5.1.2 Lavianvuori

Lavianvuoressa perustukset asennettiin savikon reunaan noin 10 m k-k välillä toisiinsa nähden. Kohteeseen tehtiin neljä painokairausta, kaksi puristinheijarikairausta, yksi siipikairausta sekä otettiin häiriintymätön maanäyte yhdestä pisteestä. Kaikki pohjatutkimukset tehtiin luonnontilaiseen pohjamaan. Fingridin asennusohjeiden mukaan täyttömaa ei saa olla eloperäistä maalajia, kuten turvetta, liejua tai pehmeää savea (Sahla 2012). Lavianvuoren kohde määritettiin Fingridin puolelta pehmeän saven ja turpeen kohteeksi, jolloin kaivantojen täytöt tehtiin #0...56 kalliomurskeella. Fingridin asennusohjeen mukaan kohteeseen sopiva asennustapa olisi ollut pilariharusankkurin asennus murskearinalle ja massanvaihto. Kohteen asentajan mukaan murskearinaa ei vastaavissa kohteissa kuitenkaan käytännössä tehdä, joten pilariharusankkurit asennettiin massanvaihdolla maanvaraisesti pohjamaan varaan.

Kohteen pohjatutkimusten tulokset ovat esitettynä liitteessä 13. Kairauksista havaitaan noin 0,5 m paksu pehmeämpi pintamaakerros, joka edustaa turvetta. Tämän kerroksen alapuolella on noin 2,0 m paksu kerros kuivakuorisavea, jonka alla on ohut noin 0,5 m paksu kerros pehmeämpää savea. Savikerroksen alapuolella on tiivis pohjamoreeni. Kohteessa kuivakuorisavella on suurempi leikkauslujuus ja jäykkyys, kuin tiivistämättömällä täytöllä, joten murtumisen voi olettaa tapahtuvan mursketäytössä.

Vaikka koevetoja edelsi pitkä sateeton jakso, oli pohjavedenpinta perustusten ympärystäytöissä pohjamaan pohjavedenpintaa korkeammalla. Luonnollinen pohjavedenpinta arvioitiin koekuopasta sekä kairausten perusteella. Pohjavedenpinnan tasoa täytöissä arvioitiin perustusten PH2200/II ja PH2800/I aukikaivuiden yhteydessä. Pohjavedenpinnan arviointi perustukselle PH2800/I on esitetty kuvassa 5.6. Pohjavedenpinta täytössä oli tasolla -1,0 m maanpinnan korkoon nähden. Perustuksen PH2200/II täytössä pohjavedenpinta oli tasolla -0,6 m maanpinnan korkoon nähden.

Pohjavedenpinnan tasolla on suuri vaikutus maan tehokkaaseen tilavuuspainoon ja sitä kautta myös leikkauslujuuteen. Perustettaessa pilariharusankkureita massanvaihdolla pehmeisiin saviin, nousee pohjavedenpinta perustuksen täytössä luonnollista pohjavedenpintaa korkeammalle. Tämän takia kannattaisi mursketäytön päälle rakentaa tiivistyskerros savesta. Tällä saataisiin estettyä sadevesien kerääntyminen perustuksen ympärystäytöön.

Lavianvuoren perustukset asennettiin lokakuussa 2017. Vetokokeet tehtiin toukokuussa 2018. Asennusten ja vetokokeiden välissä aikaa oli noin 7 kuukautta.

Koeperustukset asennettiin erittäin märkänä ja sateisena ajankohtana. Tämän vuoksi kaivannoista jouduttiin tekemään selvästi suurempia Forssaan verrattuna, kuten kuvassa 5.3

on esitetty. Täten pilariharusankkureiden kuormituksessa murtopinnan oletettiin kulkevan mursketäytössä. Kuitenkin perustuksen PH2200/II kaivannosta saatiin tehtyä muita kaivantoja pienempi, kuten kuvassa 5.4 on esitetty. Lisäksi perustus PH2200/II asennettiin poikkeuksellisen lähelle kaivannon reunaa. Haruslaatan asennus poikkeaa pilariharusankkureiden asennuksesta, joten haruslaatala murtopinnan oletettiin kulkevan pohjaan ja täytön rajapinnassa. Haruslaatan asennus Lavianvuorella on esitettynä aiemmin kuvassa 2.2.



*Kuva 5.3. Perustuksen PH2200/III asennus Lavianvuorella.*

Perustuksen PH2400/II kaivannon kohdalla savikerroksen paksuus oli muiden perustusten asennuspaikkoja matalampi, jolloin pohjamoreeni tuli vastaan perustamistasossa. Tämän takia kaivannon pohjalle tehtiin ohut tasauskerros murskeesta kuvan 5.5 mukaisesti



*Kuva 5.4. Perustuksen PH2200/II asennus.*



*Kuva 5.5. Perustuksen PH2400/II kaivannon pohja tasattiin murskeella.*



*Kuva 5.6. Pohjavedenpinnan tason arviointi perustuksen PH2800/I aukikaivuun yhteydessä.*

### **5.1.3 Vihtavuori**

Vihtavuoren koekohteen pohjamaa oli soraista hiekkamoreenia. Kohteeseen ei tehty kaivauksia. Maaperän rakeisuus määritettiin ottamalla jokaisen perustuksen kohdalta edustavat maanäytteet koevetojen jälkeen.

Kohteessa käytettiin pilariharusanckurin maanvaraista asennustapaa ja perustuskaivantojen täytöt tehtiin kaivumailla. Kuivaan soraiseen hiekkamoreeniin tehtyjen kaivantojen reunat sortuivat helposti, joten kaivannoista jouduttiin tekemään melko suuria, kuten kuvassa 5.7. Täten murtopinta kulkee oletettavasti täyttömaissa. Rakeisuuskäyrät ovat esitetty liitteessä 14.



**Kuva 5.7.** Perustuksen PH2200/II asennus Vihtavuoressa.

Perustukset asennettiin toukokuun 2018 alussa. Vetokokeet tehtiin toukokuun 2018 loppupuolella. Asennusten ja vetokokeiden välillä oli aikaa 26 päivää. Pidemmällä ajalla asennusten ja vetokokeiden välillä ei olisi ollut juurikaan vaikutusta ylösvetokestävyyteen, koska soraisen hiekkamorean leikkauslujuus muodostuu pääosin kitkasta. Koheesion osuus leikkauslujuuteen on hyvin pieni.

Koevetojen jälkeisessä perustusten aukikaivun yhteydessä pohjavedenpinnan taso oli helppo havaita hyvin vettä läpäisevässä pohjamaassa. Pohjavedenpinnan taso oli kaikissa perustuksissa perustamistason alapuolella.



## 5.2 Kuormitusmenettely

Koekuormituksissa käytettiin standardissa IEC 61773 esitettyä suunnittelukokeille tarkoitettua kuormitusmenettelyä. Suunnittelukokeilla tarkoitetaan suunnittelumenetelmien kehittämiseksi tai varmistamiseksi tehtäviä kokeita, joilla on yksi tai useampia seuraavista tutkimustavoitteista (IEC 61773):

- a) laskentaparametrien tai -menetelmien todentaminen
- b) rakentamismenetelmien varmistaminen
- c) osoittaa geoteknisten laskentaparametrien ja/tai laskentamenetelmän käyttökelpoisuus nimenomaisessa kohteessa
- d) varmistaa perustusten suunnittelun määräysten mukaisen toiminnan
- e) keskimääräisen murtokuorman ja variaatiokertoimen määrittämiseksi tietyn suunnittelukohteen maaperäolosuhteissa

Koekuormitus perustuu ylösvetokestävyyden mitoituskuorman perusteella laskettaviin staattisiin kuormitusportaisiin. Standardin mukaiset suunnittelutestien kuormitusportaat ovat 25%, 50%, 70%, 80%, 90% ja 100 % tavoitekuormasta. Standardissa kuormitusportaan kesto on 10 minuuttia. Koheesiomailta kuormitusportaalta 70 % ylöspäin kuormitusportaan keston pitäisi olla vähintään 30 minuuttia. (IEC 61773) Tältä osin poikettiin standardista ja kaikkien kuormitusportaiden kesto oli noin 10 minuuttia.

Muita standardin IEC 61773 mukaisia testejä ovat varmistustestit, joita tehdään käyttöön tarkoitetuille perustuksille. Varmistustestit soveltuvat käytettäväksi erityisesti heterogeenisessä maaperässä, jossa perustusten ylösvetokestävyydessä on olettavissa suurta vaihtelua. Koekuormituksen suuruus on usein 60...75 % mitoituskuormasta. Koekuormituksen jälkeen perustuksen tulee olla täysin käyttökelpoinen alkuperäisellä mitoituskuormalla. (IEC 61773)

Levy kritisoi väitöskirjassaan (2014) standardin IEC 61773 mukaista koekuormitusmenettelyä siitä, että se ei huomioi todellisten kuormitusten hetkellistä ja muuttuvaa luonnetta. Levyn mukaan staattinen koekuormitus johtaa usein turhan konservatiivisiin mitoitusten menetelmiin. Levy esittää väitöskirjassaan kaksi vaihtoehtoista kuormitusmenettelyä, jotka kuvaavat paremmin voimajohdon perustuksiin vaikuttavien kuormien luonnetta.

**Vaihtoehto 1:**

1. Omapaino (kesto 10 minuuttia)
2. Kuormituksen nosto tuuli- ja jääkuormaan (kesto 10 minuuttia)
3. Kuormituksen nosto huippujääkuormaan (kesto 10 minuuttia)
4. Kuormituksen nosto huipputuulikuormaan (kesto 2 sekuntia)
5. Kuorman palautus – tunkin iskun palautus
6. Nopea kuormitus murtoon

**Vaihtoehto 2:**

1. Nopea kuormitus huippukuormaan
2. Kuorman palautus – tunkin iskun palautus
3. Nopea kuormitus murtoon

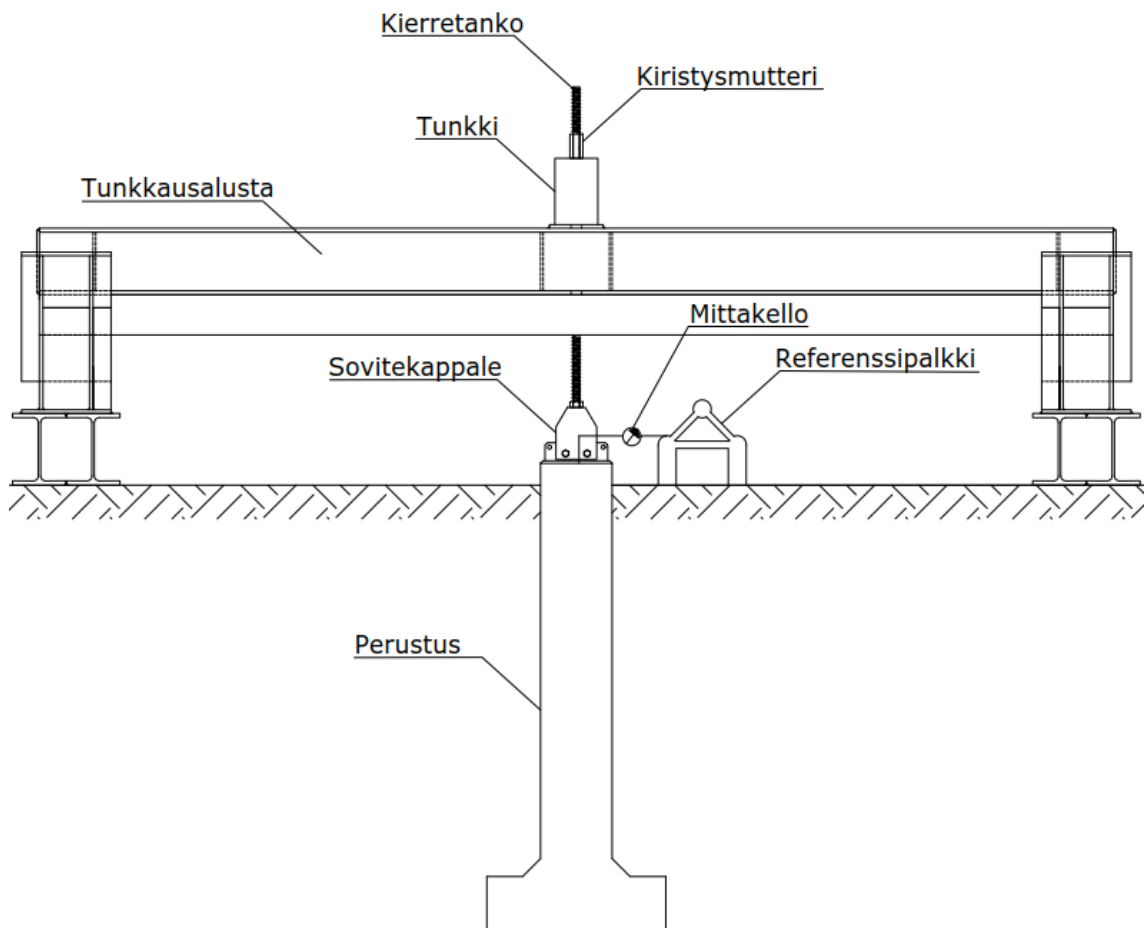
Edellä esitetyt kuormitusmenettelyt huomioivat nykyistä standardia paremmin voimajohdon kuormien hetkellisen luonteen. Kuormitusmenettelyt mahdollistavat imun kehittymisen saveen perustettujen perustusten alapuolelle. Standardin IEC 61773 mukainen koekuormitusmenettely ei huomioi kuormitusten syklisyyttä. Levyn esittämissä vaihtoehdoissa kuormien syklisyys tulee osittain huomioitua huipputuulikuorman ja sitä seuraavan murtokuormituksen avulla.

Standardissa SFS-EN 50341-1-1 huipputuulikuorma määritellään 50 vuoden ajanjaksolla toistuvana suurimpana 10 minuutin keskituulennopeutena. Huipputuulikuorman luonne kuormitusten laskennassa on staattinen, joten standardin IEC 61773 mukainen koekuormitusmenettely kuvaa hyvin taulukossa 4.4 esitettyjä kuormitustapauksia 1-3. Kuormitustapauksen 4 asennus- ja kunnossapitokuormia sekä kuormitustapauksen 5 varmuus- ja satunnaiskuormia, kuten johtimen katkeamisia, voidaan pitää lyhytkestoisina ja dynaamisina kuormina, eikä standardin IEC 61773 mukainen koekuormitusmenettely kuvaa niitä kovin hyvin.

Jos koekuormitusmenettelynä haluttaisiin käyttää jompaakumpaa Levyn vaihtoehdoista, olisi myös huipputuulikuorman määritelmää ja mitoituskuormien laskentaa muutettava. Jos huipputuulikuormana käytettäisiin 50 vuoden toistumisajanjaksolla tapahtuvaa suurinta 2 sekunnin kestoista tuulikuormaa, kasvaisi ylösvetävän kuorman mitoitusarvo. Tällöin voitaisiin käyttää jompaakumpaa Levyn esittämistä koekuormitusvaihtoehdoista, joka luultavasti kasvattaisi koekuormituksissa havaittavia perustusten ylösvetokestävyyksiä erityisesti hienorakeisiin maihin tehdyissä perustuksissa.

### 5.3 Koejärjestely ja mittauslaitteet

Koekuormitukset toteutettiin tunkkaamalla ylösvetävä voima perustuksiin. Kapasiteetiltaan 1000 kN tunkki asetettiin koevetoja varten suunniteltuun tunkkausalustaan. Tunkilta voima perustukselle välitettiin kierretangolla. Käytetty kierretanko oli tyypiltään  $\varnothing 36$  mm Dywidag THREADBAR 950/1050WR. Kierretangon myötökuorma oli 960 kN. Kierretanko kiinnitettiin perustukseen sovitekappaleella. Sovitekappale kiinnitettiin pultein harusten kiinnitykseen tarkoitettuun metalliosaan tai haruslaattaa ylösvedettäessä harusvartaaseen. Vetokokeiden ajaksi kaivinkoneen kauha asetettiin tunkkausalustaan kiinni tunkkausalustan vaakasuuntaisen siirtymän estämiseksi. Koekuormituslaitteiston periaatekuva on esitetty kuvassa 5.8.

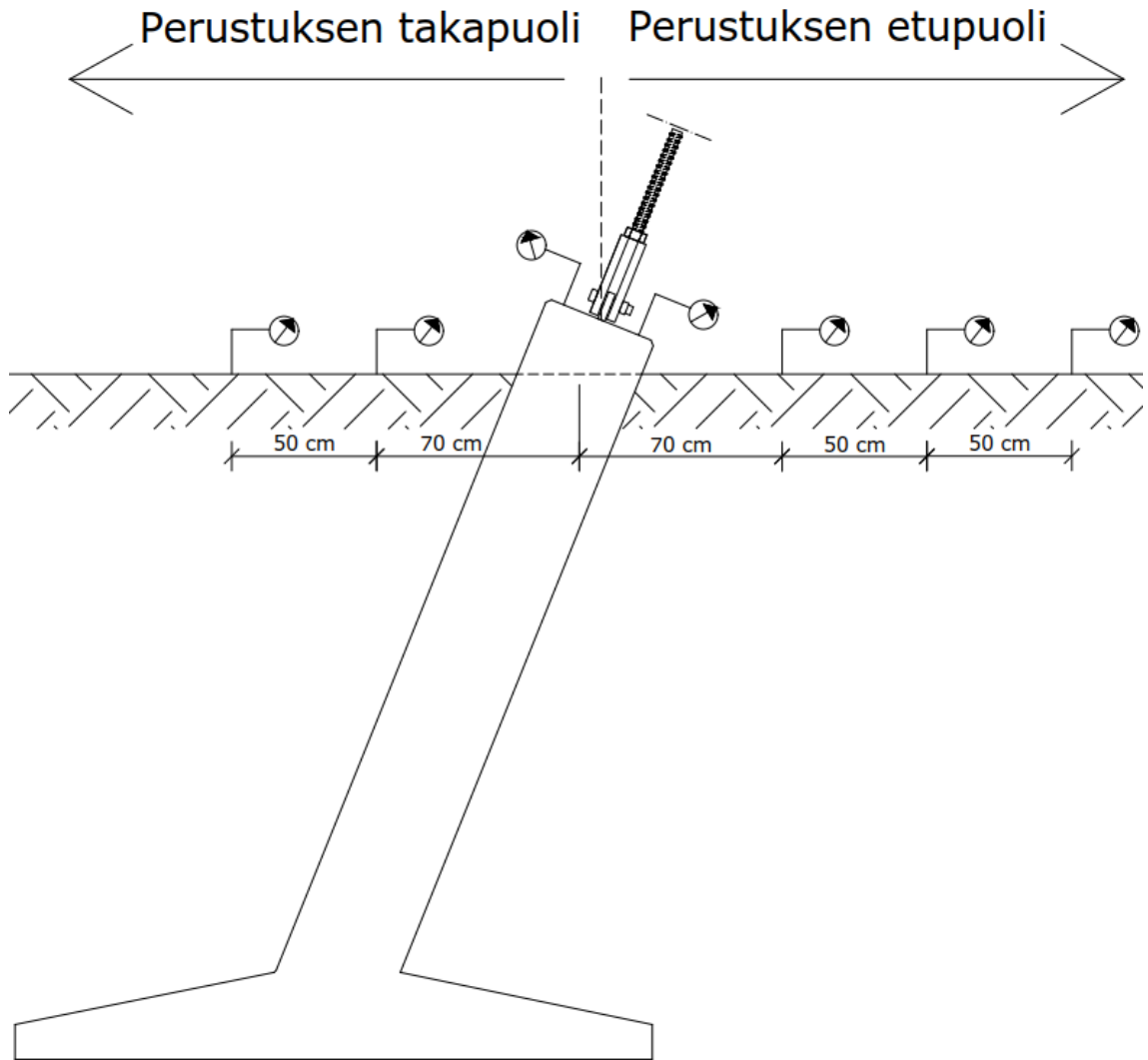


**Kuva 5.8.** Koekuormituslaitteiston periaatekuva.

Tunkin kuormaa säädettiin paineyksiköllä, jonka säätö tapahtui pyörittämällä käsikäyttöistä säädintä. Säädin perustuu kiristyvään jouseen, joka ei aina kiristy tasaisesti, mikä aiheuttaa pientä epävarmuutta kuorman säätämisessä. Kuorman säätämisessä sopivaksi oli haasteita erityisesti ensimmäisissä koekuormituksissa. Kuormitusportaan vaihtumisen yhteydessä saatettiin käydä liian ylikuormalla tai haluttua kuormaa ei saavutettu heti,

koska osa kuormasta siirtyi muodonmuutoksiin tunkkausalustassa ja tunkkausalustan jalokojen alapuolisessa maassa. Hydraulinesteen lämpeneminen letkuissa aiheutti sen, että tunkattavaa kuormaa piti seurata koko kuormitusportaan ajan, jotta se pysyi halutun suuruisena.

Koevetojen aikana mitattiin perustusten ja maan siirtymiä referenssipalkkiin kiinnitetyillä mittakelloilla. Pilariharusanakkurin päähän asennettiin kaksi mittakelloa ja maan siirtymiä mitattiin viidellä mittakellolla. Maan siirtymiä mittavien mittakellojen sijainti vaihteli Forssan kohteessa. Forssan kohteen jälkeen kaikkien pilariharusanakkureiden koekuormituksissa maan siirtymiä mittaaville mittakelloille käytettiin kuvassa 5.9 esitettyä sijoittelua. Perustuksen siirtymiä mittaavat mittakellot asennettiin pilarin tai harusvartaan molemmin puolin. Mittakellojen asennus pilariharusanakkurin päähän on esitettyä kuvassa 5.10. Maansiirtymiä mittaavat mittakellot asennettiin pilariharusanakkurin keskilinjan suuntaisesti. Haruslaatoille kuvan oikeanpuoleinen siirtymäanturi sijoitettiin perustuksen takapuolelle. Maansiirtymiä tarkasteltaessa käytetään kuvassa 5.9 esitettyä jaottelua perustuksen etu- ja takapuoleen.



**Kuva 5.9.** Periaatekuva mittakellojen sijoittelusta.

Kuormitusta jatkettiin tavoitekuorman saavuttamiseen saakka. Kun tavoitekuorma oli saavutettu, jatkettiin kuormitusta nostamalla sitä ylimääräisillä 10 % kuormitusportailla, jos mittakelloissa oli vielä varoja. Osassa vetokokeista huomattiin huomattavan suuria siirtymiä jo 50 % kuormitusportaalla. Tällöin kuormitus tehtiin lisäksi kuormitusportaalla, jonka suuruus oli 60% tavoitekuormasta.

Tavoitekuorma laskettiin Suomessa käytettävällä standardissa EN 50341-2-7 esitettyllä mitoitusmenettelyllä. Mitoitusmenetelmässä maalajista riippuvien vakioiden C ja k vaihteluväli ja vaikutus laskettuun ylösvetokestävytyteen on erittäin suuri. Vakioiden suuruuden valitsemiselle ei ole olemassa yksiselitteistä ohjeistusta. Vakion määrittäminen ja pohjatutkimustulosten puuttuminen ennen vetokokeita teki kuormitusportaiden määrittämisestä haastavaa erityisesti perustukselle PH2200/II, joka koevedettiin ensimmäisenä jokaisessa kohteessa.

Jokaisen koepaikan ensimmäisen koevedon jälkeen tehtiin jälkilaskenta, jonka avulla määritettiin maalajista riippuva vakio siten, että standardin mukaisella kaavalla saatiin toteutunutta murtokuormaa vastannut ylösvetokestävyys. Murtokuormana pidettiin kuormaa, jolla perustus oli siirtynyt vähintään 50 mm ylöspäin. Käyttämällä kalibroitua vakion  $k$  arvoa, jäljelle jääneiden perustusten kuormitusportaat saatiin määritettyä tarkemmin.

Voimajohtojen perustuksia suunnitelleen suunnittelijan mukaan suljettuun leikkauslujuuteen perustuvaa kaavaa ei ole käytetty usein, koska vakion  $C$  vaihteluvälin vaikutus lopputulokseen on niin suuri. Silttien ja sitkeiden savien ylösvetokestävyuden mitoittamiseen käytetään yleensä kitkamaille tarkoitettua kaavaa käyttämällä pieniä arvoja vakion  $k$  ja leikkauskestävyyskulman arvoja. (Sahla 2018) Tämän vuoksi myös Forssassa saveen perustettujen pilariharusankkureiden ylösvetokokeiden kuormat laskettiin käyttämällä kitkamaille tarkoitettua kaavaa.

Murtotilaan vaadittavan siirtymän määrittäminen ennakkoon oli hankalaa, koska kuormituksen jäkeistä pilariharusankkureiden palautumista ei pystytty luotettavasti arvioimaan. Muutaman sentin siirtymiä voidaan jälkikäteen korjata kiristämällä haruksia. Harustettujen pylväiden testauksissa pylvään murtotapa on useimmiten ollut pylväsjalan puristus tai nurjahdus. Voimajohtopylväs notkeana rakenteena kestää suuria siirtymiä. (Sahla 2018) Jälkikäteen tehdyissä voima-siirtymä-kuvaajien analysoinneissa Fingridin edusajat toteivat, että murtotilana voidaan pitää 100 mm siirtymää. Tämän suuruinen siirtymä haittaa tai voi haitata pylvään toimintaa. (Wiren 2018a)



*Kuva 5.10. Mittakellojen asennus pilariharusankkurin pilariosaan.*

Maan siirtymiä ja muodonmuutoksia mitattiin myös laserkeilaamalla. Laserkeilaukset tehtiin Trimble SX10 keilaintakymetrillä. Forssassa perustuksille PH2200/II, PH22200/III ja PH2400/II tehtiin keilaukset ennen kuormitusta ja kuormituksen jälkeen. Perustuksilla PH2400/II tehtiin lisäksi keilaus maksimikuormituksella. Perustukselle

PH2800/I tehtiin keilaukset ennen kuormitusta ja maksikuormituksen aikana. Perustuksen PH2800/I kuormituksen jälkeinen keilaus jäi tekemättä välittömästi kuormituksen jälkeen alkaneen rankan sateen johdosta. Haruslaatan ennen koekuormitusta tehdyn keilauksen kohdalla laserkeilain ei löytänyt prismojen korkoja, joten ennen koekuormitusta ja sen jälkeen tehtyjen keilausten koroissa oli huomattava ero, eikä siirtymiä näin voitu vertailla. Lavianvuoressa ja Vihtavuoressa tehtiin laserkeilaukset kaikilla perustuksilla ennen kuormitusta, suurimmalla kuormitusportaalla ja kuormituksen jälkeen.

Vetokokeiden koejärjestelyt ja laitteisto on esitetty kuvassa 5.11.

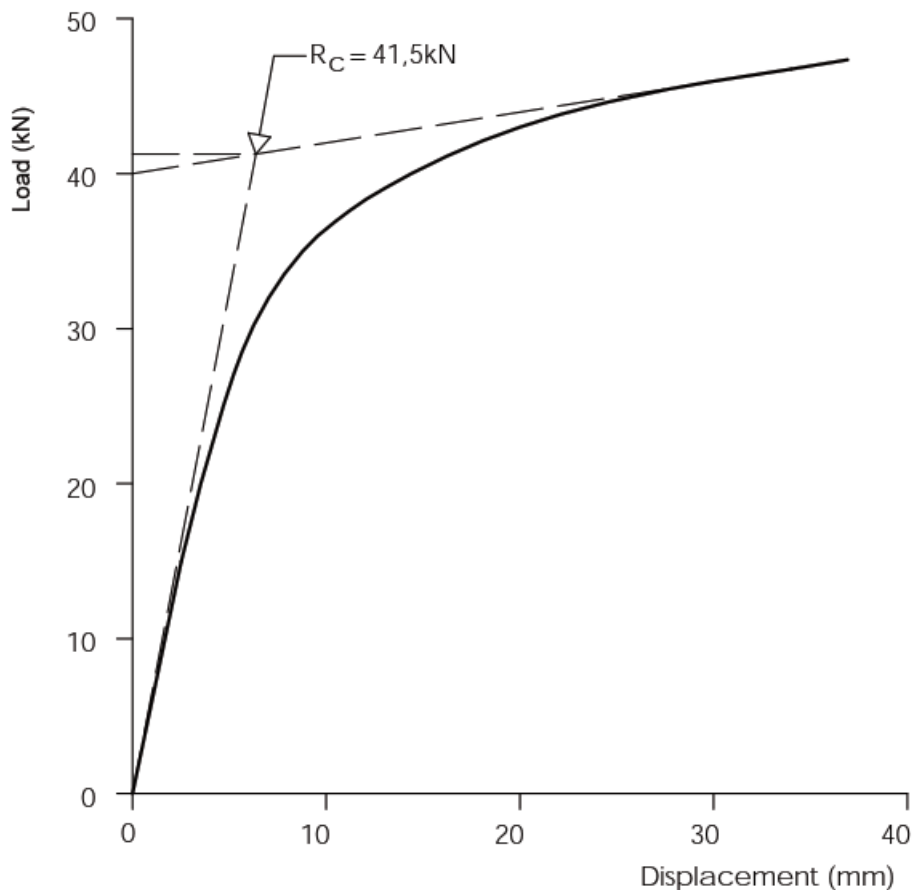


*Kuva 5.11. Vetokokeiden koejärjestelyt Vihtavuoressa.*



## 6. MITTAUSTULOKSET

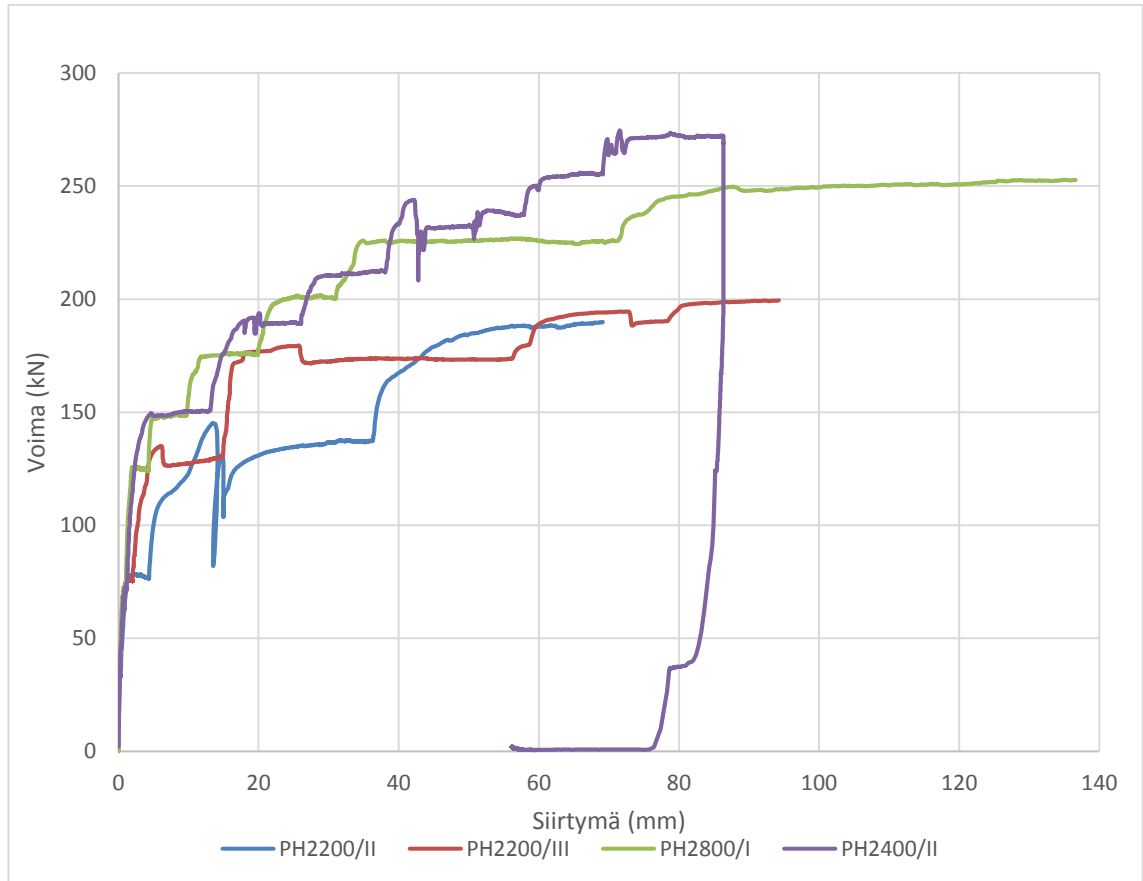
Murtokuorman määrittäminen ei ole yksiselitteistä, joten vetokokeiden tuloksista määritettiin murtokuormat sekä siirtymäperusteisesti, että standardissa IEC 61773 esitettyä tangentin sovitusmenetelmää käyttäen. Murtorajatilat määritettiin 60 mm ja 100 mm siirtymillä. Kitkamailla täytetyillä perustoilla, joita ei koekuormitettu tarpeeksi, arvioitiin 100 mm siirtymää vastaava murtokuorma voima-siirtymä-kuvaajien perusteella. Forssan kohteen savella täytetyille perustoille arviointia ei tehty. Tangentin sovitusmenetelmässä voidaan muodonmuutoksia murtokuormaan saakka pitää pääosin elastisina. Plastisia muodonmuutoksia syntyy vasta murtokuorman ylittymisen jälkeen. Tangentin sovitusmenetelmän heikkoutena on sovitettavien käyrien tulkinnanvaraisuus. Tangentin sovitusmenetelmän periaate on esitettyä kuvassa 6.1



**Kuva 6.1.** Tangentin sovitusmenetelmä. (IEC 61773)

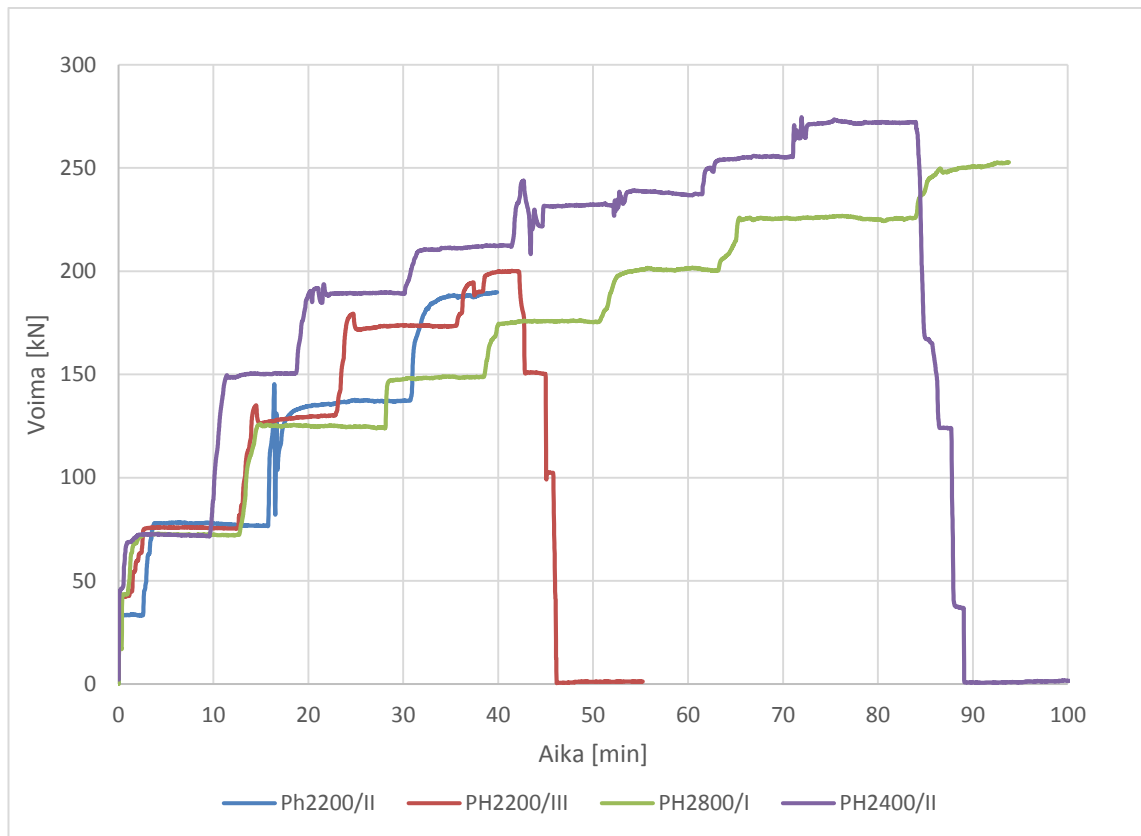
## 6.1 Forssa

Forssan vetokokeiden voima-siirtymä-kuvaajat ovat esitettyinä kuvassa 6.2. Haruslaatan siirtymien mittaus epäonnistui, eikä sille saatu piirretty kuvaajia.



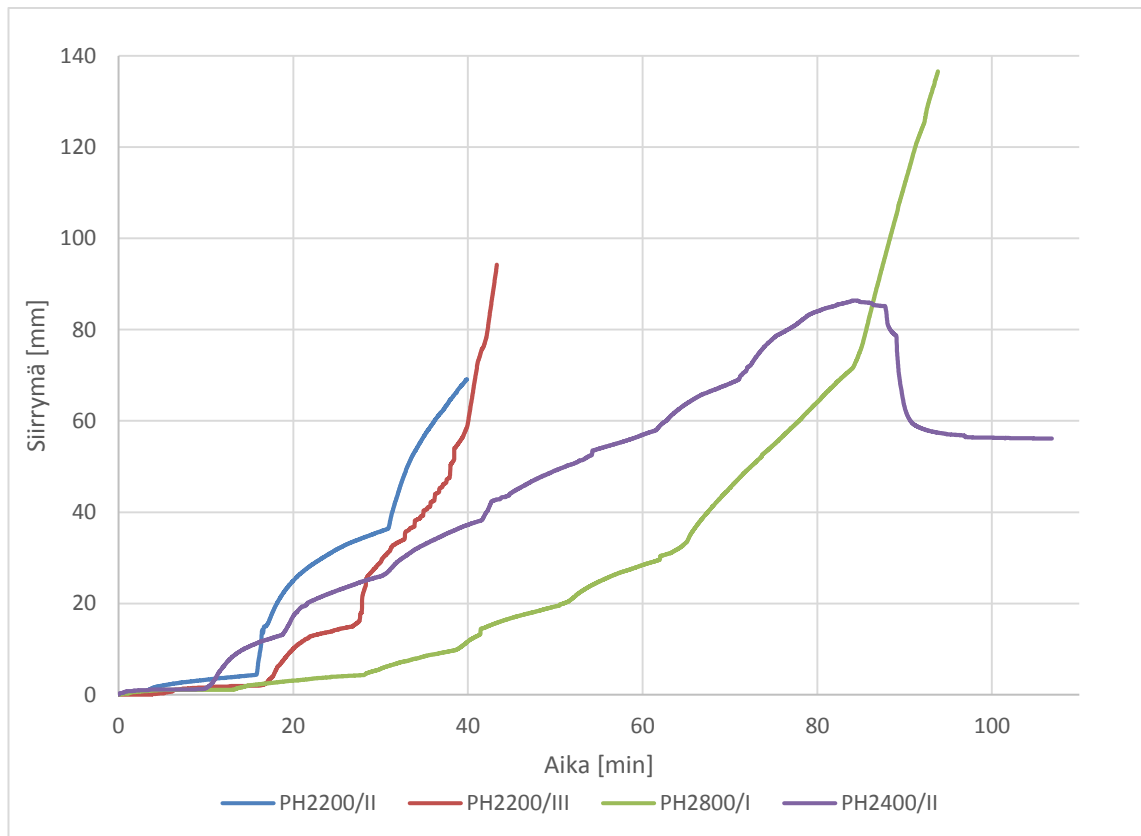
**Kuva 6.2.** Forssan voima-siirtymä-kuvaajat.

Kuvassa 6.3 on esitetty Forssan voima-aika-kuvaajat.



**Kuva 6.3.** Forssan voima-aika-kuvaajat.

Kuvassa 6.4 on esitetty Forssan koeperustusten siirtymä-aika-kuvaajat.



**Kuva 6.4.** Forssan siirtymä-aika-kuvaajat.

Kuvaajien perusteella perustuksilla PH2800/I ja PH2400/II siirtymät kasvavat tasaisesti koko kuormituksen ajan, eikä kuorman noston yhteydessä havaita selvää hetkellistä siirtymänopeuden kasvua. Perustuksilla PH2200/II ja PH2200/III siirtymänopeus kasvaa aina kuormituksen lisäyksen yhteydessä hetkellisesti. Siirtymää tapahtuu silti koko kuormitusportaan ajan, mutta siirtymänopeus on suurimmillaan kuormitusportaan noston yhteydessä.

Tunkin kuorman säätämisessä ilmenneet haasteet nähdään perustusten PH2200/II ja PH2400/II voima-siirtymä- ja voima-aika-kuvaajista. Kuvaajissa nähdään hetkittäinen ylikuorman puolella käynti. Perustuksen PH2200/II kuvaajista nähdään lisäksi, että ylikuormituksen jälkeen käytiin hetkellisesti alikuorman puolella.

Kaikille muille perustuksille paitsi PH2800/I käytettiin 100 mm siirtymäantureita. Perustusta PH2200/III oli tarkoitus kuormittaa uudestaan kuormituksen poiston ja siirtymämitareiden uudelleen asennuksen jälkeen. Ensimmäisestä kuormituksesta johtuen anturan ympärille oli syntynyt tyhjätila ja siirtymäanturit menivät pohjaan käytännössä heti kuormituksen aloituksen jälkeen.

Kuormituksen palautuminen saatiin mitattua vain perustukselle PH2400/II. Perustusten maksimisiirtymästä 35 % palautui kuormituksen poiston yhteydessä.

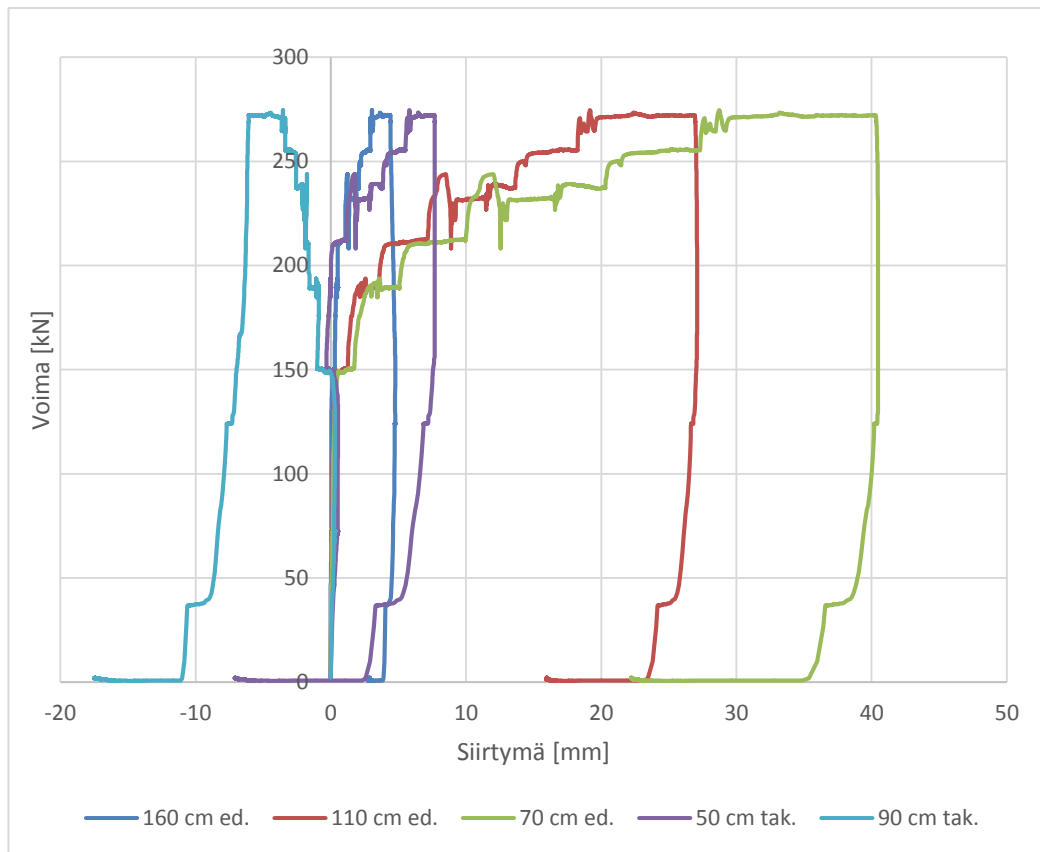
Perustuksella PH2200/II siirtymäantureiden mukaan siirtymä loppui täysin 190 kN kuormitusportaalla, eivätkä siirtymät kasvaneet, vaikka kuormitusta nostettiin arvoon 200 kN. Perustuksen PH2800/I koekuormituksen viimeisellä kuormitusportaalla siirtymäantureiden mittausalue loppui eikä palautumista saatu mitattu. Koekuormitusten kuvaajat on esitetty vain siihen asti kuin mittaustuloksia voidaan pitää realistisina.

Forssa perustusten murtokuormat ovat esitettynä taulukossa 6.1.

**Taulukko 6.1.** Forssan murtokuormat.

	<b>PH2200/II</b>	<b>PH2200/III</b>	<b>PH2800/I</b>	<b>PH2400/II</b>
<b>Rt</b>	100 kN	130 kN	140 kN	140 kN
<b>R60</b>	187 kN	190 kN	225 kN	250 kN
<b>R100</b>	-	-	249 kN	-

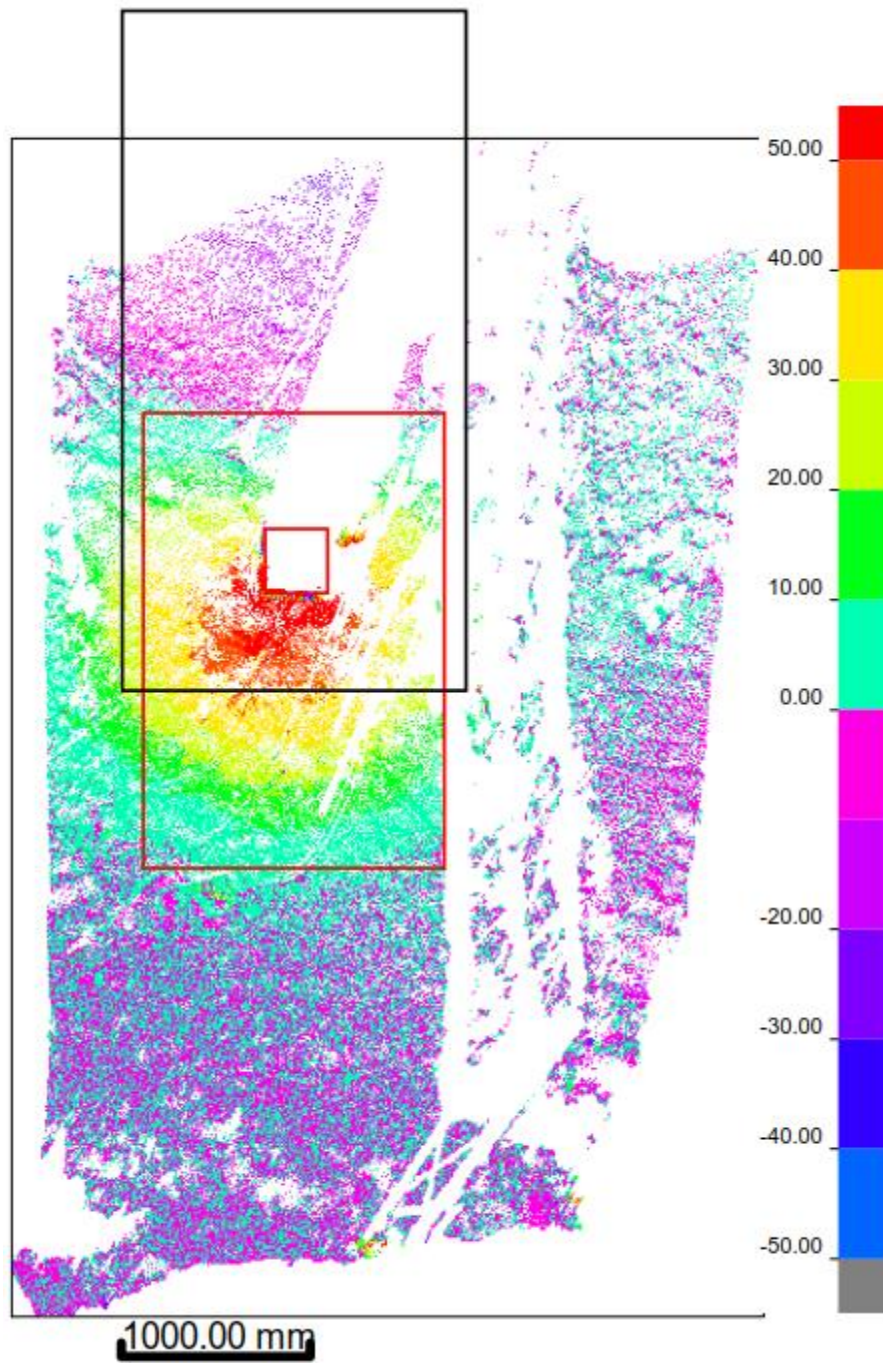
Perustuksen PH2400/II maan voima-siirtymä-kuvaaja on esitetty kuvassa 6.5. Muiden Forssan perustusten maan voima-siirtymä-kuvaajat ovat esitettynä liitteessä 3. Kuvasta 6.5 nähdään maan tyypilliset liikkeet koekuormitusten aikana. Koekuormituksen aikana perustuksen etupuolella maa nousee kuormituksen aikana. Perustuksen takapuolella maa kohoaa 50 cm pilariosan takapuolella olevan siirtymäanturin kohdalla. 90 cm perustuksen takana olevan siirtymäanturin kohdalla maa vajoaa kuormituksen aikana. Perustuksen etupuolen siirtymistä noin 40-50 % palautui välittömästi kuormituksen poiston jälkeen. Perustuksen takapuolella olleiden siirtymäantureiden kohdalla maa vajosi alkuperäiseen tilanteeseen nähden.



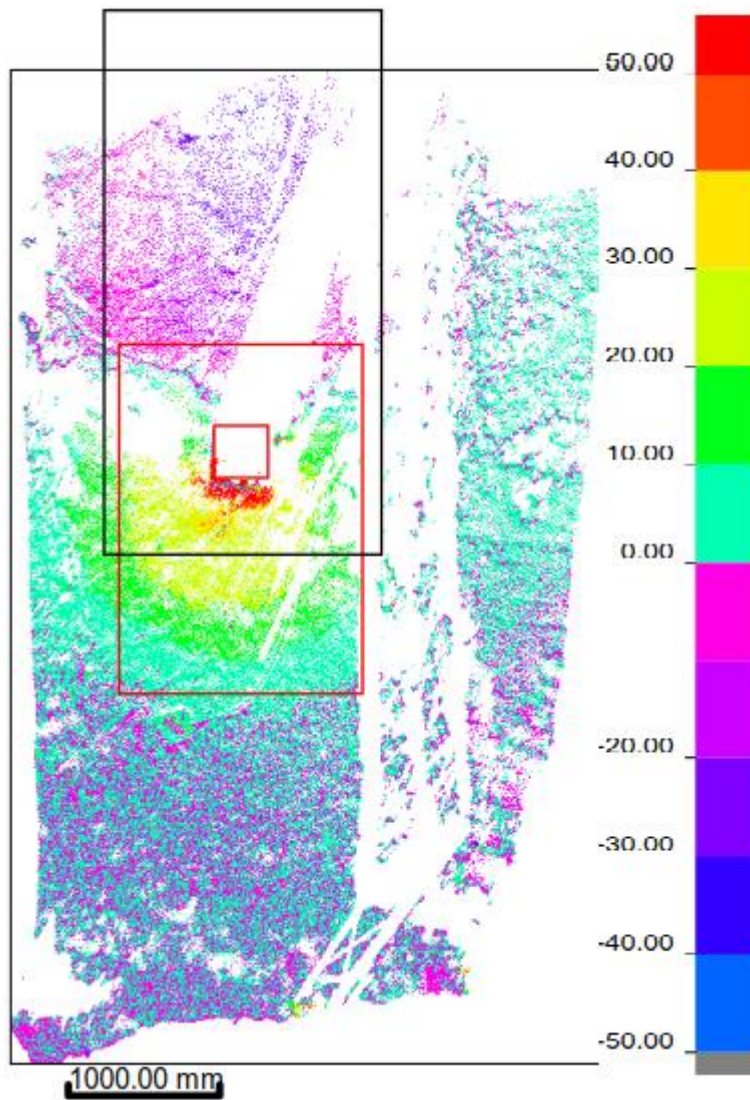
**Kuva 6.5.** Forssa PH2400/II maan-voima-siirtymä-kuvaajat.

Perustuksen PH2400/II laserkeilausten perusteella tehdyt vertailut alkutilanteen ja maksimikuorman välillä on esitetty kuvassa 6.6 ja alkutilanteen ja koekuormituksen jälkeisen tilanteen siirtymien vertailu on esitetty kuvassa 6.7. Muut Forssan laserkeilausten perusteella tehdyt siirtymäkuvat on esitetty liitteessä 9. Kuviin on piirretty pilariharusankkurin pilarin pää punaisella. Antura on projisoitu maanpintaan punaisena kuutiona kuormituksen kulmassa, jotta murtopinnan muotoa pystytään arvioimaan. Kaivannon ulkomitat on piirretty kuviin mustana kuutiona. Kaivantojen ulkomitat arvioitiin perustusten asennusten yhteydessä otettujen valokuvien perusteella. Vertailtaessa siirtymää alkutilanteen ja maksimikuorman välillä nähdään, että pilariharusankkureiden pituussuunnassa siirtymät ovat tapahtuneet maanpintaan projisoidun anturan pohjan alueella. Kuvasta 6.6 nähdään, että siirtymiä on tapahtunut myös pohjamaassa.

Kuvasta 6.7 huomataan vastaava käyttäytyminen kuin maan siirtymäantureiden mittauksista. Perustuksen etupuolella maanpinta on kohonnut ja pilariosan takapuolella vastavasti vajonnut. Laserkeilauksen perusteella perustuksen takapuolella tapahtunutta vajoamista on kuitenkin vaikeampi havaita kuin siirtymäantureiden tuloksista.



*Kuva 6.6. PH2400/II siirtymien vertailu alkutilanteen ja maksimikuormituksen välillä.*

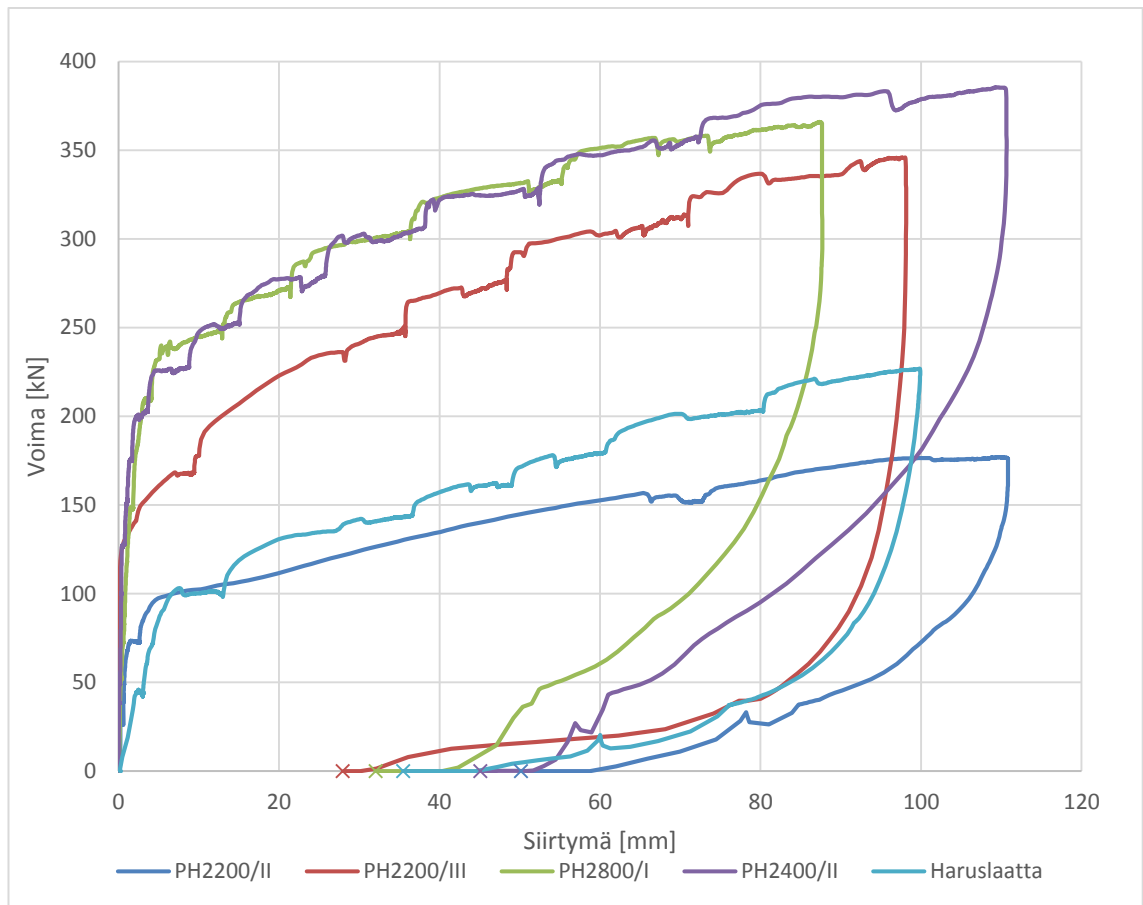


*Kuva 6.7. PH2400/II siirtymien vertailu alkutilanteen ja koekuormituksen päättymisen välillä.*

## 6.2 Lavianvuori

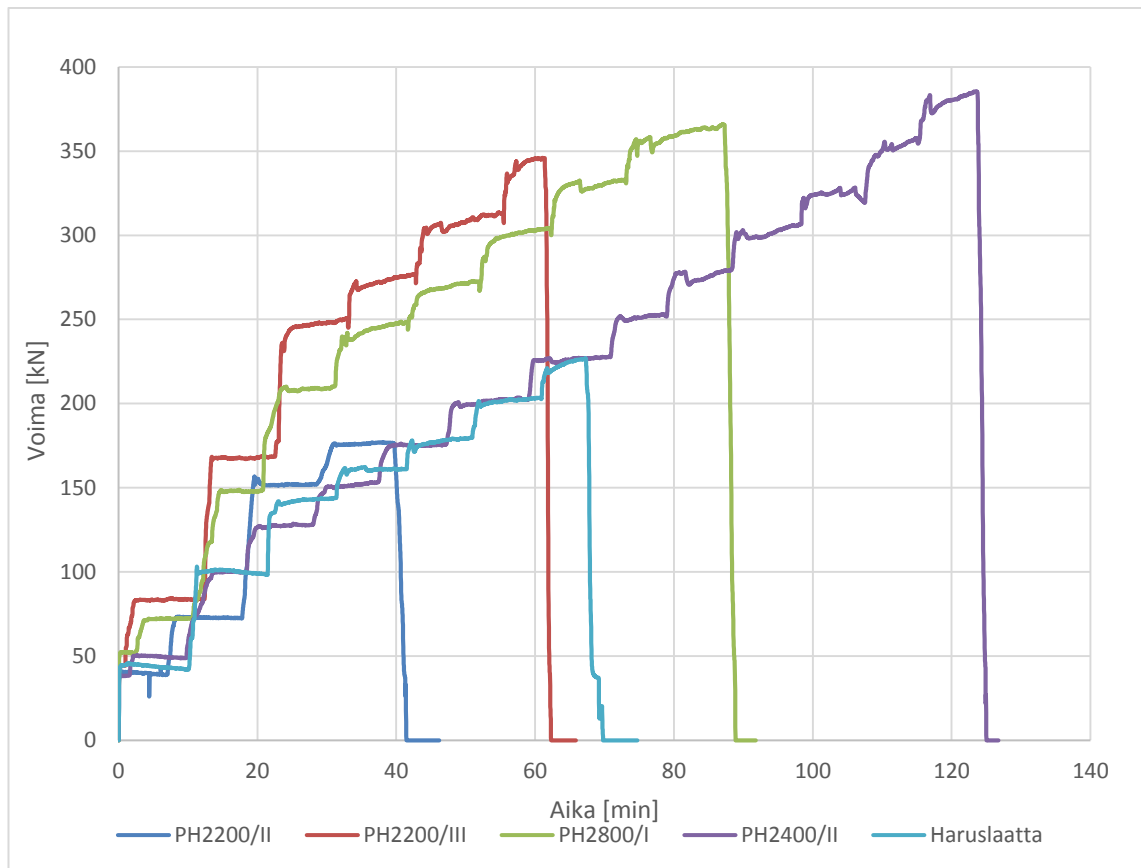
Lavianvuoren koeperustusten voima-siirtymä-kuvaajat ovat esitettyinä kuvassa 6.8.





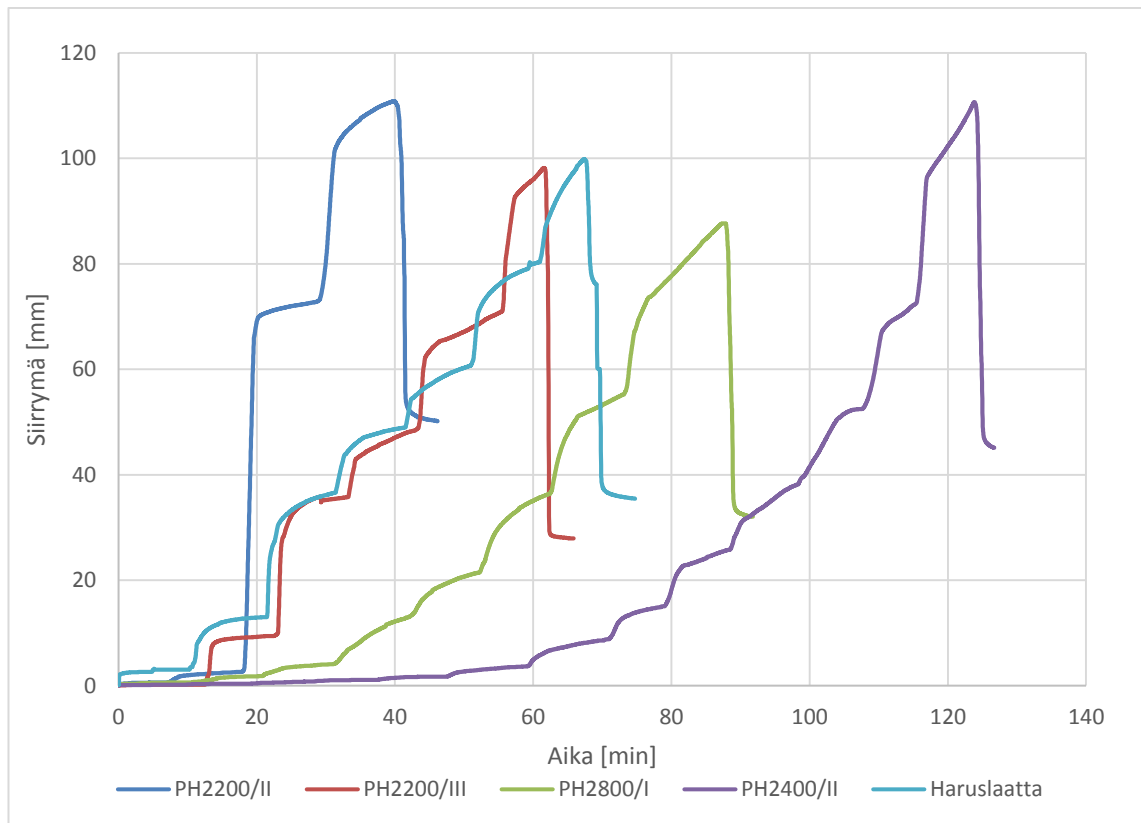
**Kuva 6.8.** Lavianvuoren voima-siirtymä-kuvaajat.

Lavianvuoren koeperustusten voima-aika-kuvaajat on esitetty kuvassa 6.9.



**Kuva 6.9.** Lavianvuoren voima-aika-kuvaajat.

Kuvassa 6.10 on esitetty Lavianvuoren koeperustusten siirtymä-aika-kuvaajat.



**Kuva 6.10.** Lavianvuoren siirtymä-aika-kuvaajat.

Kuvista nähdään, että perustuksilla PH2200/III, PH28000/I ja PH2400/II voima-siirtymä-käyttäytyminen ja voima-siirtymä-kuvaajan muoto ovat hyvin samankaltaiset. Haruslaatan ja perustuksen PH2200/II voima-siirtymä-kuvaajat poikkeavat selvästi aiemmin mainituista.

Kuvassa 6.9 on esitetty koekuormitusten voima-aika-kuvaajat, joista nähdään käytetyt kuormitusportaat. Ensimmäisenä koekuormitettiin perustus PH2200/II. Koekuormituksessa 110 mm siirtymä syntyi jo neljännellä kuormitusportalla. Toisena perustuksena koekuormitettiin PH2400/II. Koska perustuksen PH2200/II koekuormitus päättyi jo hyvin varhain arvoitiin perustuksen PH2400/II kuormitusportaat varovaisesti. Tämän vuoksi koekuormituksen kesto kasvoi pitkäksi kuten kuvasta 6.9 nähdään.

Kuvan 6.10 siirtymä-aika-kuvaajista nähdään selvästi, että jokaisen kuormitusportaan aiheuttamasta siirtymästä noin puolet syntyy heti kuormitusportaan alussa ja puolet kuormitusportaan aikana. Poikkeuksen tähän tekee perustus PH2200/II, jolla suurin osa siirtymistä tapahtuu heti kuormitusportaan alussa.

Lavianvuoressa kuormituksen jälkeinen perustusten palautumisen mittaaminen onnistui hyvin. Kuvasta 6.8 nähdään, että palautumatonta muodonmuutosta perustuksiin jäi 28-50 mm. Eniten palautumatonta muodonmuutosta jäi perustukseen PH2200/II, joka myös siirtyi eniten kuormituksen aikana. Maksimisiirtymistä 54-72 % palautui.

Eri menetelmillä määritetyt murtokuormat on esitetty taulukossa 6.2. Perustuksilla PH2200/III ja PH2800/I murtokuorma  $R_{100}$  jouduttiin arvioimaan. Näiden perustusten voima-siirtymä-kuvaajat olivat muodoltaan hyvin vastaavia kuin perustuksella PH2400/II, jota kuormitettiin yli 100 mm. Täten arvioita voidaan pitää kohtalaisen luotettavana.

**Taulukko 6.2.** *Lavianvuoren murtokuormat.*

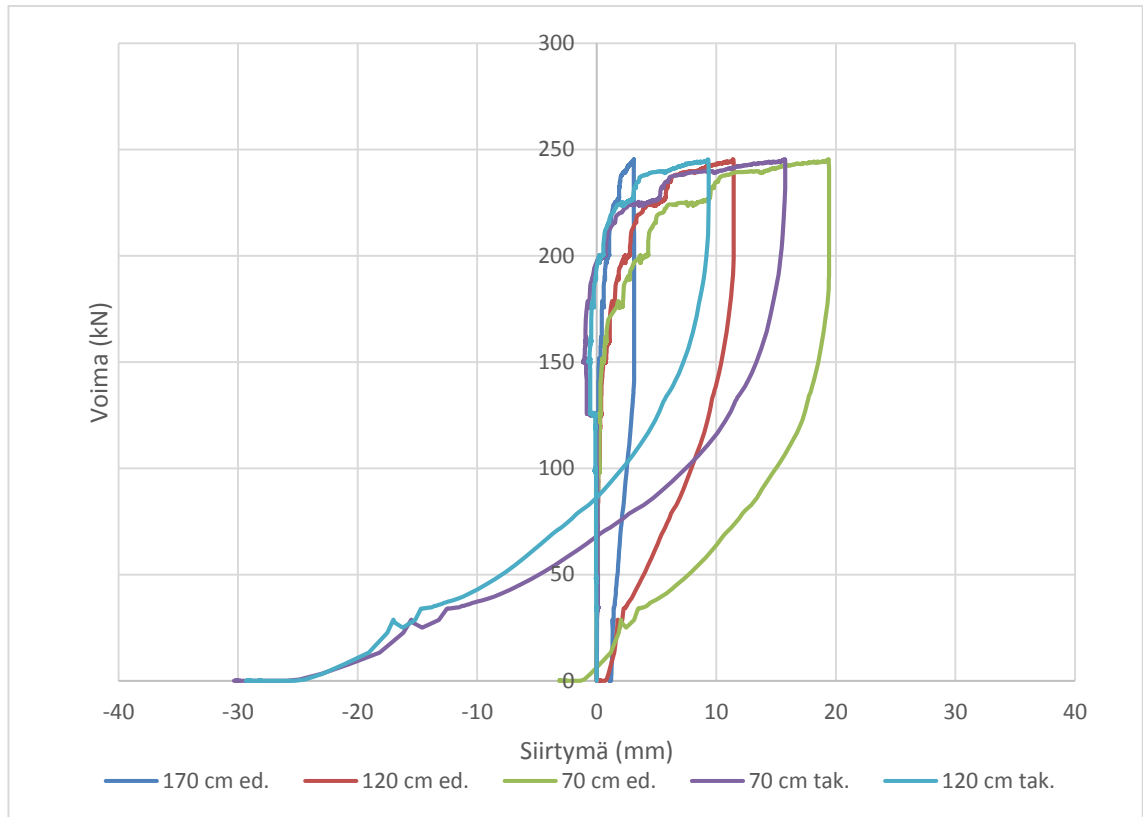
	<b>PH2200/II</b>	<b>PH2200/III</b>	<b>PH2800/I</b>	<b>PH2400/II</b>	<b>Haruslaatta</b>
<b><math>R_t</math></b>	95 kN	170 kN	245 kN	245 kN	110 kN
<b><math>R_{60}</math></b>	152 kN	302 kN	351 kN	348 kN	179 kN
<b><math>R_{100}</math></b>	176 kN	350 kN*	360 kN*	378 kN	225 kN

\*Arvioitu voima-siirtymä-kuvaajan perusteella

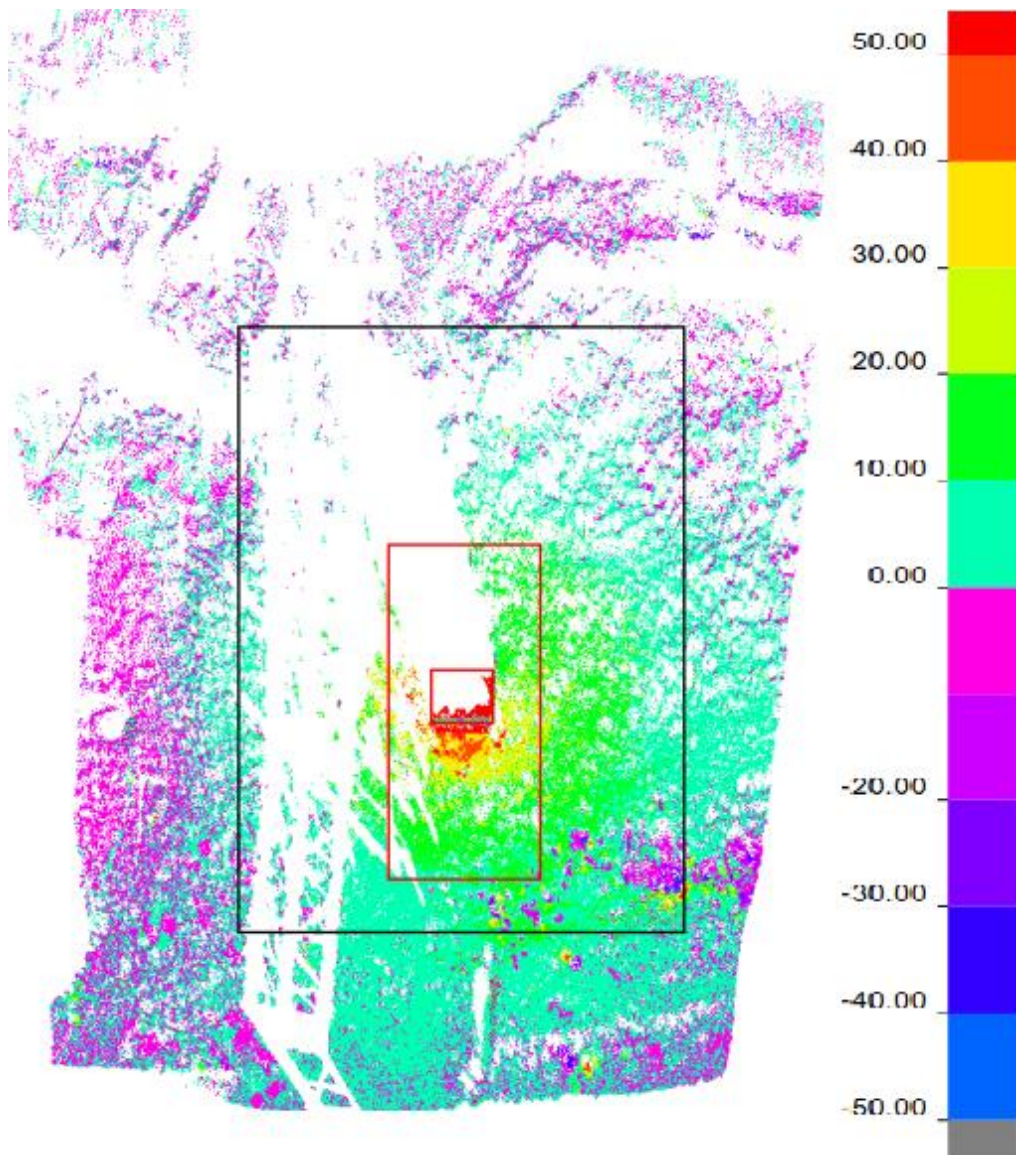
Perustuksen PH2200/III maan voima-siirtymä-kuvaajat on esitetty kuvassa 6.11. Muiden Lavianvuoren perustusten maan voima-siirtymä-kuvaajat ovat esitettynä liitteessä 4. Maan voima-siirtymä-kuvaajista nähdään, että kuormituksen aikana maassa tapahtui siirtymiä erityisesti perustuksen etupuolella. Perustuksen takapuolella siirtymät olivat pienempiä. Kuormituksen jälkeen perustuksen etupuolella olleet siirtymät palautuivat lähelle alkupäistä. Merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia perustusten etupuolella ei siis tapahtunut. Perustuksen takapuolella maa puolestaan painui alkuperäiseen nähden.

Perustuksen PH2200/III laserkeilausten perusteella tehdyt vertailut alkutilanteen ja maksimikuorman välillä on esitetty kuvassa 6.12 ja alkutilanteen ja koekuormituksen jälkeisen tilanteen siirtymien vertailu on esitetty kuvassa 6.13. Muiden perustusten laserkeilauksista piirretyt kuvat on esitetty liitteessä 10. Vertailtaessa alkutilanteen ja maksimikuorman siirtymiä nähdään, että pilariharusankkureiden pituussuunnassa siirtymiä on tapahtunut kuormituksen kulmassa maanpintaan projisoidun anturan laatan alueella. Pilariharusankkureiden leveysuunnassa siirtymiä tapahtui maanpintaan projisoidun anturan ulkopuolella. Kaikki siirtymät ovat tapahtuneet täyttömaissa.

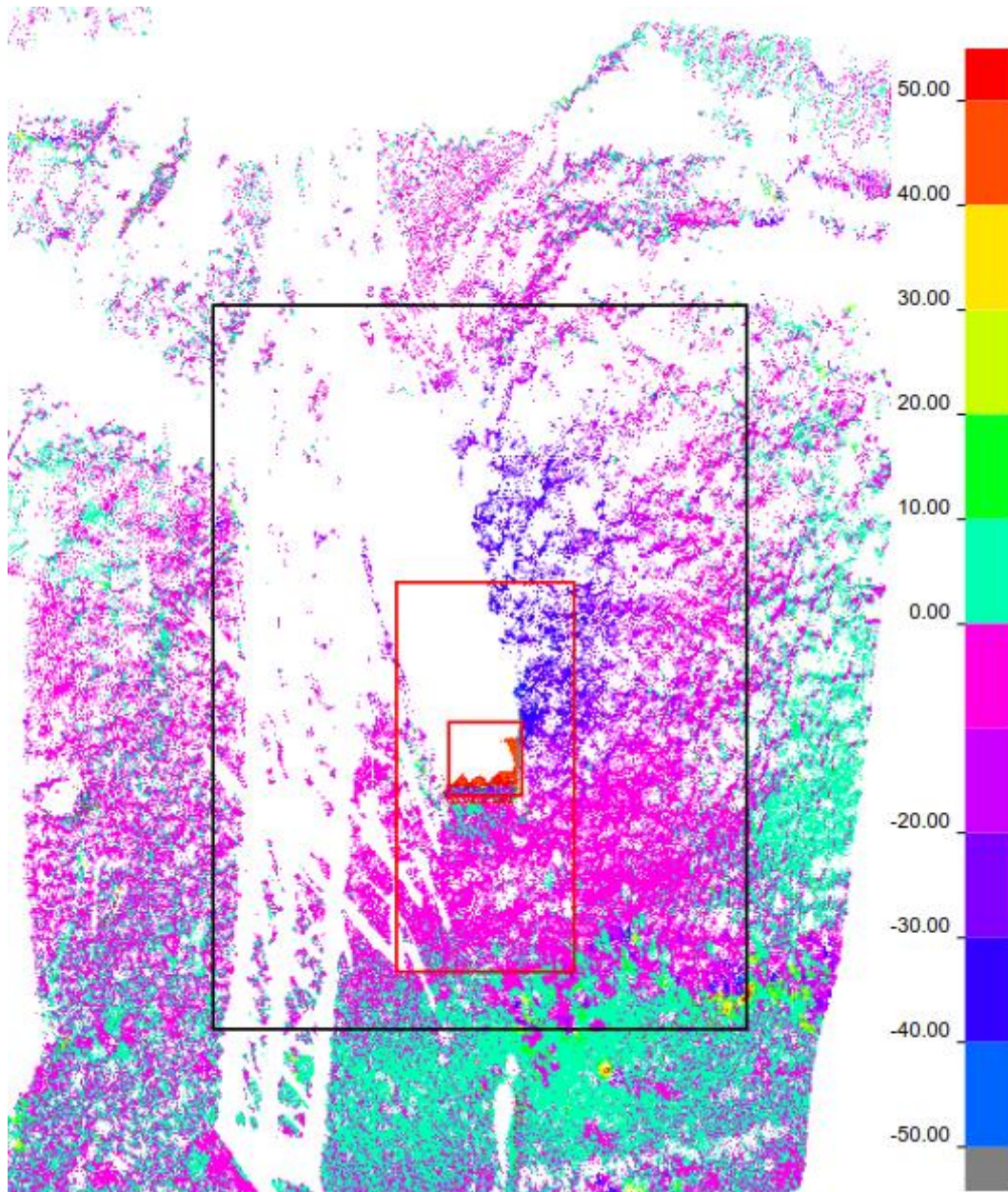
Vertailtaessa laserkeilausten avulla siirtymiä alkutilanteen ja koekuormituksen jälkeisen palautuksen välillä kuvassa 6.13 huomataan vastaavasti kuin siirtymäantureiden mittauksista, että maa perustuksen etupuolella olisi painunut hieman. Laserkeilauksen mittaus-tarkkuus huomioiden tulokset ovat linjassa kuvan 6.11 kanssa. Pilariosan takapuolella maanpinta on vastaavasti vajonnut noin 30-40 mm. Vajoamisen tulos on hyvin linjassa siirtymäantureiden tulosten kanssa. Vajoamista on tapahtunut selvästi myös maanpintaan haruskulmassa projisoidun anturan laatan ulkopuolella. Kaikki siirtymät ovat tapahtuneet mursketäytössä.



**Kuva 6.11.** Lavianvuori perustuksen PH2200/III maan voima-siirtymä-kuvaaja.



*Kuva 6.12. PH2200/III siirtymien vertailu alkutilanteen ja maksimikuormituksen välillä.*



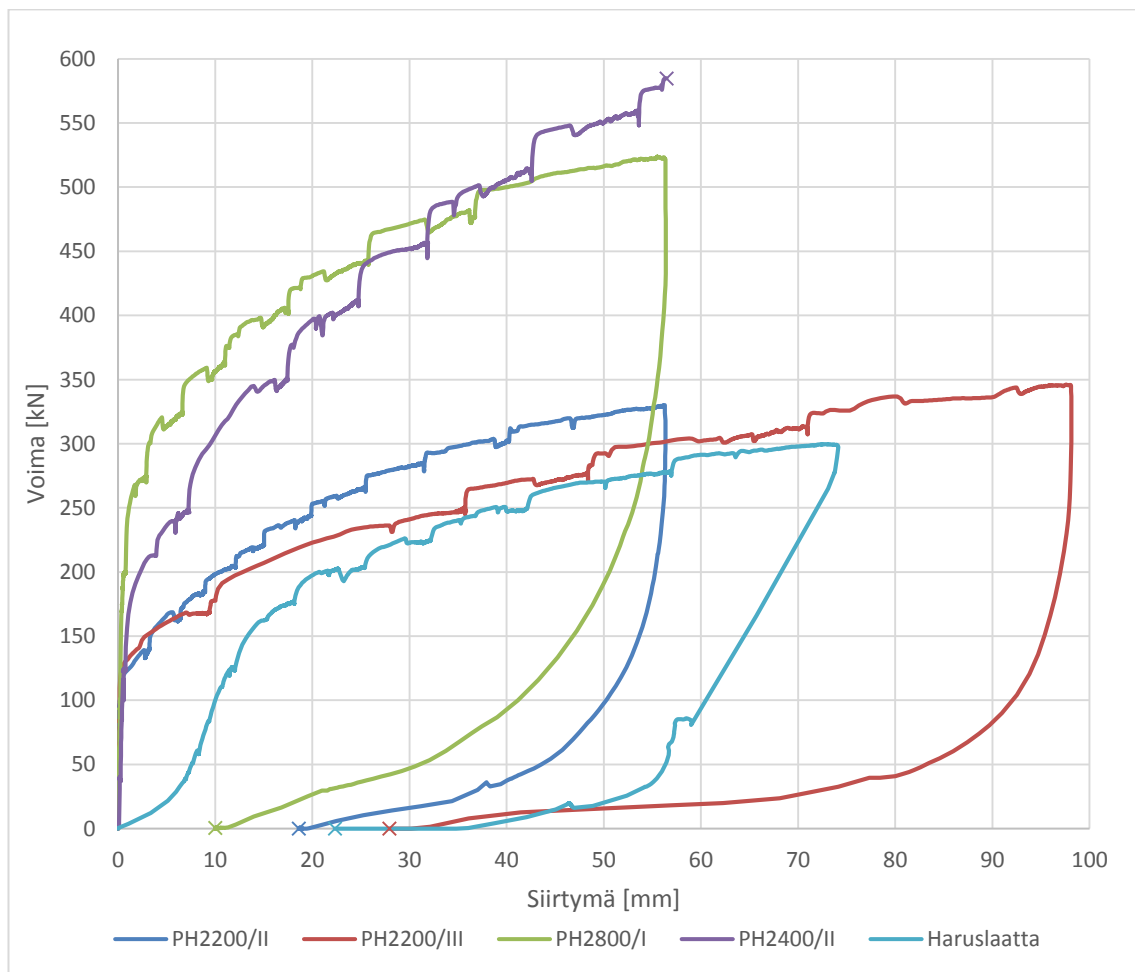
**Kuva 6.13.** PH2200/III siirtymien vertailu alkutilanteen ja koekuormituksen päättymisen välillä.

### 6.3 Vihtavuori

Vihtavuoren koeperustusten voima-siirtymä-kuvaajat on esitetty kuvassa 6.14. Voima-siirtymä-kuvaajat ovat muodoltaan hyvin samankaltaiset. Haruslaatan voima-siirtymä-kuvaajassa näkyy, että ensimmäinen 6 mm siirtymä on tapahtunut 29 kN kuormalla. Tämän jälkeen haruslaatan käyttäytyminen on jäykistynyt, mutta voima-siirtymä-kuvaajan kulmakerroin on kuitenkin selvästi pienempi 140 kN kuormaan saakka kuin esimerkiksi perustuksella PH2200/III. Kuormasta 140 kN eteenpäin harustalaatta ja perustus

PH2200/III käyttäytyvät hyvin saman kaltaisesti. Haruslaatan alkuvaiheen siirtymät johtuvat siitä, että harusvarras ei vielä ole ottanut kiinni u-pulttiin. Lisäksi varras suoristuu maan sisällä, jos se on ollut hieman vinossa. Haruslaatan alkuvaiheen siirtymät voitaisiin jättää huomioimatta, koska niiden voitaisiin katsoa tapahtuvan harusvaijerin esikiristyksen yhteydessä. Kuvasta 6.14 nähdään, että alkusiirtymän huomiotta jättäminen ei vaikuttaisi merkittävästi haruslaatan  $R_{60}$  ja  $R_{100}$  murtokuormiin.

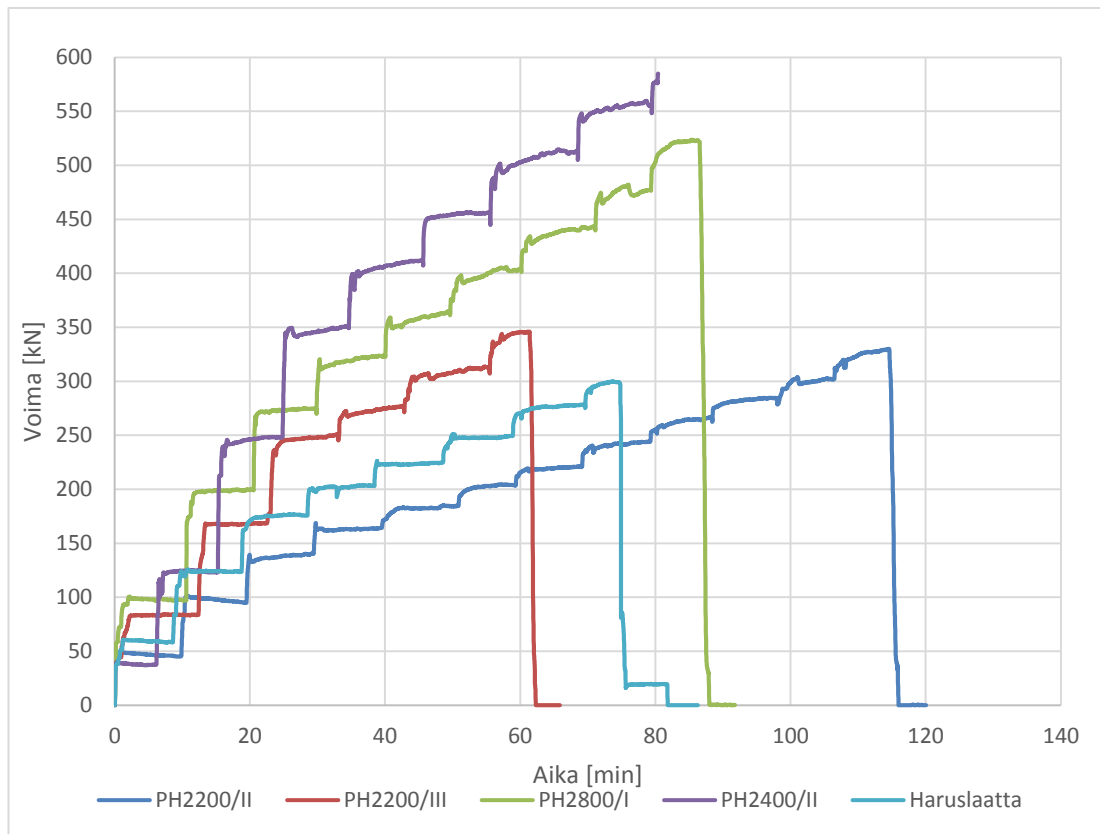
Koekuormituksissa syntyneistä maksimisiirtymistä palautui 67-82 %. Perustuksella PH2400/II palautumista ei saatu mitattua, koska perustuksen kiertymisestä johtuen toinen mittakello putosi pilarin päältä pois ja toinen otti kiinni sovitekappaleeseen. Perustuksen pilariosa oli kaltevuudessa  $32^\circ$ . Koekuormitus tehtiin kaltevuudessa  $35^\circ$ . Tämä ero sekä pilariosan epäkeskeinen sijainti anturaan nähdessä aiheutti sen, että pilariharusankkuri kiertyi koekuormituksen aikana. Tämän takia pilarin etupuolen siirtymäanturi otti sovitekappaleeseen kiinni. Pilariharusankkurin takapuolisen siirtymäanturin tuloksissa havaittiin virhettä, joten kuvaajissa käytettiin vain etupuolen siirtymämittarin tuloksia.



**Kuva 6.14.** Vihtavuoren voima-siirtymä-kuvaajat.

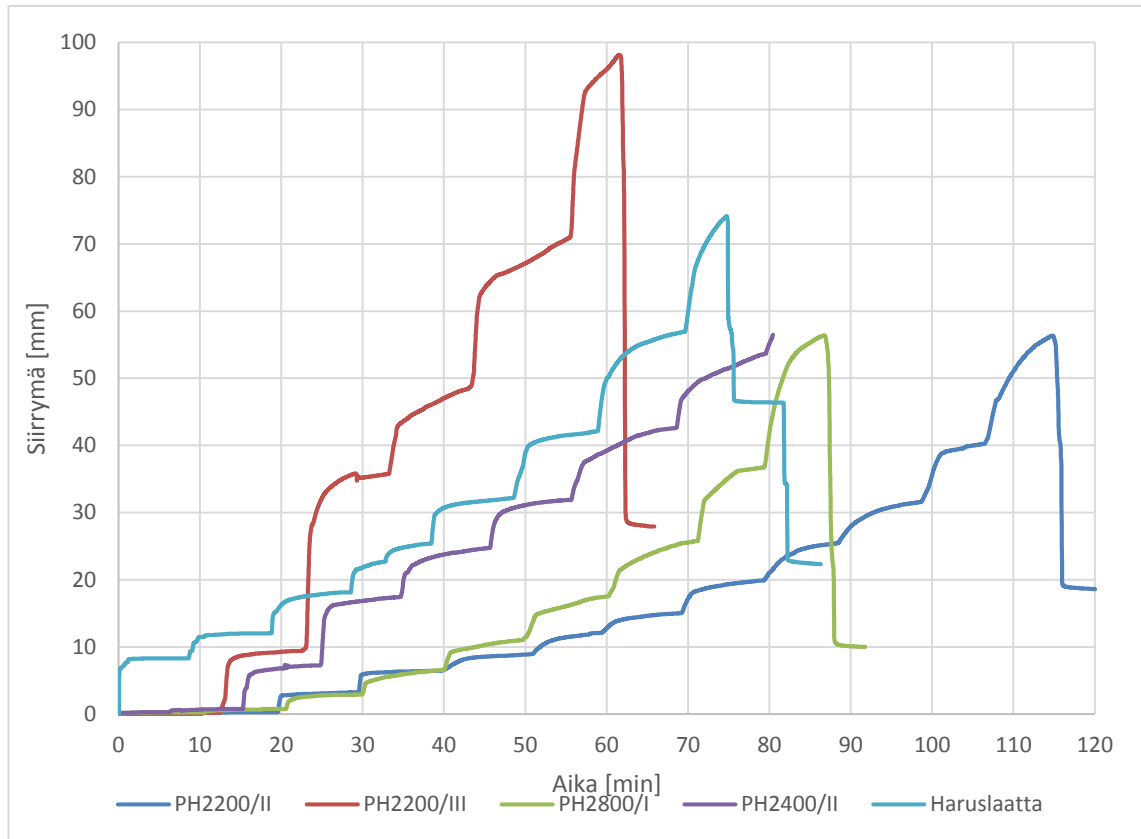
Vihtavuoren koeperustusten voima-aika-kuvaajat ovat esitettynä kuvassa 6.15.





**Kuva 6.15.** Vihtavuoren voima-aika-kuvaajat.

Vihtavuoren koeperustusten siirtymä-aika-kuvaajat ovat esitettyinä kuvassa 6.16. Siirtymä-aika-kuvaajista nähdään, että suurin osa siirtymistä syntyi välittömästi kuorman noston yhteydessä. Alkupään kuormitusportaiden aikana siirtymiä tapahtui lähinnä kuormituksen noston yhteydessä. Kuormituksen lisääntyessä kasvoivat myös kuormitusportaan aikana syntyvät siirtymät.



**Kuva 6.16.** Vihtavuoren siirtymä-aika-kuvaajat.

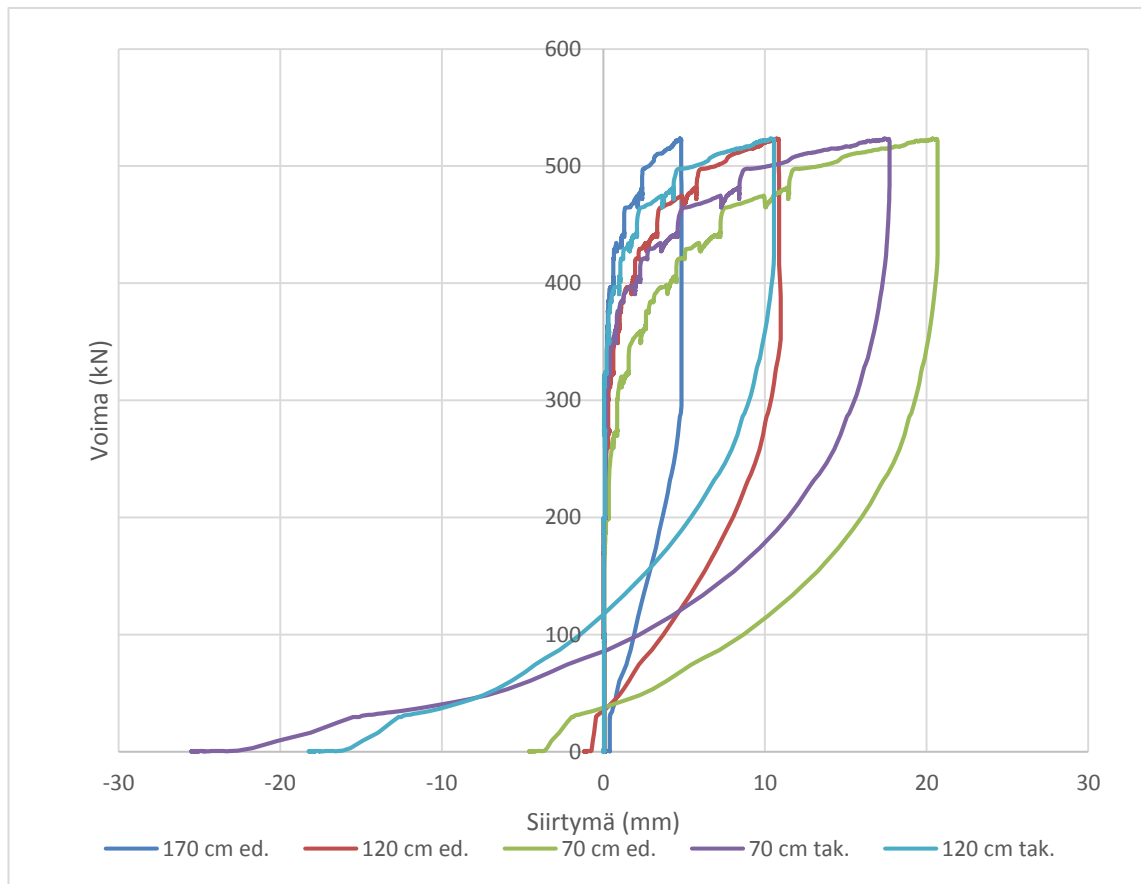
Yhteenveto eri murtokriteereillä määritetyistä murtokuormista on esitetty taulukossa 6.3. Määritetyt murtokuormat ovat johdonmukaisia. Suurimpana huomiona on perustuksen PH2200/II perustusta PH2200/III suuremmat murtokuormat.

**Taulukko 6.3.** Eri murtokriteerein määritetyt murtokuormat

	PH2200/II	PH2200/III	PH2800/I	PH2400/II	Haruslaatta
<b>R<sub>t</sub></b>	180 kN	155 kN	310 kN	245 kN	205 kN
<b>R<sub>60</sub></b>	335 kN*	302 kN	525 kN*	585 kN*	291 kN
<b>R<sub>100</sub></b>	370 kN*	350 kN*	550 kN*	610 kN*	320 kN*

\*Arvioitu voima-siirtymä-kuvaajan perusteella

Perustuksen PH2800/I maan voima-siirtymä-kuvaajat on esitetty kuvassa 6.17. Muiden Vihtavuoren koeperustusten maan voima-siirtymäkuvaajat on esitetty liitteessä 5. Kuvasta 6.17 nähdään, että kuormituksen aikana maanpinta kohoaa sekä pilariosan etu- ja takapuolella. Kuormituksen poistamisen jälkeen pilariosan etupuolella maanpinnan korkeus palautuu alkuperäiseen korkoon. Pilariosan takapuolella maanpinta vajoaa selvästi alkuperäiseen korkoon nähden.

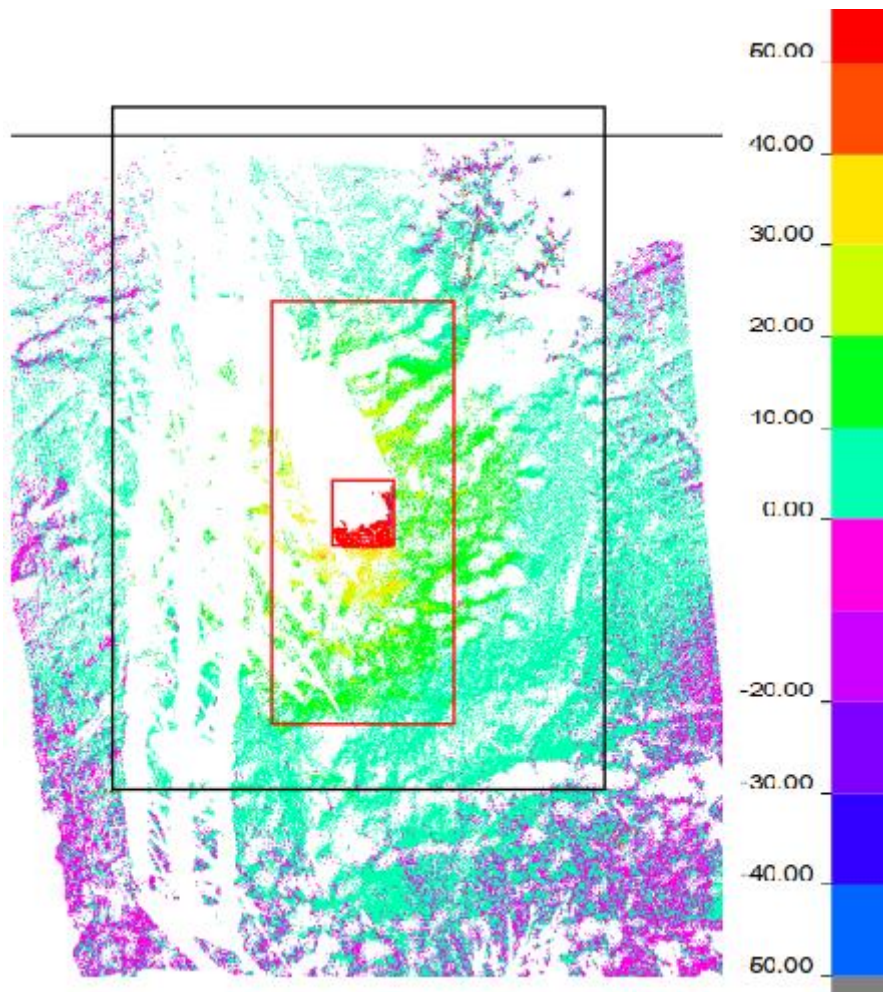


**Kuva 6.17.** Vihtavuori PH2800/I maan voima-siirtymä-kuvaajat.

Perustuksen PH2800/I alkutilanteen ja maksikuormituksen välillä syntyneiden siirtymien vertailu on esitetty kuvassa 6.18. Kuvasta nähdään, että siirtymiä on syntynyt pääosin anturasta maanpintaan projisoidun alueen sisäpuolella. Perustuksen leveysuunnassa siirtymiä on tapahtunut hieman myös alueen ulkopuolella. Syntyneet siirtymät ovat melko pieniä.

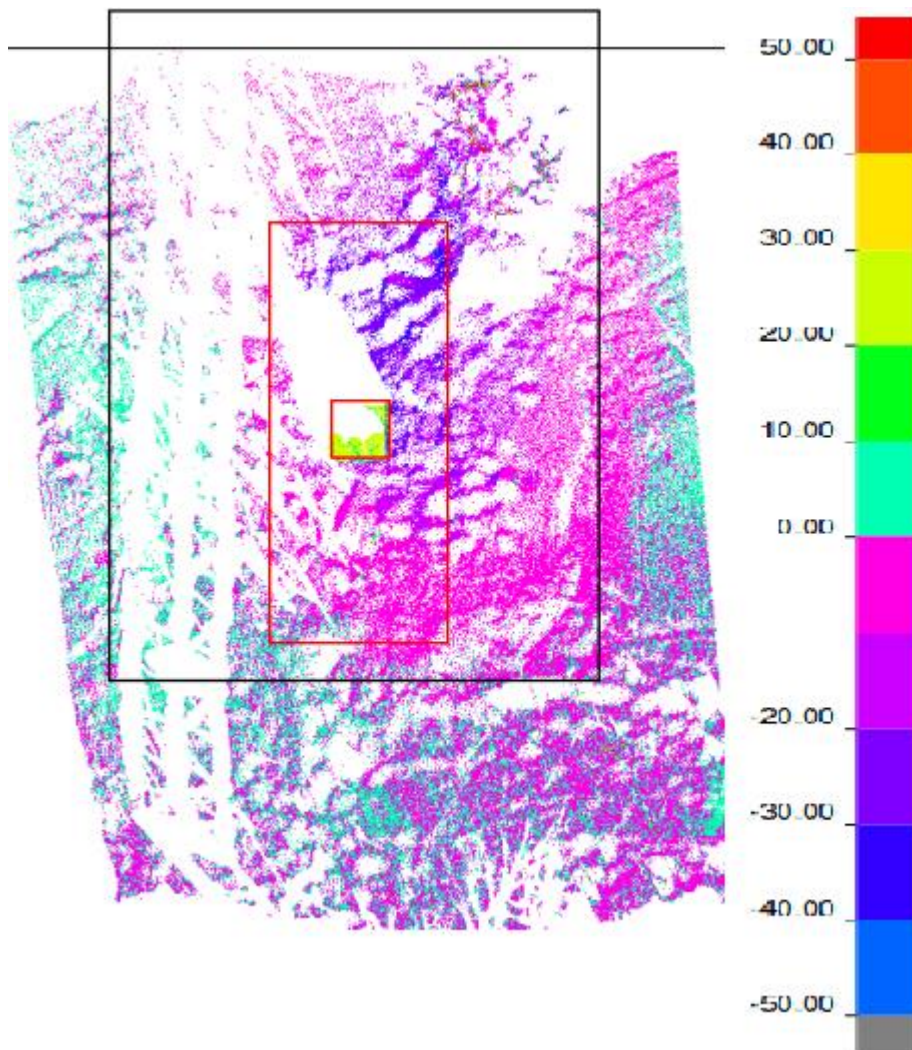
Muiden perustusten laserkeilauksen perusteella tehdyt siirtymävertailut on esitetty liitteessä 11. Vihtavuoren kohteessa osalla perustuksista siirtymät jäivät melko pieniksi, mikä hankaloittaa murtopinnan määrittämistä. Suurin osa siirtymistä tapahtui kuitenkin anturan laatasta haruskulmassa maanpintaan projisoidun alueen sisällä. Huomio kiinnittyy lisäksi perustuksen PH2200/III siirtymiin, jotka olivat erityisen suuret 0-80 cm pilariosan etupuolella. Siirtymäanturissa jonka sijainti oli 70 cm pilariosan etupuolella, oli häiriötä mittauksen aikana, eikä sen perusteella pystytty varmentamaan poikkeuksellisen suurta siirtymää.

Haruslaatalla maanpinnan siirtymiä ei laserkeilausten perusteella havaittu lainkaan. Myös liitteen 5 voima-siirtymä-kuvaajassa haruslaatan maanpinnan siirtymät olivat erittäin pieniä.



**Kuva 6.18.** PH2800/I siirtymien vertailu alkutilanteen ja maksimikuormituksen välillä.

Perustuksen PH2800/I alkutilanteen ja koekuormituksen päättymisen välillä tapahtuneiden siirtymien vertailu on esitetty kuvassa 6.19. Mittaustarkkuuden rajoissa perustuksen etupuolella maanpinnan voidaan sanoa palautuneen alkuperäiseen korkoon. Perustuksen takapuolella maanpinta on painunut selvästi alkuperäiseen korkoon verrattuna. Muiden perustusten osalta alkutilanteen ja palautusten välisten laserkeilausten havainnot olivat vastaavat kuin maan-voima-siirtymä-kuvaajissa. Pilariosan etupuolella kuormituksen aiheuttamat siirtymät palautuvat alkuperäiseen tilaan. Pilariosan takapuolella kuormituksen poiston jälkeen tapahtuu vajoamista alkuperäiseen tilanteeseen nähden. Perustuksen PH2200/III alkutilanteen ja palautuksen välillä havaittiin poikkeuksellisen suurta palautumatonta siirtymää.



**Kuva 6.19.** PH2800/I siirtymien vertailu alkutilanteen ja koekuormituksen päättymisen välillä.

## 7. MALLINTAMINEN

Ylösvetokokeiden tulosten perusteella tehtiin takaisinlaskenta elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis 3D-ohjelman versiolla 2017. Takaisinlaskennalla tarkoitetaan sitä, että täytön laskentaparametrit eivät olleet tarkasti tiedossa, joten ne arvioitiin vastaamaan löyhän tilan arvoja ja kalibroitiin vastaamaan ylösvetokokeiden tuloksia.

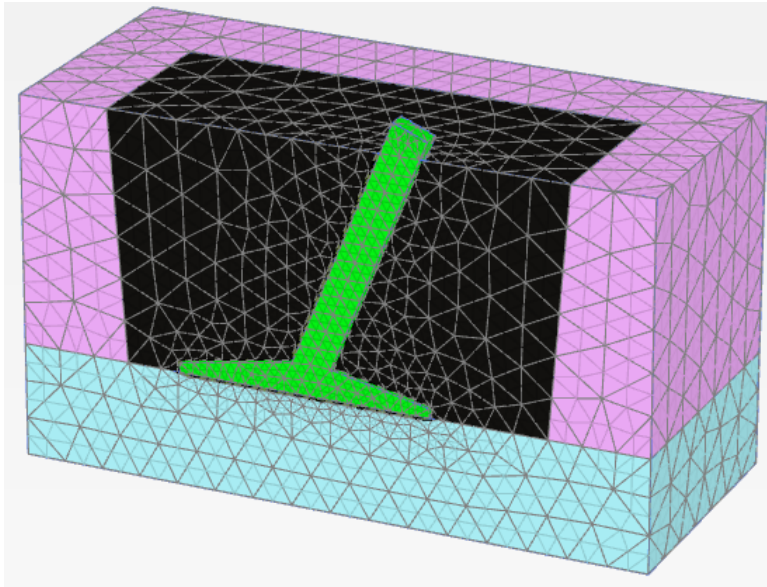
Kalibroiduilla arvoilla tutkittiin erilaisia ylösvetokestävyysvaikuttavia tekijöitä. Mallinnukset tehtiin Lavianvuoren ja Vihtavuoren kohteisiin. Forssan kohteeseen mallinnusta ei pystytty tekemään, koska savisen täytön ominaisuuksia oli mahdotonta arvioida luotettavasti ilman täyttöön tehtyjä pohjatutkimuksia.

### 7.1 Lavianvuori

#### 7.1.1 Laskentamalli

Perustukselle PH2800/I tehtiin mallinnus sekä löyhälle että tiiviille täytölle. Löyhälle täytölle tehtiin lisäksi mallinnus käyttämällä eri pohjavedenpinnan tasoja, jotta nähdään pohjavedenpinnan vaikutus ylösvetokestävyysvaikutukseen. Käytetyt pohjavedenpinnan tasot olivat pohjavesi -1 m maanpinnan korosta, pohjavesi maanpinnan korossa ja pohjavesi perustamistasossa. Pohjavedenpinta oli vetokokeiden yhteydessä tasolla -1 m maanpinnan korosta. Saveen tehdyllä mursketäytöllä on mahdollista, että vedenpinta kohoaisi maanpinnan korkoon asti rankkojen sateiden jälkeen. Käytetty laskentamalli on esitetty kuvassa 7.1. Perustuksen ympärillä käytettiin interface-elementtiä, joka mahdollistaa perustuksen ja maan välisen keskinäisen vaikutuksen kuvaamisen.

Plaxis-ohjelma ehdottaa vakiona käytettäväksi medium-tiheyksistä elementtiverkkoa. Medium-tiheydellä tehty laskentamalli on esitetty kuvassa 7.1. Laskennoissa käytettiin medium-tiheyksistä elementtiverkkoa, mutta osalle malleista tehtiin herkkyyystarkastelu tihentämällä elementtiverkko täytön kohdalta.



*Kuva 7.1. Perustuksen PH2800/I laskentamalli Vihtavuoressa.*

### 7.1.2 Materiaalimallit ja -parametrit

Perustukset mallinnettiin lineaarielastisella materiaalimallilla käyttämällä suurta kimmo-kerrointa, jolloin perustuksessa ei juurikaan tapahdu muodonmuutoksia. Perustuksen mallintamisessa käytetyt parametrit ovat esitetty taulukossa 7.1. Lineaarielastista materiaalimallia pidetään hyvänä jäykkien rakenteiden mallintamisessa. Mallissa materiaalin ominaisuuksia kuvataan kimmokertoimella  $E$  ja Poissonin luvulla  $\nu$ . (Plaxis 2017) Perustuksen mallintamisessa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 7.1.

*Taulukko 7.1. Perustusten materiaaliparametrit.*

Parametri	$E$	$\nu$	$\gamma_{\text{unsat}}$
Yksikkö	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^3$
Perustus	25000000	0,15	26,5

Kalliomurskeelle käytettiin Hardening Soil-materiaalimallia, joka huomioi maan myötö-lujittumisen. Materiaalimallissa maan lujuutta kuvataan tehokkaalla leikkauskestävyys-kulmalla  $\phi'$ , tehokkaalla koheesiolla  $c'$  ja dilataatiokulmalla  $\psi$ . Maan jäykkyyttä kuva-taan ensikuormituksen sekanttimoduulilla  $E_{50}$ , ensikuormituksen ödometrimoduulilla  $E_{\text{oed}}$  ja palautus tai toistokuormituksen moduulilla  $E_{\text{ur}}$  sekä Poissonin luvulla  $\nu$ . (Plaxis 2017) Laskennassa tehtiin vertailulaskelmia koevertoihin löyhän täytön parametrejä käyt-täen. Lisäksi tehtiin vertailulaskelma käyttäen tiivistetyn kalliomurskeen parametreja.

Näin nähdään tiivistyksen vaikutus ylösvetokestävyuteen. Laskentaparametrit ovat esitettyinä taulukossa 7.2.

**Taulukko 7.2.** Tiivistämättömän ja tiivistetyn kalliomurskeen materiaaliparametrit.

Para- metri	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{50}^{\text{ref}}$	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$m$	$\nu_{\text{ur}}$	$p^{\text{ref}}$	Rin- ter
Yk- sikkö	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$^\circ$	$^\circ$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	-	$\text{kN/m}^2$	-
KaM tii- vistämä- tön	17	19	1	36	6	13000	13000	39000	0,5	0,2	100	0,8
Kam tii- vistetty	20	22	1	42	12	100000	100000	300000	0,5	0,2	100	0,8

Kuivakuorisaven ja perustuksen alapuolisen savikerroksen mallintamiseen käytettiin lineaarielastista ideaaliplastista Mohr-Coulomb materiaalimallia. Materiaalimallissa maan lujuutta kuvataan leikkauskestävyyskulmalla  $\phi$ , koheesiolla  $c$  ja dilataatiokulmalla  $\psi$  tai vaihtoehtoisesti suljetulla leikkauslujuudella. Mallintamisessa maanlujuutta kuvattiin suljetulla leikkauslujuudella. Maan muodonmuutosta kuvataan kimmomoduulilla  $E$  ja Poissonin luvulla  $\nu$ . Kimmomoduulina käytetään keskimääräistä kimmomoduulia tarkasteltavassa kohteessa, eikä materiaalimalli ota huomioon maan jäykkyyden riippuvuutta jännityksistä. Saven suljetun tilan kuvaamiseen käytettiin Plaxis-ohjelman vaihtoehtoa ”undrained  $c'$ ”, jossa jännitykset kuvataan kokonaisjännityksinä ja maan lujuutta kuvataan suljetulla leikkauslujuudella. (Plaxis 2017) Kuivakuorisaven ja saven mallintamisessa käytetyt materiaaliparametrit ovat esitetty taulukossa 7.3.

**Taulukko 7.3.** Kuivakuorisaven ja saven materiaaliparametrit.

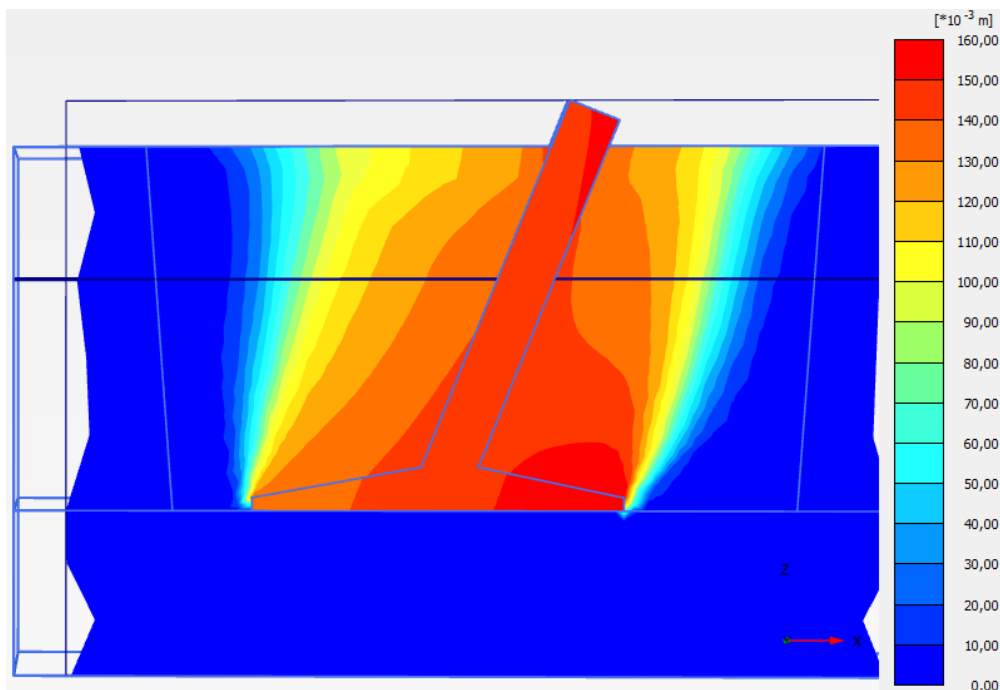
Materiaali	$\gamma_{\text{unsat}}$ [ $\text{kN/m}^3$ ]	$S_u$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	$E$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	$\nu$	Rinter
Yksikkö	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	-
Kuivakuori	17	40	15000	0,495	1
Savi	16	15	5000	0,495	0,01



### 7.1.3 Tulokset

Kuvassa 7.2 on esitetty perustuksen PH2800/I siirtymät murtorajatilan siirtymät pohjavedenpinnan ollessa 1 m maanpinnan alapuolella. Kuvasta nähdään, että murtopinta alkaa anturan ulkoreunoista ja kulkee melko tarkkaan vedon suunnassa maanpintaan.

Perustuksen PH2800/I vetokokeen ja eri FEM-mallinnusten voima-siirtymä-kuvaajat ovat esitettynä kuvassa 7.3. Vetokokeiden jälkeen pohjavedenpinnan taso oli -1 m maanpinnasta. Tätä vastaavalla löyhän täytön parametrein tehdyssä mallinnuksessa maa alkaa myötäämään selvästi suuremmalla kuormalla kuin vetokokeessa todettiin. 80 mm siirtymä vaatii mallinnuksen mukaan noin 10 % suuremman voiman kuin vetokokeessa todettiin.

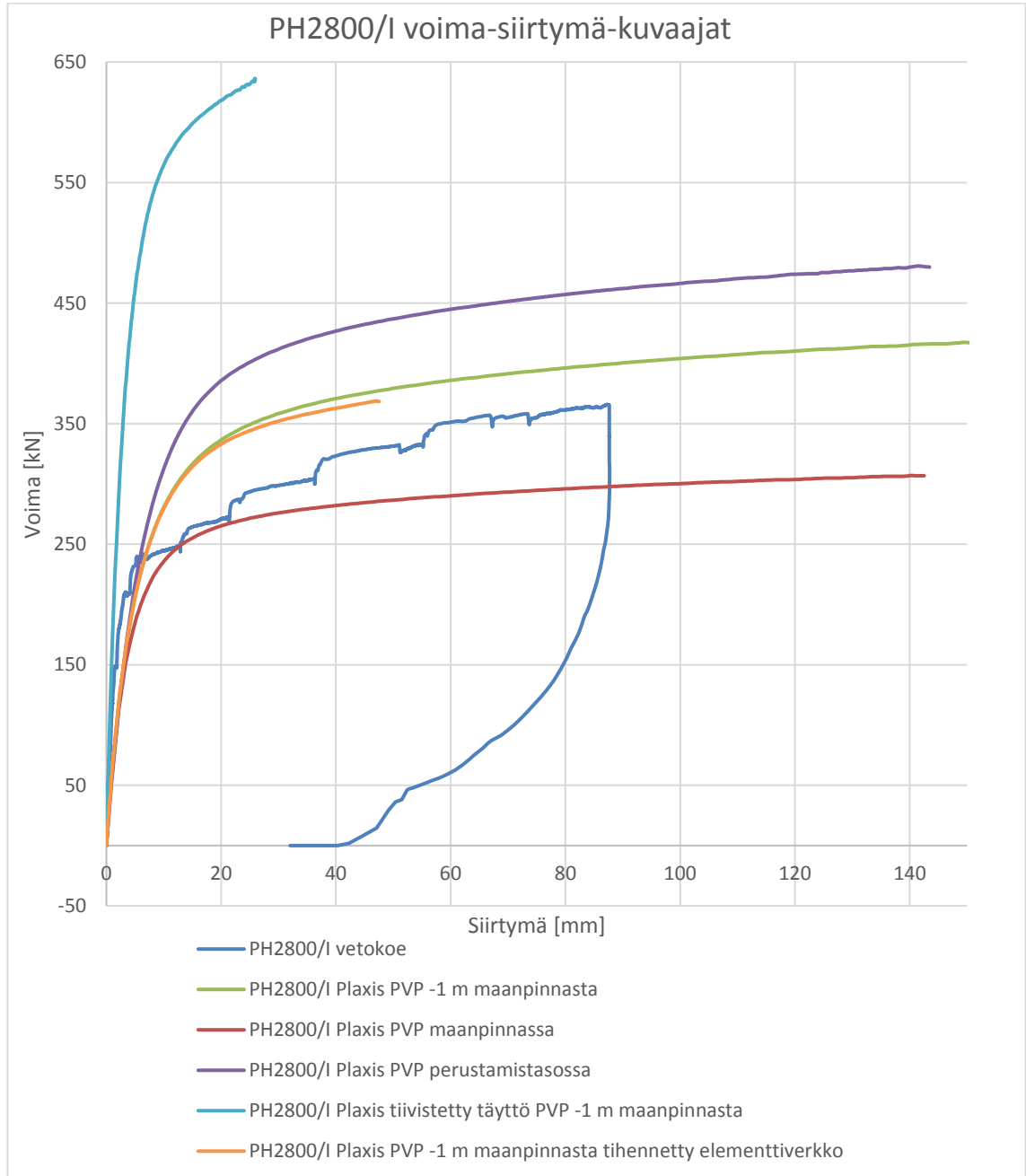


**Kuva 7.2.** Murtotilan siirtymät medium-tiheyksistä elementtiverkkoa käyttäen perustuksen PH2800/I mallinnuksessa, jossa pohjavesi on -1 m maanpinnasta.

Mallin herkkyytarkastelu tehtiin mallille, jossa pohjavedenpinnan taso on 1 m maanpinnan tason alapuolella. Medium-tiheydellä tehdyssä mallissa oli 9876 elementtiä ja 15183 solmua. Täytön kohdalta tihennetyssä mallissa oli 54579 elementtiä ja 76656 solmua. Eri verkon tiheyksillä tehtyjen mallinnusten käyttäytyminen on hyvin samankaltaista. Tihennetyllä elementtiverkolla huomattiin, että laskenta ei konvergoinut, minkä vuoksi laskenta loppui ennen varsinaista murtumista.

Pohjavedenpinnan tason merkityksen huomaa kuvaajista selvästi. Pohjavedenpinnan ollessa maanpinnassa 100 mm siirtymään tarvitaan noin 300 kN kuorma. Pohjavedenpinnan ollessa perustamistasossa tähän vaaditaan noin 470 kN kuorma.

Täytön tiivistämättä jättämisen vuoksi suuri osa maan kapasiteetista jää käyttämättä. Kuvasta 7.3 nähdään, että täytön tiivistäminen lisäisi merkittävästi ylösvetokestävyyttä ja pienentäisi murtorajatilan siirtymiä.

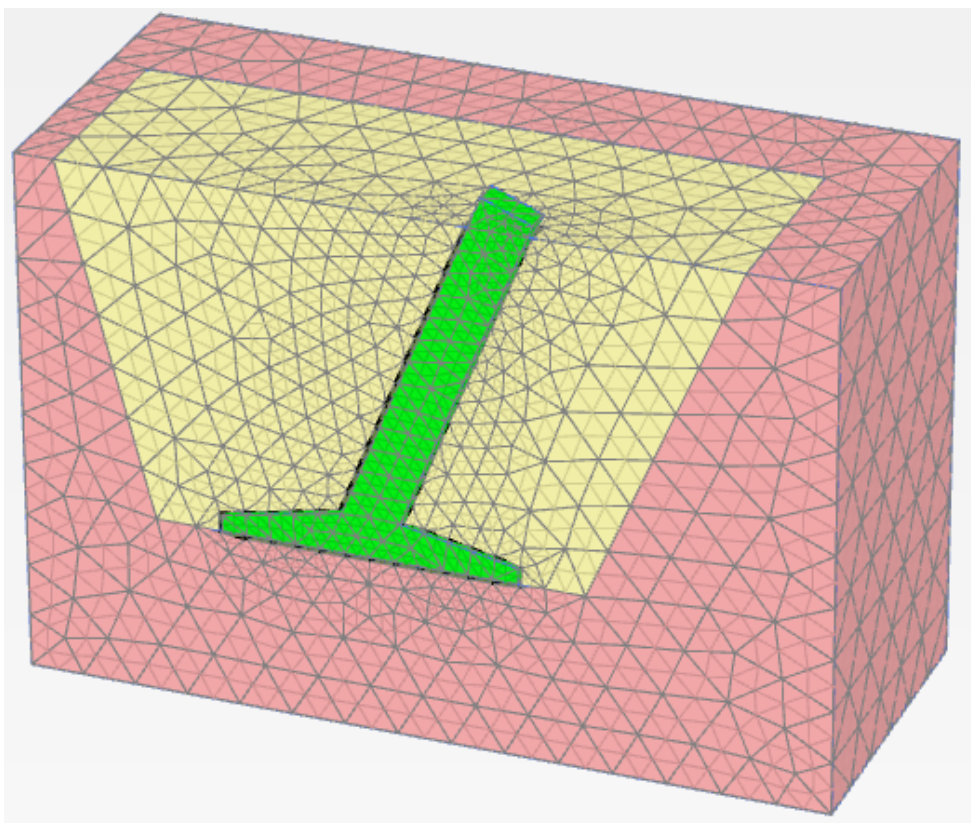


**Kuva 7.3.** PH2800/I vetokokeen ja FEM-mallien voima-siirtymä-kuvaajat.

## 7.2 Vihtavuori

### 7.2.1 Laskentamalli

Vihtavuoren kohteessa perustukset asennettiin symmetrisesti keskelle kaivannon keskelle, joten symmetrian vuoksi voitiin mallintaa vain puolet perustuksesta ja kaivannosta. Jokaisen perustuksen kohdalla kaivannon koko arvioitiin perustusten asennuksen yhteydessä otettujen valokuvien perusteella. Perustuksen PH2200/III medium-tiheydellä tehty laskentamalli on esitetty kuvassa 7.4. Mallinuksissa käytettiin medium-tiheyksistä elementtiverkkoa, mutta osalle malleista tehtiin herkkyytstarkastelu tihentämällä elementtiverkkoa täytön kohdalta.



*Kuva 7.4. Perustuksen PH2200/III malli Vihtavuorella.*

### 7.2.2 Materiaalimallit ja -parametrit

Pohjamaan ja täytön mallintamiseen käytettiin Hardening Soil-materiaalimallia taulukossa 7.2 esitettyin parametrein. Perustukset mallinnettiin vastaavasti kuin Lavianvuorella.

**Taulukko 7.4.** Täytön ja pohjamaan materiaaliparametrit.

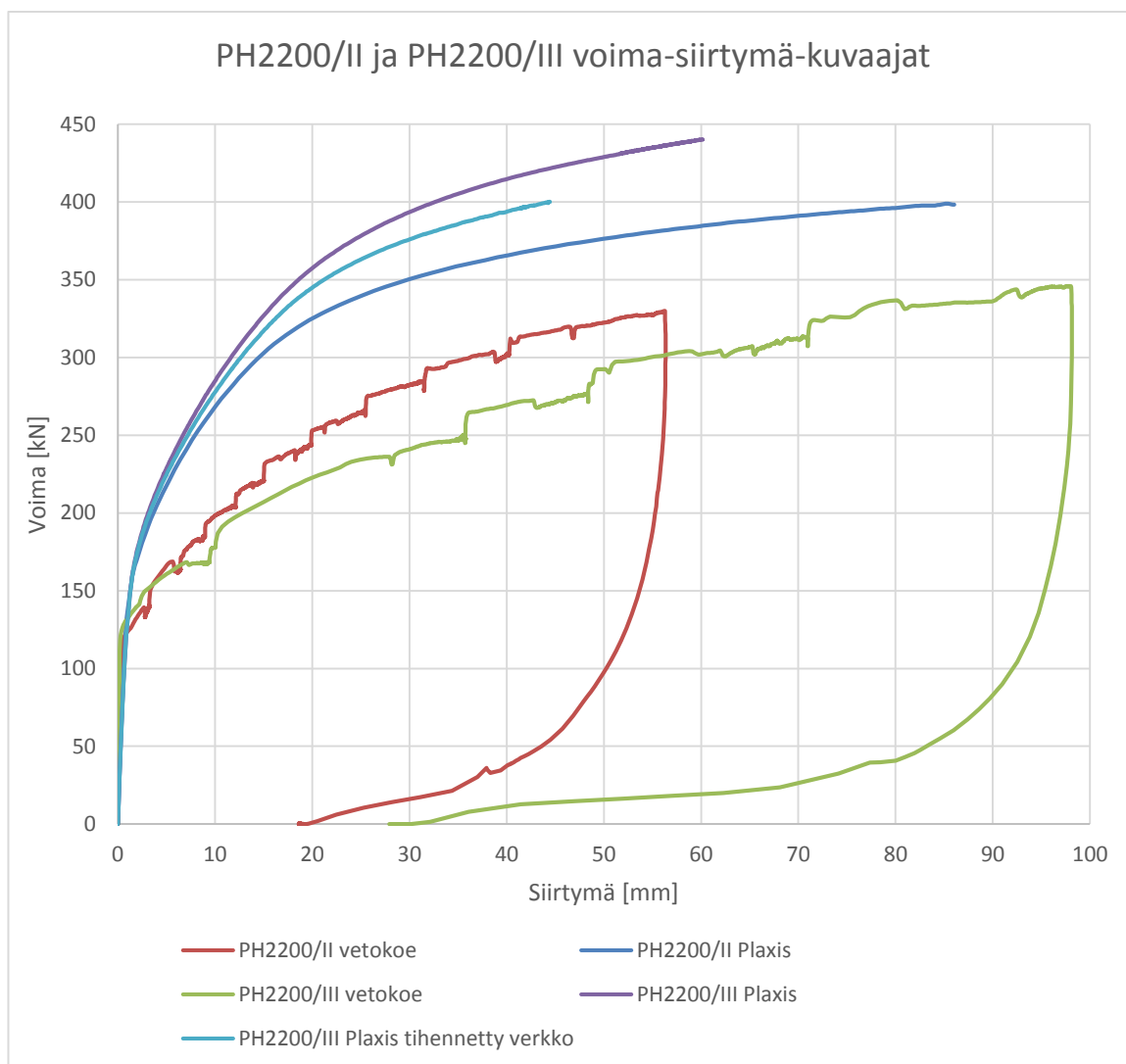
Parametri	$\gamma_{\text{unsat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{50}^{\text{ref}}$	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$m$	$\nu_{\text{ur}}$	$p^{\text{ref}}$	Rin- ter
Yksikkö	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	°	°	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	-	$\text{kN/m}^2$	-
Täyttö	17	1	34	2	13000	13000	39000	0,5	0,2	100	0,8
Pohjamaa	17	1	34	4	50000	50000	150000	0,5	0,2	100	0,8

### 7.2.3 Tulokset

Kuvassa 7.5 on esitetty perustusten PH2200/II ja PH2200/III vetokokeiden ja FEM-mallinnusten voima-siirtymä-kuvaajat. Plaxis-ohjelman oletuksena käyttämällä medium-elementtiverkolla perustuksen PH2200/III laskentamallin koko oli 6674 elementtiä ja 10606 solmua. Mallin herkkyytarkastelussa mallia tihennettiin täytön kohdalta, jolloin mallin koko oli 15436 elementtiä ja 22866 solmua.

Perustuksen PH2200/III medium-elementtiverkolla ja tihennetyllä elementtiverkolla tehtyjen mallinnusten vertailusta nähdään, että vakiona käytetty elementtiverkko yliarvioi hieman maan lujuutta ja jäykkyyttä. 40 mm siirtymään vaaditaan medium-elementtiverkolla noin 20 kN suurempi kuorma kuin tihennetyllä elementtiverkolla tehdyssä mallinnuksessa.

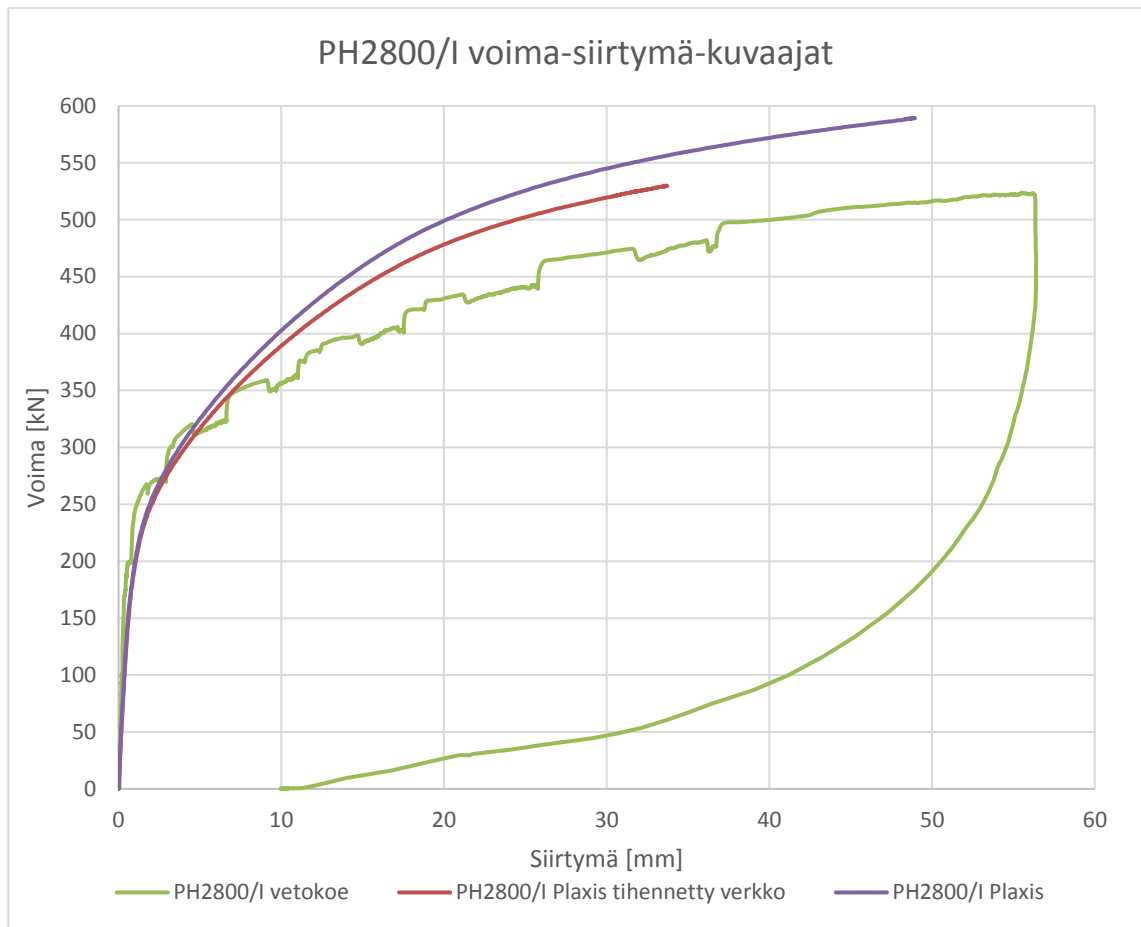
Kaikissa voima-siirtymä-kuvaajissa perustus lähtee siirtymään selvästi noin 125 kN kuormalla. Mallinnuksen voima-siirtymä-kuvaajissa käyttäytyminen on selvästi todellista jäykempi. Perustuksella PH2200/II vetokokeen ja mallinnuksen kuvaajien kulmakerroin on samaa luokkaa noin 20 mm siirtymästä eteenpäin. Perustuksen PH2200/II vetokokeessa 50 mm siirtymä saavutettiin 323 kN kuormalla. Plaxis-mallinnuksessa tämä siirtymä vaati noin 366 kN kuorman. Perustusten PH2200/II ja PH2200/III mallisten voima-siirtymä-kuvaajista nähdään perustamissyvyyden kasvattamisen vaikutus.



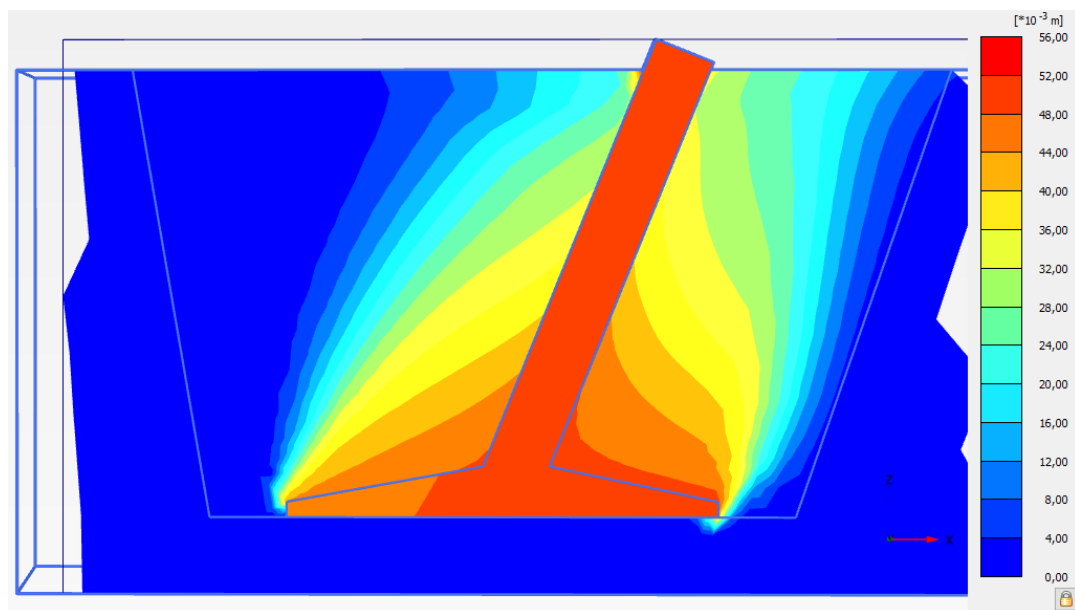
**Kuva 7.5.** Perustusten PH2200/II ja PH2200/III vetokokeiden ja FEM-mallien voima-siirtymä-kuvaajat.

Perustukselle PH2800/I tehtiin mallinnus käyttäen medium-elementtiverkkoa ja very fine-elementtiverkkoa koko laskentamallille. Voima-siirtymä-kuvaajat on esitetty kuvassa 7.6. Noin 6 mm siirtymään asti mallinnusten ja vetokokeen käyttäytyminen on melko samanlaista. Tämän jälkeen molemmissa mallinuksissa maan käyttäytyminen on selvästi jäykempää kuin vetokokeen. Tihennetyllä elementtiverkolla tehdyn mallinnuksen käyttäytyminen on hieman löyhempää medium-elementtiverkolla tehtyyn mallinnukseen verrattuna.

Kuvassa 7.7 on esitetty perustuksen PH2800/I murtotilan siirtymät. Kuvasta nähdään, että murtopinta lähtee anturan reunoista ja etenee melko tarkasti vedon kulmassa maanpintaan.



**Kuva 7.6.** PH2800/I vetokokeen ja FEM-mallin voima-siirtymä-kuvaajat.

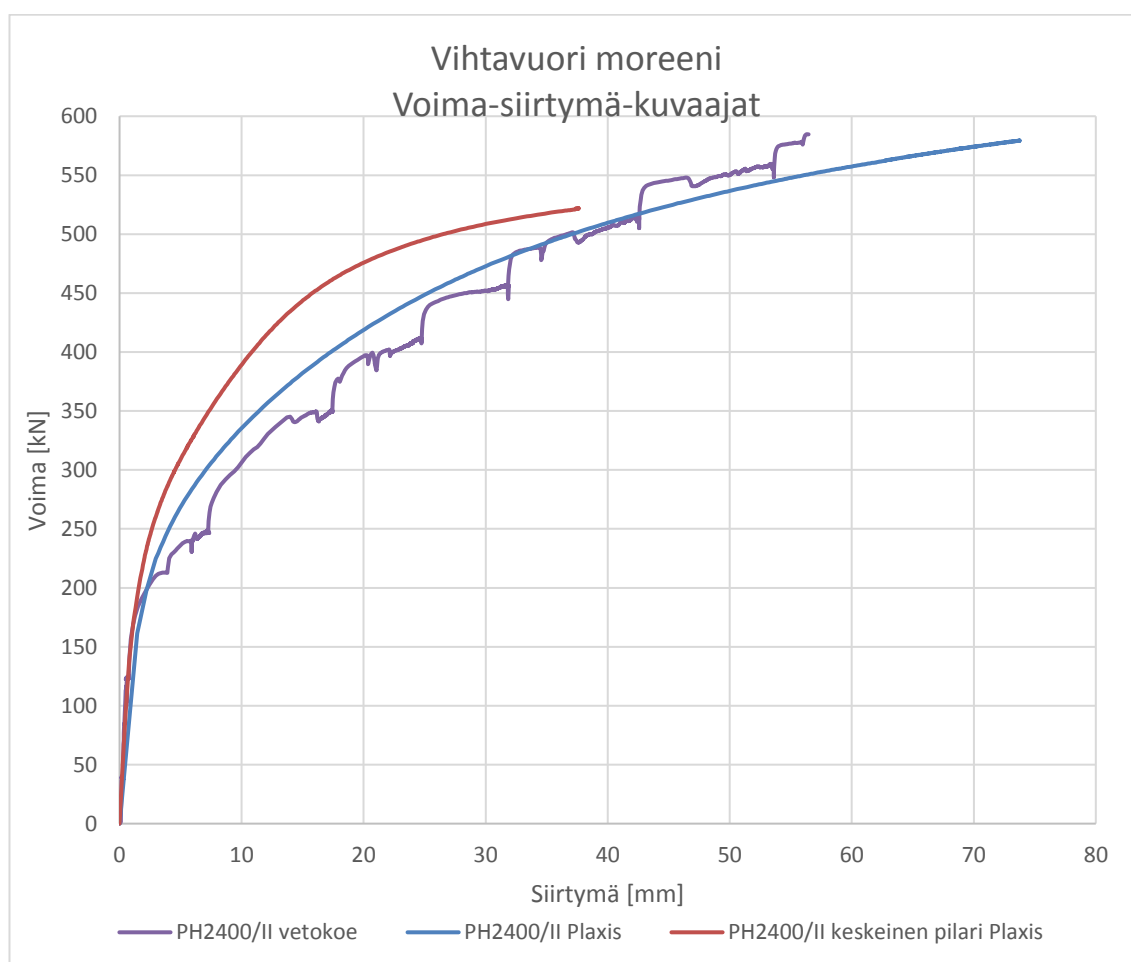


**Kuva 7.7.** Murtotilan siirtymät perustuksen PH2800/I mallissa, jossa käytettiin medium-tiheyksistä elementtiverkkoa.

Kuvassa 7.8 on esitetty perustuksen PH2400/II vetokokeen ja FEM-mallin voima-siirtymä-kuvaajat. Lisäksi FEM-mallinnuksella tarkasteltiin tilannetta, jossa perustuksen PH2400/II pilariosa oli anturan keskellä. Tällä oletettiin olevan ylösvetokestävyyttä lisäävä vaikutus, koska epäkeskinen pilariosa aiheuttaa perustuksen kiertymisen.

FEM-mallinnuksen perusteella pilariosan siirtäminen anturan keskelle lisäisi perustuksen PH2400/II ylösvetokestävyyttä noin 5...10 %. Perustuksen alapuolisen maan ollessa esimerkiksi savea olisi ylösvetokestävyyden suhteellinen kasvu luultavasti suurempi, koska pehmeä pohjamaa mahdollistaisi perustuksen kiertymisen helpommin.

Perustuksen PH2400/II ja FEM-mallinnuksen välillä saavutetaan erittäin samankaltaiset voima-siirtymä-kuvaajat.



**Kuva 7.8.** PH2400/II vetokokeen ja FEM-mallinnusten voima-siirtymä-kuvaajat.

## 8. VERTAILULASKELMAT

Vertailulaskennassa maan tilavuuspainolle ja leikkauskestävyyskulmalle valittiin eri kohteisiin sopivat arvot, joiden katsottiin kuvaavan tiivistämättömän täytön ominaisuuksia mahdollisimman realistisesti.

Forssan kohteen jälkilaskennoissa suljettu leikkauslujuus kalibroitiin jokaisen perustuksen kohdalla siten, että laskentakaavalla saatiin ylösvetokoetta vastaava ylösvetokestävyys. Täytön leikkauslujuutta ei tutkittu, joten realistisen pohjatutkimuksiin perustuvan suljetun leikkauslujuuden arvon käyttäminen laskennoissa ei ollut mahdollista.

Vihtavuoren kohteeseen tehtiin vertailulaskelmat käyttäen standardin IEEE 691-2001 kaavoja 5 ja 7. Maanpaine kertoimena käytettiin lepopaine kerrointa taulukon 3.2 mukaisesti. Tällä tavalla lasketut ylösvetokestävyudet olivat selvästi pienemmät kuin ylösvetokoeissa, joten Vihtavuoren ja Lavianvuoren kohteisiin tehtiin jälkilaskennat, joissa käytettiin ylösvetokokeita vastaaviksi kalibroituja maanpaine kertoimia.

### 8.1 Mittaustulosten vertailu nykyisiin mitoitusmenetelmiin

#### 8.1.1 Forssa

Kohteen jälkilaskennat tehtiin standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitetyllä koheesiomaille tarkoitetulla kaavalla. Kyseessä on tiivistämätön täyttö, joten maan tilavuuspainoksi pohjavedenpinnan yläpuolella arvioitiin  $14 \text{ kN/m}^3$  ja pohjavedenpinnan alapuolella  $4 \text{ kN/m}^3$ . Pohjavedenpinnan tason oletettiin olevan  $-1,9 \text{ m}$  maanpinnan koron alapuolella. Vertailulaskelmien perusteella määritettiin jokaiselle perustukselle koheesioista riippuva vakio  $C$ , jolla saadaan murtokuormaa  $R_{60}$  vastaava ylösvetokestävyys. Vertailulaskelmien tulokset on esitetty taulukossa 8.1. Tarkemmat laskelmat on esitetty liitteessä 6. Taulukossa on esitetty vetokokeissa todettua  $60 \text{ mm}$  siirtymää vastaava murtokuorma  $R_{60}$  ja ylösvetokestävyys  $R_k$ , joka on saatu käyttäen tiettyä koheesiosta riippuvan vakion  $C$  arvoa.



**Taulukko 8.1.** Vertailulaskelmat standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaisesti.

	PH2200/II	PH2200/III	PH2400/II	PH2800/I
<b>R<sub>60</sub></b>	187 kN	190 kN	250 kN	225 kN
<b>C</b>	7 kN/m <sup>2</sup>	6,5 kN/m <sup>2</sup>	5,3 kN/m <sup>2</sup>	5,4 kN/m <sup>2</sup>
<b>R<sub>k</sub></b>	187 kN	190 kN	250 kN	226 kN

Taulukossa 8.1 esitettyjen vertailulaskelmien tuloksista nähdään, että eri perustuksille vertailulaskelmissa määritetyt vakion C arvot ovat lähellä toisiaan. Suljetusta leikkauslujuudesta riippuvan vakion C variaatiokerroin taulukon 8.1 arvoilla laskettuna on 12 %. Hienorakeisen maalajin suljetulle leikkauslujuudelle laskettua 12 % variaatiokerrointa voidaan pitää erittäin pienenä arvona. Tämän perusteella voidaan päätellä, että eri perustusten täytöt ovat olleet hyvin tasalaatuisia.

Vertailulaskemien perusteella perustukselle PH2400/II saatiin pienin vakion C arvo. Tämä johtuu osittain siitä, että standardin SFS-EN 50341-2-7 mitoituskaavassa murtopinta oletetaan pystysuoraksi. Vetokokeiden perusteella todettiin, että murtopinta on vedon suuntainen. Perustuksella PH2400/II vedon kulma on suurempi kuin muilla perustuksilla, joten perustamissyvyyden käyttäminen murtopinnan pituutena aiheuttaa enemmän virhettä.

### 8.1.2 Lavianvuori

Standardin SFS-EN 50341-2-7 kitkamaille tarkoitettu mitoituskaava ei sovellu kitkamaihin, joissa pohjavedenpinnan taso on perustamistason yläpuolella. Tämän vuoksi jälkilaskennat päätettiin tehdä käyttäen standardissa IEEE 691-2001 esitetyn yleisen laskentamenetelmän kaavaa 7. Murtopinnan pituutena käytettiin perustamissyvyyttä, jotta laskelmat olisivat vertailukelpoisia aiemmin esitetyn kaavan 29 kanssa. Vertailulaskelmilla määritettiin maanpaine kerroin K, jolla saatiin ylösvetokokeella todettua murtokuormaa R<sub>100</sub> vastaava ylösvetokestävyys. Kaavalla 28 voidaan määrittää kaavan 29 vaatimat kitkasta riippuvat vakiot k ja k'. Laskelmissa maantilavuuspainona pohjavedenpinnan yläpuolella käytettiin arvoa 17 kN/m<sup>3</sup> ja pohjavedenpinnan alapuolella 9 kN/m<sup>3</sup>. Leikkauskestävyysskulmalle käytettiin arvoa 36°. Pohjavedenpinnan oletettiin olevan perustuksella PH2200/II 60 cm maanpinnan koron alapuolella ja muilla perustuksilla 1 m maanpinnan koron alapuolella. Yhteenveto laskelmista on esitetty taulukossa 8.2. Tarkemmin vertailulaskelmat on esitetty liitteessä 7.

**Taulukko 8.2. Vertailulaskelmat.**

	PH2200/II	PH2200/III	PH2400/II	PH2800/I	Haruslaatta
<b>R<sub>100</sub></b>	176 kN	350 kN	378 kN	360 kN	225 kN
<b>K</b>	0,7	1,27	0,97	0,77	0,96
<b>k</b>	5,95 kN/m <sup>3</sup>	10,8 kN/m <sup>3</sup>	8,2 kN/m <sup>3</sup>	6,5 kN/m <sup>3</sup>	8,2 kN/m <sup>3</sup>
<b>k'</b>	3,2 kN/m <sup>3</sup>	5,7 kN/m <sup>3</sup>	4,4 kN/m <sup>3</sup>	3,5 kN/m <sup>3</sup>	4,3 kN/m <sup>3</sup>
<b>R<sub>k</sub></b>	176 kN	351 kN	377 kN	361 kN	225 kN

Taulukon 8.2 laskelmien perusteella kitkasta riippuvan vakion keskiarvo pohjavedenpinnan yläpuolella on ollut 7,9 kN/m<sup>3</sup> ja pohjavedenpinnan alapuolella 4,2 kN/m<sup>3</sup>. Maanpainekertoimen keskiarvo on 0,9. Variaatiokerroin kitkasta riippuville vakioille ja maanpainekertoimelle on 21 %. Pohjaveden yläpuolinen keskiarvo on huomattavasti pienempi kuin standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitetty louhoskivitäytteelle käytettävä vaihteluväli 13...18 kN/m<sup>3</sup>. Luultavasti täyttöjen tiiveyksissä ja pohjavedenpinnoissa on ollut eroja eri perustusten välillä.

### 8.1.3 Vihtavuori

Kohteen jälkilaskennat toteutettiin standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitettyllä kitkamaille tarkoitetulla kaavalla 28. Tiivistämättömän täytön leikkauskestävyyskulman arvioitiin olevan 34° ja tilavuuspainon 17 kN/m<sup>3</sup>. Näiden tietojen perusteella jokaisella perustukselle määritettiin vakiolle k arvo, jolla saatiin murtokuormaa R<sub>100</sub> vastaava ylösvetokesävyys. Leikkauskestävyyskulmaa ja tilavuuspainoa ei määritetty laboratoriossa, vaan ne määritettiin rakeisuuden perusteella löyhän tilan arvoja vastaavaksi. Standardin mukaisessa mitoituksessa leikkauskestävyyskulmalla ja maan tilavuuspainolla on suuri vaikutus. Leikkauskestävyyskulman tai tilavuuspainon arviointi liian pieneksi johtaa vertailulaskelmissa vakion k arvojen kasvamiseen. Liian pienen leikkauskestävyyskulman tai tilavuuspainon käyttö vertailulaskelmissa puolestaan johtaa liian suureen vakion k arvoon. Yhteenveto laskelmista on esitetty taulukossa 8.3. Tarkemmin laskelmat on esitetty liitteessä 8. Aiemmin esitetyn IEEE:n yleisen laskentamenetelmän mukaan murtopinnalla vaikuttava kitka syntyy vaakasuuntaisesta maanpaineesta. Vakion k sisältämä maanpainekerroin K voidaan kaavalla 28. Taulukkoon 8.3 on laskettu myös lasketut maanpainekertoimet K.

Standardin IEEE 691-2001 mukaan hieman tiivistetyssä täytössä tapahtuva murtuminen tulee laskea käyttämällä maanpainkertoimenä lepopaineekerrointa. Taulukossa 8.3 on esitetty myös lepopainemitoituksella laskettu murtokuorma.

**Taulukko 8.3.** *Vertailulaskelmat.*

	<b>PH2200/II</b>	<b>PH2200/III</b>	<b>PH2400/II</b>	<b>PH2800/I</b>	<b>Haruslaatta</b>
<b>R<sub>100</sub></b>	370 kN	340 kN	610 kN	550 kN	320 kN
<b>k</b>	10,1 kN/m <sup>3</sup>	7,7 kN/m <sup>3</sup>	10,8 kN/m <sup>3</sup>	8 kN/m <sup>3</sup>	11 kN/m <sup>3</sup>
<b>K</b>	1,2	0,9	1,3	0,9	1,3
<b>R<sub>k</sub></b>	369 kN	340 kN	609 kN	552 kN	319 kN
<b>R<sub>k</sub> K=K<sub>0</sub></b>	218 kN	238 kN	380 kN	372 kN	174kN

Standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaan moreenin kitkasta riippuvalle vakiolle k voidaan käyttää arvoja 9-16 kN/m<sup>3</sup>. Vetokokeiden tulosten perusteella määritettyjen kitkasta riippuvien vakioden keskiarvo on 9,5 kN/m<sup>3</sup> ja maanpaine kertoimen keskiarvo on 1,1. Näiden molempien on variaatiokerroin 15 %. Kitkasta riippuvan vakion keskiarvo on erittäin lähellä standardissa esitetyn vaihteluvälin alarajaa. Tämän perusteella voidaan päätellä, että kitkasta riippuvan vakion yläpään arvojen käyttö mitoituksessa antaisi turhan suuria ja epävarmalla puolella olevia ylösvetokestävyysarvoja. Käytännön mitoituksessa taulukon 8.3 arvoilla kaikilla perustuksilla mitoittavaksi tilanteeksi tulee perustuksen rakenteellinen kestävyys. Tämä estää mitoituksessa suurilla vakion k arvoilla saatujen epävarmalla puolella olevien ylösvetokestävyysarvojen käyttämisen mitoituksessa.

Vertailulaskelmien perusteella huomataan, että suurimmat vakion k kertoimet ovat perustuksilla joilla on pienimmät perustamissyvyydet. Tämän perusteella voidaan päätellä, että ylösvetokestävyys ei kasva lineaarisesti syvyyden mukaan, kun käytetään murtokriteerinä tiettyä siirtymän raja-arvoa.

Standardin IEEE 691-2001 laskentamenetelmällä saadaan selvästi vetokokeissa todettua pienempiä ylösvetokestävyysarvoja. Laskentamenetelmä soveltuu paremmin vapaasti seisovien pylväiden perustuksien mitoittamiseen, koska ne ovat harustettuja perustuksia herkempiä siirtymille.

## 9. TULOSTEN ANALYSOINTI

### 9.1 Tulosten luotettavuus ja epävarmuustekijät

Mittauksissa käytettiin asianmukaisesti kalibroitua ja huollettua mittaislaitteistoa. Tunkin voimaa ja perustuksen sekä maan siirtymiä mitattiin sekunnin välein. Pilarin pään siirtymää mitattiin kahdella siirtymäanturilla, jotka oli asennettu kuvan 5.10 mukaisesti. Voima-siirtymä-kuvaajat piirrettiin näiden kahden siirtymäanturin keskiarvona. Tulosten käsittelyssä perustuksen siirtymää mittaavissa siirtymäantureissa havaittiin poikkeuksellista käyttäytymistä yhden koevedon osalta. Vihtavuoren perustuksen PH2400/II koe-kuormituksessa toisen siirtymäanturin siirtymät lopuivat täysin 37 minuutin ajaksi, mutta jatkuivat myöhemmin. Luultavasti kyseessä oli jokin sähköinen häiriö. Tämän siirtymäanturin tulokset jätettiin huomioimatta ja voima-siirtymä-kuvaaja tehtiin vain yhden siirtymäanturin tulosten perusteella. Lisäksi osassa vetokokeista maan siirtymien mittaamiseen tarkoitetuissa siirtymäantureissa havaittiin häiriöitä. Maan voima-siirtymä-kuvaajista poistettiin niiden antureiden tulokset, joissa haivattiin selvää häiriötä.

Voima-anturin mittaustuloksissa havaittiin muutamia hetkellisiä piikkejä, jotka ylittivät tunkin kapasiteetin. Siirtymämittareissa ei havaittu kuormituspiikkien kohdalla poikkeuksellisen suuria siirtymiä, eikä tunkin kapasiteetin ylittäminen käytännössä ole mahdollista, joten havaitut kuormituspiikit poistettiin kuvaajista.

Pilariharusankkureiden siirtymiä mitattiin vain pilarin pään suuntaisesti. Vetokokeissa kuormaa ei saatu kohdistettua perustuksiin täysin perustuksien pilariosan suuntaisesti. Tämän takia perustuksiin tuli myös jonkin verran vaakasuuntaista siirtymää, jonka suuruutta vetokokeissa ei mitattu. Eriyisen hankalaksi vedon oikea suuntaus osoittautui perustuksen PH2400/II kohdalla, koska sen pilariosan kulma poikkesi muista. Forssassa perustus vedettiin noin 27 asteen kulmassa. Lavianvuoressa veto tehtiin noin 33 asteen kulmassa. Vihtavuoressa perustus oli asennettu hieman vinoon noin 32 asteen kulmaan. Kuormitus tehtiin noin 35 asteen kulmassa. Perustuksessa PH2400/II pilariosa ei sijaitse pituussuunnassa anturan keskellä. Muilla pilariharusankkureilla pilariosa sijaitsee pituussuunnassa anturan keskellä. Perustuksen PH2400/II kohdalla pilariosan epäkeskinen sijainti anturaan nähden, aiheutti vaakasuuntaista siirtymää ja kiertymää perustukseen.

Standardi IEC 61773 suosittelee, että suunnittelutesteissä koevedetään vähintään kolme identtistä perustusta samanlaisissa pohjaolosuhteissa. Tällöin tulosten luotettavuus pystytään laskemaan Studentin t-jakaumalla. Tämä ehto ei täyttnyt vetokokeissa. Luotettavuutta pystytään arvioimaan lähinnä perustusten PH2200/II ja PH2200/III koetulosten perusteella, vaikka perustukset poikkeavatkin perustamissyvyyden osalta.

Kaikkia perustuksia ei kuormitettu vetokokeiden jälkeen määritettyyn murtotilana pidettävään 100 mm siirtymään saakka, koska murtotilana pidettävää siirtymää ei ilmoitettu ennen vetokokeita. Tästä seuraa epävarmuutta murtokuorman arvioinnissa. Forssan koeperustuksilla arviointia ei tehty, koska voima-siirtymä-kuvaajissa ei ollut selkeätä yhtäläisyyttä, jonka perusteella arvio olisi voitu tehdä. Lavianvuoren ja Vihtavuoren koeperustuksien voima-siirtymä-kuvaajista löytyi selvempi yhtäläisyys voima-siirtymä-käyttäytymisessä. Täten 100 mm siirtymää vastannut kuorma pystyttiin arvioimaan, vaikka kaikkia perustuksia ei kuormitettu tähän siirtymään saakka.

Maan siirtymän mittauksiin käytetty laserkeilaus on hyvin tarkka menetelmä, kun mitataan hyvin heijastavaan sileään pintaan. Suoraan maahan mittauksessa pisteet eivät osu samoihin kohtiin, mistä syntyy epätarkkuutta. Erittäin hyvällä käytännön mittaustarkkuudella pitäisi siirtymävertailukuvissa selvästi kuormitetun alueen ulkopuolella olevien pisteiden jakautua tasaisesti 0...10 mm ja -10...0 mm siirtymiä kuvaavien värien kesken. Siirtymävertailukuvien perusteella näin hyvään mittaustarkkuuteen ei päästy. Siirtymävertailukuvien perusteella voidaan arvioida mittaustarkkuuden olevan noin  $\pm 10$  mm. Siirtymävertailukuvat tehtiin Trimble Realworks-ohjelmiston Twin Surface Inspection toiminnolla. Toiminnolla voidaan vertailla kahden eri pinnan välisiä siirtymiä yhdessä tasossa. Siirtymävertailukuvissa kuvissa on tarkasteltu pystysuuntaista siirtymää. Pilarin pään siirtymät eivät ole kuvissa oikein, koska niissä tapahtui siirtymiä myös vaakasuunnassa tarkasteltuun tasoon nähden.

Forssassa kaikki kuormitusportaat tehtiin standardista poiketen noin 10 minuutin kestoisina. Standardissa suositellaan, että koheesiomaissa kuormitusportaalta 70 % alkaen kuormitusportaan kesto olisi vähintään 30 minuuttia. Lyhyemmistä kuormitusportaista johtuen koekuormituksen tulokset ovat parempia, kuin mitä täysin standardin mukaisella kuormitusmenettelyllä olisi saatu.

Tulosten analysoinnin kannalta suurimmat epävarmuustekijät kohdistuvat maaperätietoihin. Forssan kohteessa tehtiin pohjatutkimuksia luonnontilaiseen pohjamaahan. Maan murtuminen tapahtui pääosin täytössä, joka on häiriintynyt perustusten asennuksen yhteydessä. Täytön lujuusominaisuuksien ja tilavuuspainon luotettava määrittäminen luonnontilaisen maanlujuuden perusteella on mahdotonta. Myös pohjaveden pinnan määrittäminen koekuopasta sisältää epävarmuutta.

Lavianvuoressa tehtiin pohjatutkimuksia luonnontilaiseen maahan. Murto tapahtui kuitenkin mursketäytössä, jonka ominaisuuksia ei tutkittu. Löyhän mursketäytön ominaisuudet jouduttiin siten arvioimaan kirjallisuustietojen perusteella. Pohjavedenpinnan taso arvioitiin kahden perustuksen aukikaivuun yhteydessä. Pohjavedenpinnan tason arviointi sisältää epävarmuutta, eikä pohjavedenpintaa ei arvioitu kaikkien perustusten osalta. Saavesien valuminen aiheuttaa sen, että vedenpinnan tasossa on saattanut olla eroavaisuuksia eri perustusten täytöissä.

Tulosten analysoinnin kannalta Forssan ja Lavianvuoren koeperusten kannalta suuri epävarmuus kohdistuu laatan alapintaan muodostuvan huokosveden alipaineen suuruuteen. Huokosvedenpaineen suuruutta ei mitattu, joten sen vaikutusta ylösvetokestävyyden suuruuteen on erittäin hankala arvioida.

Vihtavuoren kohteen maaperää selvitettiin koevetojen jälkeen otetuilla maanäytteillä, joista määritettiin rakeisuus. Kairauksia ei tehty. Täyttömateriaalin ominaisuuksia jouduttiin siten arvioimaan rakeisuuden ja kirjallisuustietojen perusteella. Pohjavedenpinta oli kaikkien koeperustusten perustamistason alapuolella, joten sen arvioiminen ei tuo epävarmuutta.

Pilariharusankkureiden perustamissyvyys pystytään mittaamaan maanpinnan yläpuolelle jäävästä pilariosasta ja haruslaattojen perustamissyvyudet harusvartaasta. Kaikkien koevedettyjen perustusten asennussyvyudet mitattiin ennen koevetoja 5 cm tarkkuudella, joten perustamissyvyydestä syntyvä epävarmuus on pieni. Toteutuneissa perustamissyvyyksissä havaittiin merkittäviä eroja ohjeellisiin perustamissyvyksiin verrattuna.

## 9.2 Forssa

Koevetojen tulokset olivat loogiset. Perustuskoon kasvaessa myös ylösvetokestävyys lisääntyy. Perustusten PH2200/II ja PH2200/III murtokuormat  $R_{60}$  olivat lähellä toisiaan. Tunkkausalustaa varten tehtiin murskepeti, jokaisen perustuksen kohdalle. Kaivinkoneenkuljettajan mukaan perustus PH2200/III liikkui selvästi, kun murskepetiä tiivistettiin kaivinkoneen kauhalla. Tästä voi päätellä, että täytöt ovat olleet erittäin löyhässä tilassa.

Perustuksen palautuminen saatiin mitattua vain perustukselta PH2800/I. Palautumista tapahtui selvästi vähemmän kuin kitkamaalla täytetyillä perustuksilla Lavianvuorella ja Vihtavuorella. Savisessa täytössä palautumista olisi luultavasti tapahtunut lisää, jos tarkastelu-aikaa olisi jatkettu pidempään.

Savella täytetyillä perustuksilla ajan kuormituksen keston vaikutus ylösvetokestävyyteen on myös selvempi kuin kitkamaatäytöillä. Testausmenettelyssä poikettiin standardista käyttämällä suositeltua lyhyempiä kuormitusportaita. Saviperustuksilla kuormituksen ollessa päällä jatkuvaa siirtymää tapahtuu jo pienilläkin kuormitusportailta. Perustuksella PH2800/I kuorma kasvoi vain 10 % 60 mm siirtymästä 100 mm siirtymään. Näiden syiden vuoksi savessa on perusteltua soveltaa 60 mm maksimisiirtymää vastaavaa murtokriteeriä.

Siirtymämittausten ja laserkeilausten perusteella murtopintaa, joka kulkee haruskulman suunnassa anturan laatan muotoisena, voidaan pitää hyvänä oletuksena mitoitukseen. To-

dellisuudessa murtopinnan todettiin kartioituvan pilariharusankkureiden leveys suunnassa. Kuormituksen jälkeinen pilariosan takapuolisen maan vajoaminen johtui mahdollisesti erittäin löyhästä ja tiivistämättömästä täytöstä.

Perustuksen PH2400/II siirtymämittauksissa suurin ero pilarin eripuolella olleissa siirtymämittareissa oli noin 4 mm. Forssan koevedossa perustuksella PH2400/II ei siis tapahtunut merkittävää kiertymää, joka olisi johtunut muihin pilariharusankkureihin nähden poikkeavasta rakenteesta.

Savella täytetyillä perustuksilla ensimmäisen perustukseen kohdistuvalla suuremmalla kuormituksella ei ole vastaavaa löyhää täyttömaata lujittavaa vaikutusta kuin kitkamaatäytöissä. Perustuksen PH2200/III koevedon yhteydessä havaittiin, että anturan yläpuoliseen maahan syntyy tyhjätila. Tyhjätila katoaa myöhemmin maan painuessa kasaan. Jos perustusta kuormitettaisiin uudestaan heti tyhjätilan syntymisen jälkeen, tapahtuisi siinä suuret alkusiirtymät erittäin pienellä kuormituksella.

Vetokokeiden koekuormitusmenettely ei huomionnut kuormitusten syklistyyttä. Pohjamaan ja täytön ollessa savea voisi olettaa, että lyhyellä frekvenssillä toistuvat kuormat aiheuttavat maassa myötöpehmenemistä, joka heikentäisi ylösvetokestävyyttä. Erityisesti savella ja siltillä lyhyelle ajanjaksolla tapahtuvien syklisten kuormitusten huomioiminen olisi tärkeätä anturan päälle muodostuvan tyhjätilan ja saven myötöpehmenemisen vuoksi.

Huokosveden alipaineen aiheuttaman imun vaikutusta ylösvetokestävyysiin on erittäin vaikea arvioida, koska huokosvedenpainetta ei mitattu. Luultavasti käytetty kuormitusmenettely oli niin hidas, että merkittävää huokosveden alipaineen aiheuttamaa imua ei syntynyt.

Standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaisilla jälkilaskennoilla saatiin määritettyä koheesiosta riippuvan vakion C suuruus täytölle. Saadun vakion C arvon perusteella maa voitaisiin luokitella pehmeäksi saveksi. Kohteeseen tehdyn siipikairauksen perusteella kuivakuori on erittäin lujaa ja maa voitaisiin luokitella jäykäksi saveksi. Tässä ilmeneekin standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaisen ylösvetokestävyuden mitoituksen suurin haaste. Täytön lujuusparametrien määrittäminen pitää tehdä luonnontilaiseen häiriintymättömään pohjamaahan tehtyjen pohjatutkimuksien perusteella. Erityisen vaikeaa täytön lujuusparametrien määrittäminen on koheesiomaille. Kuivakuorisavesta mitattiin siipikairalla häirityt leikkauslujuudet 35,8 kPa ja 18,9 kPa. Kuivakuorisaven paksuus oli noin 2 m, joten käytetyillä perustamissyvyyksillä suurin osa täytöstä koostui kuivakuorisavesta. Yleisesti voitaisiin arvioida, että täytetty savi saavuttaa suljetun leikkauslujuuden, joka on jossain siipikairalla määritetyn häiriintymättömän ja häirityn leikkauslujuuden välissä. Jälkilaskentojen perusteella täytön suljettu leikkauslujuus oli kuitenkin selvästi häirittyä leikkauslujuutta pienempi.

Vetokokeiden ylösvetokestävyyksien arvoja voidaan pitää melko pieninä. Ylösvetokokeiden kuvaajista nähdään selvästi, että kuormituksen kestolla on suuri vaikutus perustuksen ylösvetokestävyyteen ja siirtymiin.

### 9.3 Lavianvuori

Haruslaatan poikkeavaa voima-siirtymä-kuvaajaa voidaan selittää poikkeavalla asennustavalla. Tällöin voisi olettaa, että murtopinta kulkee kuivakuorisaven ja mursketäytön välistä pintaa pitkin. Liitteessä 4 esitettyjen maan voima-siirtymä-kuvaajien ja liitteessä 10 esitetyn laserkeilauksista laaditun siirtymäkuvan perusteella maassa siirtymiä tapahtui lähinnä mursketäytössä eikä niinkään pohjamaassa. Tätä voidaan pitää ennalta odotettuna tuloksena, koska kuivakuorisaven lujuus ja jäykkyys ovat suuremmat kuin tiivistämättömällä täytöllä.

Myös perustus PH2200/II asennettiin suhteellisen lähelle kaivannon reunaa, joten on mahdollista, että murtopinta on kulkenut ainakin osittain kuivakuorisaven ja mursketäytön rajapinnassa. Perustuksella PH2200/II ja haruslaatalla anturan koko on sama. Lavianvuoren toteutuneet perustamissyvyydet olivat 2,3 m perustukselle PH2200/II ja 2,2 m haruslaatalle. Tästä huolimatta perustukselle PH2200/II saatiin vetokokeessa selvästi haruslaattaa pienempi ylösvetokestävyys.

Perustusten PH2200/II ja PH2200/III ainoana erona on se, että perustuksella PH2200/III on pidempi pilariosa, jolloin voidaan käyttää syvempää perustamissyvyyttä. Lavianvuoreissa toteutuneet perustamissyvyydet olivat 2,3 m perustukselle PH2200/II ja 2,55 m perustukselle PH2200/III. Vetokokeissa saavutetuissa ylösvetokestävyyksissä on erittäin suuret erot. Perustukselle PH2200/III murtokuormien  $R_{60}$  ja  $R_{100}$  saavuttaminen vaati noin kaksinkertaisen kuorman perustukseen PH2200/II verrattuna.

Perustuksen PH2200/II käyttäytyminen vetokokeen aikana poikkesi selvästi muista. Muista perustuksista poiketen perustuksella PH2200/II siirtymät tapahtuivat välittömästi kuormituksen noston jälkeen. Perustuksen PH2200/II kaivanto oli muita pienempi ja perustus oli asennettu lähemmäksi kaivannon reunaa. Murtuminen on luultavasti tapahtunut kuivakuoren ja mursketäytön rajapintaa pitkin. On myös oletettavaa, että täyttöjen tiiveyksissä ja pohjavedenpinnan tasoissa on ollut eroja eri perustusten välillä.

Perustuksen PH2400/II anturan pohjalle tehtiin muista perustuksista poiketen tasauskerros murskeesta. Anturan pohjaan ei täten voi muodostua huokosveden alipaineesta johtuvaa imuvoimaa, joka lisäisi ylösvetokestävyyttä. Toisaalta portaittaisessa kuormituskokeessa kuormitusnopeus on hidas ja kuormituksen kesto pitkä, joten imuvoimaa ei välttämättä pääse muodostumaan. Perustuksella PH2400/II saavutettiin suurin  $R_{100}$  murto-



kuorma, eikä käyttäytyminen kuvaajien perusteella poikennut selvästi muista perustuksista. Täten on oletettavaa, että koevedoissa anturan alapohjaan ei syntynyt merkittävää imuvoimaa.

Perustuksen PH2400/II siirtymämittauksissa suurin ero pilarin eripuolella olleissa siirtymämittareissa oli noin 3,5 mm. Lavianvuoren koevedossa perustukselle PH2400/II ei siis tapahtunut kiertymää, joka olisi johtunut muihin pilariharusankkureihin nähden poikkeavasta rakenteesta.

Siirtymämittausten ja laserkeilausten perusteella murtopinta kulkee haruskulman suunnassa anturan laatan muotoisena. Perustusten etupuolella maanpinta palautui kuormituksen jälkeen lähelle alkuperäistä korkoa. Perustusten takapuolella maanpinta painui selvästi alkuperäiseen korkoon verrattuna. Tämä johtui luultavasti erittäin löyhästä täytöstä, joka tiivistyi koekuormituksen vaikutuksesta. Pilariharusankkurit eivät palautuneet kuormituksen jälkeen täysin, vaan palautumatonta muodonmuutosta jäi noin 30-50 mm. Täten myös pilariosan etupuolella ollut maa tiivistyi, vaikka maa ei vajonnutkaan. Täytön ollessa kitkamaata voidaan olettaa, että lähes kaikki palautuva kuormitus tapahtuu lähes heti kuormituksen poiston jälkeen, eikä perustuksissa olisi tapahtunut lisää palautumista, vaikka tarkastelujaksoa olisi jatkettu pidempään. Tiivistymisen perusteella voidaan olettaa, että seuraavien kuormitusten voima-siirtymä-käyttäminen olisi ensimmäistä kuormitusta jäykempi.

Huokosvedenpaineen suuruutta ei tässä tutkimuksessa mitattu. Aiempien tutkimusten perusteella voidaan silti antaa suosituksia. Rakennettaessa perustuksia massanvaihdolla hienorakeisiin maaperiin, perustuksen alapuolelle ei kannata tehdä arinaa kitkamaista, vaan perustus kannattaa sijoittaa luonnontilaisen perusmaan päälle. Näin perustuksen alapintaan pääsee muodostumaan ylösvetokestävyttä lisäävä imuvoima.

FEM-mallinnuksella päästiin suuruusluokaltaan vastaaviin ylösvetokestävyksiin kuin vetokokeissa. Mallinnuksen perusteella havaitaan, että nykyisellä rakennustavalla, jossa täyttöjä ei tiivistetä, suuri osa maan kapasiteetista jää käyttämättä. Täytön kunnollisella tiivistämisellä voitaisiin perustusten kokoa pienentää huomattavasti.

Mallinnuksessa havaittiin, että pohjavedenpinnalla on suuri vaikutus perustusten ylösvetokestävyyteen. Suomen nykyisessä mitoitusmenettelyssä pohjavedenpinnan vaikutusta ei pystytä huomioimaan oikealla tavalla. Nykyisellä rakennustavalla saviseen pohjamaahan rakennetuilla perustuksilla, joihin on tehty massanvaihto murskeesta tulisi mitoitus-tilanteena tarkastella tilannetta, jossa pohjavesi on maanpinnan tasossa.

## 9.4 Vihtavuori

Vihtavuoren perustuksilla saatiin erittäin suuria ylösvetokestävyyksiä. Käytettäessä murtokriteerinä 100 mm siirtymää, saadaan kaikilla perustuksilla rakenteellisen kestävyys ylittäviä ylösvetokestävyyksiä. Käytettäessä tiukempaa 60 mm murtokriteeriä ylösvetokestävyys ylittää rakenteellisen kestävyys perustuksilla PH2800/I, PH2400/II ja haruslaatalla. Tämän perusteella perustusten rakenteellinen kestävyys tulee mitoittavaksi tekijäksi kitkamaassa pohjavedenpinnan ollessa perustamistason alapuolella. Perustusten rakenteellinen kestävyys riippuu haruskulmasta. Mitä pienempi haruskulma sitä suurempi rakenteellinen kestävyys. Perustusten rakenteelliset kestävyys ovat esitetty aiemmin taulukossa 2.2.

Suurimpana huomiona on perustusten PH2200/II ja PH2200/III ylösvetokestävyys. Perustuksen PH2200/III perustamissyvyys on 15 cm suurempi kuin perustuksella PH2200/II. Tästä huolimatta perustuksella PH2200/II murtokuormat ovat noin 10% suuremmat.

Siirtymämittausten, FEM-mallinnusten ja laserkeilausten perusteella murto maassa tapahtuu anturan laatan ulkoreunoista alkavaa kuormituksen kulmassa kulkevaa murtopintaa. Selvää kartioitumista ei tapahdu.

Perustuksen PH2400/II kohdalla perustuksen kiertymistä ei saatu mitattu siirtymämitta-reilla, koska toisessa siirtymämittarissa oli häiriötä. Maan siirtymät poikkeavat kuitenkin muista perustuksista. Liitteen 5 maan voima-siirtymä-kuvaajista nähdään, että perustuksella PH2400/II tapahtui enemmän siirtymiä juuri perustuksen takapuolella. Sama nähdään myös liitteen 11 laserkeilauksista. Muista perustuksista poikkeavat siirtymät johtuvat perustuksen kiertymisestä. Kiertyminen johtuu pilariosan epäkeskisyydestä anturaan nähden, mikä aiheuttaa sen, että perustuksen takaosa pyrkii nousemaan enemmän perustusta ylösvedettäessä.

Kuormituksen poistuttua pilariosan takapuolella maan pinta vajoaa alkutilanteeseen nähden. Tämä johtuu löyhästä tiivistämättömästä täytöstä. Tiivistyminen luultavasti jäykistää tulevien kuormitusten voima-siirtymä-käyttäytymistä.

Aiemmissä tutkimuksissa on todettu, että hiekalla tehdyissä kuormituskokeissa kuormituksen kesto ei ole merkitystä. (Laine 1961) (Lehane et al. 2008) Siirtymä-aika-kuvaajista kuitenkin nähdään kuormitusportaan nostosta seurannut äkillinen siirtymän kasvu, jonka jälkeen siirtymä kasvaa tasaisesti. Siirtymänopeudessa ei myöskään havaita selvää pysähtymistä, vaan siirtymät jatkuvat tasaisena kuormitusportaan loppuun saakka. Tämän perusteella nopealla dynaamisella kuormituksella oltaisiin saatu suurempia ylösvetokestävyyksiä.

FEM-mallinnusten perusteella Plaxis-ohjelmalla pystytään mallintamaan pilariharusankureiden ylösvetokestävyksiä. Yleisesti ottaen perustusten voima-siirtymä-käyttäytyminen oli jäykempää kuin vetokokeissa. Täytön muodonmuutosparametrit valittiin jo nyt erittäin löyhää tilaa vastaaviksi. Mallinnusten perusteella ne olisi pitänyt valita vieläkin pienemmiksi.

Perustuksilla PH2200/II ja PH2200/III FEM-mallinnusten ja koevetojen voima-siirtymäkuvaajien vastaavuus oli selvästi huonompi perustuksiin PH2400/II ja PH2800/I. Kaikkien perustusten mallintamisessa täytölle käytettiin samoja materiaaliparametreja. Tämän perusteella voidaan päätellä, että todellisuudessa täyttöjen tiiveyksissä on ollut eroja eri perustusten välillä.

Standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaan tehdyillä vertailulaskelmilla määritettiin kitkasta riippuva vakio, joka vastasi vetokokeita. Vertailulaskelmien perusteella pohjavedenpinnan ollessa perustamistason alapuolella soraisella hiekkamoreenilla täytettävillä perustuksilla tulisi käyttää standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitetyn vaihteluvälin alapään arvoja. Vihtavuoren kohteessa pohjamaa ja täyttö oli soraista hiekkamoreenia. Soraista hiekkamoreenia voidaan pitää lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiltaan hyvänä materiaalina, joten vetokokeiden tuloksia ei voida suoraan yleistää hienoainespitoisempiin moreeneihin.

## 10. JOHTOPÄÄTÖKSET

### 10.1 Ylösvetokestävyys täytön ollessa savea

Määriteltäessä murtuminen 60 mm tai 100 mm siirtymänä, murtotapa staattisessa koe-kuormituksessa on sitkeä. Kuormituksen kestolla on suuri vaikutus murtumiseen, koska siirtymät kasvoivat käytetyillä kuormitusportailta melko tasaisesti ajan suhteen kuormituksen ollessa vakio. Koevedoissa havaittiin, että maassa tapahtui siirtymiä myös kaivannon ulkopuolella. Käytännön mitoituksessa perustuksen anturan muotoista vedon kulmassa maahan asti ulottuvaa murtopintaa voidaan kuitenkin pitää hyvänä lähtökohtana.

Standardin SFS-EN 50341-2-7 koheesiomaille tarkoitettua mitoituskaavaa voidaan pitää teoreettisesti oikeana. Täytön leikkauslujuudesta käytetään termiä koheesiosta riippuva vakio  $C$ , vaikka oikeampi tapa olisi puhua suljetusta leikkauslujuudesta. Mitoitustavan suurin epävarmuus kohdistuu täytön suljetun leikkauslujuuden arvioimiseen.

Savella täytetyille perustuksille täytön leikkauslujuuden määrittämiseen ei pystytä antamaan tarkkoja ohjeita tutkimuksen perusteella. Pohjamaan ollessa täyttöihin kelpavaa savea tai silttiä täytöt tehdään pääosin kuivakuorella. Taulukon 3.11 mukaan maan ollessa kovaa savea voidaan koheesiosta riippuvalle vakiolle  $C$  käyttää arvoja 15...40 kN/m<sup>2</sup>. Arvot 30...40 kN/m<sup>2</sup> ovat melko tyypillisiä arvoja kuivakuoren leikkauslujuudelle. Täytön suljetun leikkauslujuuden mitoitukseseen nämä arvot ovat selvästi liian suuria, koska pois kaivettu ja täytetty kuivakuori ei voi lujittua alkuperäiseen lujuuteen ilman ulkoista kuormaa, kuten ylipengertä. Tämän perusteella voidaan todeta, että taulukossa 3.11 esitettyjä koheesiosta riippuvan vakion  $C$  arvoja tulisi pienentää selvästi ainakin kovan saven osalta, koska taulukon yläpään arvojen käyttö johtaa täytön suljetun leikkauslujuuden selvään yliarvioimiseen. Koheesiomaalajien täytön leikkauslujuuden arvioinnissa on suurta epävarmuutta. Tämä voitaisiin ottaa huomioon käyttämällä ylösvetokestävyydelle suurempaa osavarmuuslukua täytön ollessa savea tai silttiä. Ottaen huomioon täytön suljetun leikkauslujuuden arvioimisessa olevan suuren epävarmuuden, nykyisessä standardissa olevia ylösvetokestävyuden osavarmuuslukuja voidaan pitää erittäin pieninä.

### 10.2 Ylösvetokestävyys täytön ollessa kitkamaata

Staattisten vetokokeiden perusteella murtotapaa löyhillä kitkamailla voidaan pitää sitkeänä, kun murtokriteerinä käytetään 100 mm siirtymää. Vetokokeiden aikana maassa tapahtui siirtymiä lähinnä anturasta vedon kulmassa maahan projisoidulla alueella, joten

laserkeilausten ja FEM-mallinnusten perusteella anturan muotoista vedon kulmassa maahan asti ulottuvaa murtopintaa voidaan pitää hyvänä lähtökohtana käytännön mitoituksessa.

Teoreettiselta taustaltaan standardissa esitetty SFS-EN 50341-2-7 kitkamaille tarkoitettu mitoituskaava 26, voidaan pitää oikeana pohjavedenpinnan ollessa perustamistason alapuolella. Kaavan mukaan ylösvetokestävyys koostuu perustuksen ja maan painoon sekä murtopinnalle mobilisoituvaan leikkauslujuuteen. Murtopinnalle mobilisoiva leikkauslujuus lasketaan vastaavalla periaatteella kuin standardin IEEE-691-2001 kaavassa 7. Standardissa SFS-EN 50341-2-7 maan lujouden laskemiseen käytetään kitkasta riippuvaa vakiota  $k$ , joka sisältää maanpainekertoimen ja maan tilavuuspainon. Kun kitkasta riippuvan vakion laskemisessa käytetään samaa tilavuuspainoa ja maanpainekerrointa, kuin IEEE:n kaavassa 7, saadaan molemmilla laskentatavoilla sama ylösvetokestävyys. Kitkasta riippuvan vakion sisältö voi helposti hämärtyä, joten parempi tapa olisi laskea ylösvetokestävyys IEEE:n kaavoilla 5 ja 7.

Standardissa SFS-EN 50341-2-7 kitkamailta tarkoitettulla mitoituskaavalla 26 on mahdollisuus tehdä huomattava alimitoitus, kun käytetään taulukossa 3.10 esitettyjä kitkasta riippuvan vakion arvoja. Vihtavuoren kohteen jälkilaskennoissa päästiin ylösvetokokeita vastanneisiin ylösvetokestävyksiin, kun käytettiin taulukossa 3.10 moreenille esitetyn vaihteluvälin alapään arvoja. Lavianvuoren kohteessa SFS-EN 50341-2-7 kitkamailta tarkoitettulla mitoituskaavalla 26 on mahdollista tehdä vielä huomattavasti suurempi alimitoitus ylösvetokestävyydelle, koska nykyisellä mitoituskaavalla ei pystytä laskemaan ylösvetokestävyyttä oikein pohjavedenpinnan ollessa perustamistason yläpuolella.

Lavianvuoreissa ja Vihtavuoreissa toteutettujen koevetojen sekä mallinnusten ja jälkilaskennan perusteella pilariharusanakkureiden ylösvetokestävyys kitkamassa voidaan laskea aiemmin esitetyllä kaavalla 29 tai luvussa 3.2.2 esitetyllä IEEE:n laskentamenettelyn kaavoilla 5 ja 7. Kitkasta riippuva vakio  $k$  sisältää maan tilavuuspainon ja maanpainekertoimen kaavan 28 mukaisesti. Kaava 29 voidaan myös muokata seuraavaan muotoon.

$$R_k = G' + 0,5\gamma h_1^2 K U \tan(\phi) + (\gamma h_1 + 0,5\gamma' h_2) K h_2 U \tan(\phi) \quad (32)$$

missä

$G'$  on perustuksen ja maan tehokaspaino

$\gamma$  on maan tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella

$\gamma'$  on maan tehokas tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella

$h_1$  on etäisyys maanpinnasta pohjavedenpintaan kuvan 3.14 mukaisesti

- $h_2$  on etäisyys pohjavedenpinnasta perustamistasoon kuvan 3.14 mukaisesti
- $U$  on perustuksen ympäröimä
- $K$  on maanpaine kerroin
- $\phi$  on täytön leikkauskestävyyskulma

Kaavalla 32 voidaan laskea ylösvetokestävyys pohjavedenpinnan ollessa perustamistason ala- tai yläpuolella. Myös riski ylösvetokestävyuden alimitoitukseen pienenee, kun käytetään sopivaa maanpaine kerrointa, eikä sitä sisällytetä kitkasta riippuvaan vakioon. Vetokokeista tehtyjen jälkilaskentojen perusteella tiivistämättömille kitkamaatäytöille sopiva maanpaine kertoimen arvo on noin 1. Maanpaine kertoimen arvo on melko suuri verrattuna taulukossa 3.2 esitettyihin arvoihin. Tämä johtuu ainakin osittain siitä, että pilariharusankkureille voidaan sallia melko paljon siirtymää verrattuna vapaasti seisovien pylväiden perustuksiin, joille taulukon 3.2 arvot on tarkoitettu. Lisäksi laskennoissa käytettiin melko pieniä leikkauskestävyyskulman arvoja, mikä kasvattaa jälkilaskennoissa saatua maanpaine kertoimen arvoa. Täytön tiivistäminen voidaan mitoituksessa huomioida käyttämällä suurempia arvoja maanpaine kertoimelle ja täytön leikkauskestävyyskulmalle.

Diplomityön vetokokeet tehtiin maaperissä, joissa pohjamaan lujuus ja muodonmuutosominaisuudet olivat paremmat kuin täytöllä. Tehtäessä massanvaihtoja erittäin pehmeisiin pohjamaihin tulisi ottaa huomioon mahdollisuus pohjamaassa tapahtuvaan murtumiseen laskennallisesti tai määrittämällä massanvaihtokaivannon suuruus tarpeeksi suureksi siten, että murtuminen tapahtuu täyttömaissa.

FEM-mallinnuksella havaittiin, että perustuksen PH2400/II toimintatapa poikkeaa pilariosan epäkeskisyyden vuoksi muista perustuksista. Perustus PH2400/II alkaa kiertymään ylösvedon aikana. Kiertyminen pienentää ylösvetokestävyyttä noin 5...10 % verrattuna siihen, että pilariosa olisi asennettu keskeisesti anturaan.

### 10.3 Rakentamistapojen kehittäminen

Tutkimuksen aikana huomattiin, että voimajohtojen perustusten rakentamisen rakennustavoissa ja laadunvalvonnassa on kehittämisen varaa.

Pilariharusankkureiden perustamissyvyyksissä havaittiin huomattavia eroja ohjeellisten perustamissyvyyksien ja toteutuneiden perustamissyvyyksien välillä. Perustamissyvyydellä on suuri vaikutus ylösvetokestävyyteen. Pilariharusankkureiden toteutunut perustamissyvyys on helppo mitata kaivannon täytön jälkeen, joten suunnittelija voisi edellyttää

urakoitsijalta perustamissyvyyden mittausta jokaisesta perustuksesta. Perustamissyvyyden tarkastus jokaisesta perustuksesta voitaisiin lisätä myös tilaajan tekemään vastaanototarkastukseen.

Fingridin asennusohjeissa pohjamaan ollessa silttiä tai muuta häiriintyvää maata suositellaan perustamistapana pilariharusankkurin asentamista murskearinalla. Kirjallisuusselvityksen perusteella anturan maan ollessa savea, voi perustuksen anturan alapintaan syntyä ylösvetokestävyyttä lisäävä imuvoima. Tässä tutkimuksessa imuvoiman suuruutta ei mitattu, eikä sitä luultavasti edes syntynyt staattisen pitkäkestoisen koekuormituksen yhteydessä. Vaikka imuvoiman suuruuden laskemiseen ei ole olemassa selvää ohjeistusta, kannattaisi pilariharusankkurit perustaa yleensä suoraan pohjamaan varaan. Pilariharusankkuri ja mahdollinen massanvaihto eivät aiheuta merkittävää lisäkuormaa pohjamaalle, joten painuvat jäävät pieniksi. Jos pilariharusankkuri perustetaan suoraan saven päälle, tulee rakentamisessa huolehtia siitä, että savista pohjamaata häiritään mahdollisimman vähän.

Massanvaihtokohteissa tulisi kiinnittää huomioita kaivantojen koon lisäksi sadevesien ohjaukseen. Tehtäessä massanvaihto pehmeään saveen kitkamailla, ongelmana on sadevesien valuminen perustuksen ympärille tehtyyn massanvaihtoon. Vedenpinta täytöissä voi rankkojen sateiden jälkeen nousta käytännössä maanpinnan tasoon asti. Sadevesien ajautumista täyttömaihin voitaisiin estää rakentamalla massanvaihdon pintaan mineraalinen tiivistyskerros savesta. Mineraalinen tiivistyskerros ja kaivannon ulkoreunojen vieriset pintamaat tulee muotoilla siten, että pintavedet eivät jää makaamaan perustuksen läheisyyteen.

Nykyisessä rakentamistavassa perustusten täyttöjä ei tiivistetä. Kirjallisuusselvityksen ja FEM-mallinnusten perusteella kitkamailla tehtyjen täyttöjen tiivistäminen lisäisi ylösvetokestävyyttä selvästi. Täytöt voitaisiin tiivistää kaivinkoneen puomiin asennettavalla tärylevyllä, jolloin kaivannot voidaan tehdä jyrkkään luiskattuina ja tukemattomina, koska työntekijöiden ei tarvitse mennä kaivantoon.

## 10.4 Jatkotutkimusehdotus

Tutkimuksen perusteella savella täytetyllä perustuksilla saavutettiin pienet ylösvetokestävyudet. Savella täytettyjen perustusten mitoitus on hankalaa, koska täytön leikkauslujuus joudutaan arvioimaan häiriintymättömään pohjamaahan tehtyjen pohjatutkimusten perusteella. Savisten täyttöjen lujittumista olisi syytä tutkia. Tavoitteena voisi olla sellaisen ohjeen laatiminen, jonka perusteella mitoituksessa voidaan nykyistä realistisemmin arvioida täytön lujuutta häiriintymättömään pohjamaahan tehtyjen pohjatutkimusten perusteella.

Kirjallisuusselvityksen perusteella kuormituksen kestolla on suuri vaikutus ylösvetokestävyyteen pohjamaan ja täytön ollessa savea. Kirjallisuusselvityksen perusteella eri standardeissa voimajohtoihin vaikuttavia kuormia kuvataan hyvin eri tavalla. Voimajohtoihin vaikuttavien kuormien todellinen kesto ja luonne tulisi selvittää. Lyhytaikaisessa kuormituksessa ylösvetokestävyyden on todettu kasvavan savessa selvästi. Anturan alapintaan nopeassa kuormituksessa muodostuvaa imupainetta on tutkittu savissa, jotka poikkeavat huomattavasti suomalaisista savista. Tämän vuoksi imuvoiman muodostumista suomalaisissa maaperissä tulisi selvittää.

Kirjallisuusselvityksen ja FEM-mallinnusten perusteella todettiin, että kitkamaissa täytön tiivistämisellä voitaisiin lisätä ylösvetokestävyyttä ja pienentää murtorajatilan siirtymiä selvästi. Täytön tiivistämistä ja tiivistämisen lisäkapasiteetin hyödyntämistä on syytä harvita. Täytön tiivistämisen tuoman lisäkapasiteetin huomioiminen mitoituksessa vaatisi lisätutkimuksia. Tämän tutkimuksen FEM-mallinnusten perusteella täytön tiivistämistä voidaan tutkia myös FEM-mallinuksin, mikä vähentää kalliiden kenttäkokeiden tarvetta.

Tämän tutkimuksen perusteella ylösvetokestävyyden mitoittaminen standardissa SFS-EN 50341-2-7 esitetyillä mitoituskaavoilla ja vakioiden arvoilla sisältää riskin ylösvetokestävyyden huomattavaan alimitoitukseen sekä koheesio- että kitkamailla. Tärkeimpänä jatkotutkimushankkeena tulisi olla nykyisen standardin päivitys ylösvetokestävyyden laskennan osalta.



## LÄHTEET

Birch, A.J. & Dickin, E.A. (1998). The response to uplift loading of pyramid foundations in cohesionless backfill, *Computers & Structures*, Vol. 68(1-3), pp. 261-270.

Bogusz, W. (2016). Ultimate Limit State Design of Spread Foundations in The Case of Uplift, *Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference*, Lithuania, pp. 143-149.

Clark, M., Richards, D. J. & Clutterbuck, D. (2006). Measured dynamic performance of electricity transmission line towers following controlled broken-wire events. Paper B2-313. In *Proceedings of CIGRE 41*, Paris, France, 8 p.

CIGRE Working Group. (2002). The design of transmission line support foundation. *CIGRE Technical Brochure No 206* August.

CIGRE Working Group. (2005). The effect of Inclined Loads on Overhead Line Tower Foundation Uplift Resistance, *Electra*, (219), pp. 16-20.

Das, B.M. (1999). *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*, CRC press, Boca Raton, New York, USA, 362 p.

Das, B.M. & Shukla, S.K. (2013). *Earth anchors*, J. Ross Publishing, Florida, USA,

Davie, J.R. (1973). *Behaviour of cohesive soils under uplift forces*, dissertation, University of Glasgow, 163 p.

Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 (2017). *Liikennevirasto*, Helsinki, 165. s. liit. 68 s.

Fingrid. (2013). Innovaatio ehkäisee haruskorroosiota. *Fingrid Oyj:n lehti 2/2013*, s 27. [viitattu 9.8.2017] Saatavissa: <http://www.fingrid.fi/fi/ajankohtaista/Ajankohtaista%20liitteet/Yrityislehdet/2013/Fingrid%20lehti%202013.pdf>

IEC 61773. (1996). *Overhead lines – Testing of foundations for structures*. International Electrotechnical Commission Geneva, Switzerland. 91 p.

IEEE 691-2001. (2001). *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*. The Institute of Electrical and Electronics Engineers, New York, USA. 186 p.

Heikkilä, K. & Laine, J. (1964). Uplift Resistance of Anchor Plates. Proceedings, 20th Session of International Conference on Large Electric Systems at High Tension (CIGRE), Vol. 2, Report 217, Paris, June 1964, 14p.

Kulhawy, F.H., Nicolaides, C.N. & Trautmann, C.H. (1991). Experimental investigation of the uplift behavior of spread foundations in cohesionless soil. Final report, Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (United States), United States, 110 p.

Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Wood, W.A. & Ca-pano, C. (1983). Transmission-line structure foundations for uplift-compression loading, Cornell Univ., Ithaca, NY (USA); GAI Consultants, Inc., Monroeville, PA (USA), 377 p.

Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H. & Nicolaides, C.N. (1987). Spread foundations in uplift: experimental study, ASCE, pp. 96-109.

Laine, J. (1961). Harusvoiman laskemisesta kitkamaassa II. Diplomityö, Teknillinen Korkeakoulu, Rakennusinsinööriosasto, 52 s. + liit. 15 s.

Lehane, B.M., Gaudin, C., Richards, D.J. & Rattley, M.J. (2008). Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay, *Geotechnique*, Vol. 58(1), pp. 13-21.

Leroueil, S. Magnan, J-P. & Tavenas, F. (1990). Embankments on Soft Clays. Ellis Horwood Limited, Chichester. 329 p.

Levy, F. (2013). The uplift capacity of transmission pylon foundations, *Ground Engineering*, pp. 24-28.

Levy, F. (2014). The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations, Dissertation, University of Southampton, Faculty of Engineering and the Environment, 332 p.

Merifield, R.S., Pearce, A., Yu, H.S. & Sloan, S.W. (1999). Stability of Anchor Plates, Proceedings 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge, Australian Geomechanics Society, Barton, ACT, pp. 553-560.

Muuronen, O. (2017). Metsätieteiden maisteri, Fingrid Oy, Henkilökohtainen keskustelu 19.7.2017

Plaxis. (2017). *Material Models Manual*, 2017, 240 p.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. *Geotekniikka*, 22. painos. Otatieto, Helsinki, 307 p.

- Ronkainen, N. (2012). Suomen maalajien ominaisuuksia. Suomen ympäristökeskus, Helsinki, 57 s.
- Rudus. (2018). Infraelementit 2018. Tuoteluettelo/hinnasto, 1.1.2018, 24 s.
- Sahla, K. (2004). PERUSTUSPIIRUSTUS HARUSLAATTA 1000X2200, EL-22-6, Eltel networks
- Sahla, K. (2010a). 400 KV JA 110 KV JOHTO PILARIHARUSANKKURI (X-TAI V-HARUS) ELEMENTTI 2200X1000 ANTURALLA (h=2800), FG-400-4-2/1, piirustus, Fingrid Oyj
- Sahla, K. (2010b). 400 KV JA 110 KV JOHTO PILARIHARUSANKKURI (X-TAI V-HARUS) ELEMENTTI 2800X1200 ANTURALLA, FG-400-4-3/1, piirustus, Fingrid Oyj
- Sahla, K. (2012). FG-1104-221, 400 KV JA 100 KV JOHTO PERUSTUSPIIRUSTUS PILARIHARUSANKKURIEN ASENNUS, piirustus, Fingrid Oyj, 7 s.
- Sahla, K. (2013). 400 KV JA 110 KV JOHTO PILARIHARUSANKKURI (X-TAI V-HARUS) ELEMENTTI 2200X1000 ANTURALLA (h=2500), FG-400-4-10/1, piirustus, Fingrid Oyj
- Sahla, K. (2016). 110 KV JOHTO 3H/4H-PYLVÄÄT PILARIHARUSANKKURI (PH2400/II) ELEMENTTI 2400X1600 ANTURALLA, h=3000, FG-110-4-210/1, piirustus, Fingrid Oyj
- Sahla, K. (2016). Pilariharusankkurien käytönrajat, Insinööritoimisto K Sahla Oy, 10 s.
- Sahla, K. (2018). Diplomi-insinööri, Insinööritoimisto K Sahla Oy, Henkilökohdalliset- ja sähköpostikeskustelut diplomityön tekemisen aikana.
- SFS-EN 1991. (2002). Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki, Suomen standardisoimisliitto. 72 s.
- SFS-EN 1997-1. (2014). Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki, Suomen standardisoimisliitto. 161 s.
- SFS-EN 50341-1. (2012). Vaihtosähköilmajohdot yli 1 kV jännitteillä. Osa 1: Yleiset vaatimukset. Yhteiset määrittelyt. Helsinki, Suomen standardisoimisliitto. 501 s.

- SFS-EN 50341-2-4. (2016). Overhead electrical lines exceeding AC 1 kV - Part 2-4: National Normative Aspects (NNA) for Germany (based on EN 50341-1:2012). Helsinki, Suomen standardisoimisliitto. 91 p.
- SFS-EN 50341-2-7. (2010). Vaihtosähköilmajohtot yli 45 kV jännitteillä. Osa 3-7: Suomen kansalliset velvoittavat määrittelyt. Helsinki, Suomen s standardisoimisliitto. 71 s.
- SFS-EN 50341-2-18. (2016). Overhead electrical lines exceeding AC 1 kV - Part 2-18: National Normative Aspects (NNA) for Sweden (based on EN 50341-1:2012). Helsinki, Suomen standardisoimisliitto. 86 p.
- Stas, C. V. & Kulhawy, F. H. (1984). Critical Evaluation of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading, Report EL-3771, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA. 198 p.
- Vesic, A.S. (1969). Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom, Duke University, Durham, North Carolina, USA, 34 p.
- Wiren, M. (2018a). Diplomi-insinööri, Fingrid Oy, Sähköpostikeskustelu 28.6.2018
- Wiren, M. (2018b). Diplomi-insinööri, Fingrid Oy, Sähköpostikeskustelu 24.8.2018
- Wong, C.J. & Miller, M.D. (2009). Guidelines for electrical transmission line structural loading, 3rd ed. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 184 p.
- Yu, H. (2000). Cavity expansion methods in geomechanics, Springer Science & Business Media, 385 p.

## **LIITELUETTELO**

LIITE 1: KITKASTA RIIPPUVAN VAKION SISÄLLÖN MÄÄRITTÄMINEN

LIITE 2: KITKASTA RIIPPUVAN VAKION SISÄLTÄMÄN MAANPAINEKERTOIMEN MÄÄRITTÄMINEN

LIITE 3: FORSSA MAAN VOIMA-SIIRTYMÄ-KUVAAJAT

LIITE 4: LAVIANVUOREN MAAN VOIMA-SIIRTYMÄ-KUVAAJAT

LIITE 5: VIHTAVUORI MAAN VOIMA-SIIRTYMÄ-KUVAAJAT

LIITE 6: FORSSA VERTAILULASKELMAT

LIITE 7: LAVIANVUORI VERTAILULASKELMAT

LIITE 8: VIHTAVUORI VERTAILULASKELMAT

LIITE 9: FORSSA LASERKEILAUKSET

LIITE 10: LAVIANVUORI LASERKEILAUKSET

LIITE 11: VIHTAVUORI LASERKEILAUKSET

LIITE 12: FORSSA POHJATUTKIMUKSET

LIITE 13: LAVIANVUORI POHJATUTKIMUKSET

LIITE 14: VIHTAVUORI POHJATUTKIMUKSET

**LIITE 1: KITKASTA RIIPPUVAN VAKION SISÄLLÖN MÄÄRITTÄMINEN**

IEEE:n yleisessä laskentamenetelmässä ylösveikestävyys lasketaan kaavalla 5.

$$R_k = G_{k,p} + G_m + R_{su} + R_{tu} \quad (5)$$

Maan lujuudesta riippuva osa lasketaan kaavalla 7

$$2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan(\delta_n) h_n \quad (7)$$

$$n=1 \quad 2(B + L) \sigma'_v K \tan(\delta) h$$

Standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaan ylösveikestävyys kitkamaissa lasketaan kaavalla 26.

$$R_k = G + kh^2 U \tan(\Phi) \quad (26)$$

Kaavan maan 26 lujuudesta riippuva osa:

$$kh^2 U \tan(\Phi)$$

Kaava 7 ja kaavan 26 kitkasta riippuva osa kuvaavat molemmat ylösvedossa murtopin-  
nalle syntyvää leikkauslujuutta, jolloin ne voidaan merkitä yhtä suuriksi.

$$2(B + L) \sigma'_v K \tan(\delta) h = kh^2 U \tan(\Phi)$$

$$\cancel{2(B + L)} \sigma'_v K \tan(\delta) h = kh^2 U \tan(\Phi)$$

$$\sigma'_v K \tan(\delta) h = kh^2 \tan(\Phi)$$

$$\sigma'_v K h = kh^2$$

IEEE:n mukaan jännitys määritetään maakerroksen puolivälissä.

$$\text{Tällöin } \sigma'_v = \frac{1}{2} \gamma h$$

$$\frac{1}{2} \gamma h^2 K = kh^2$$

$$k = \frac{1}{2} \gamma K$$

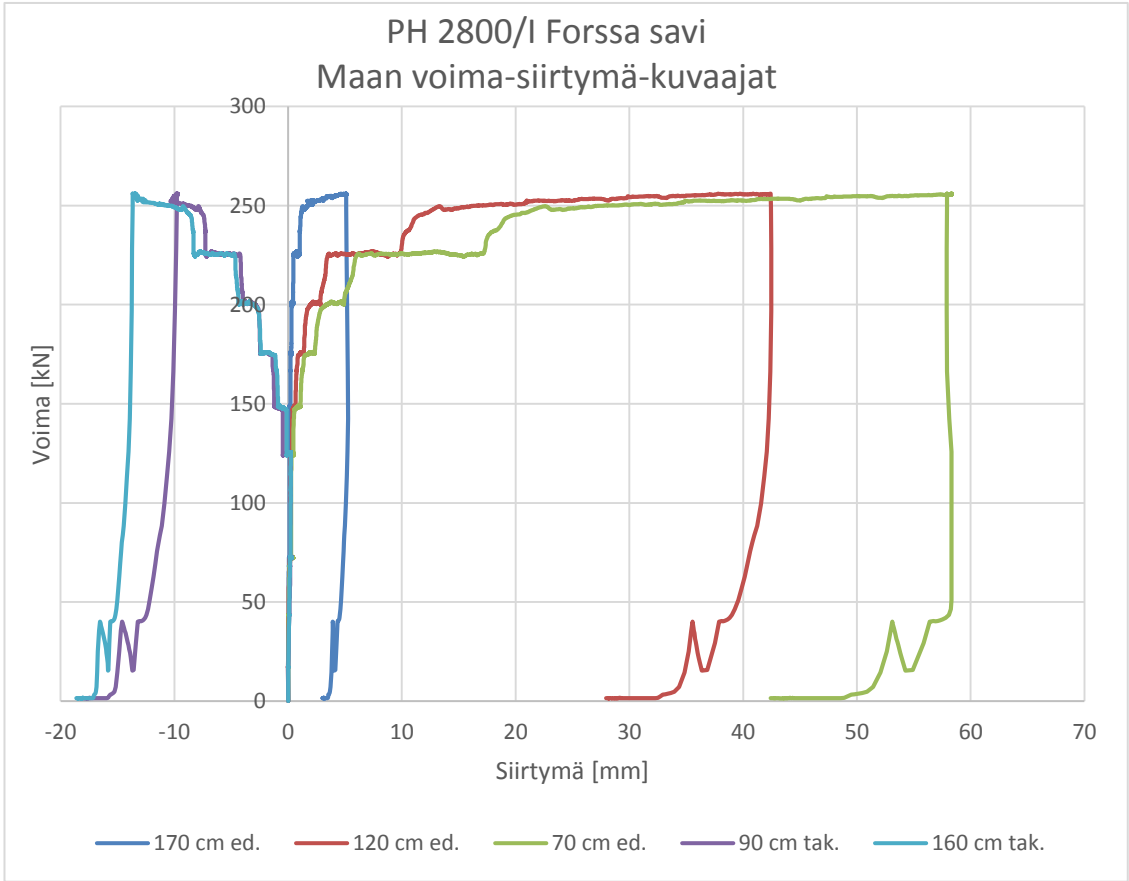
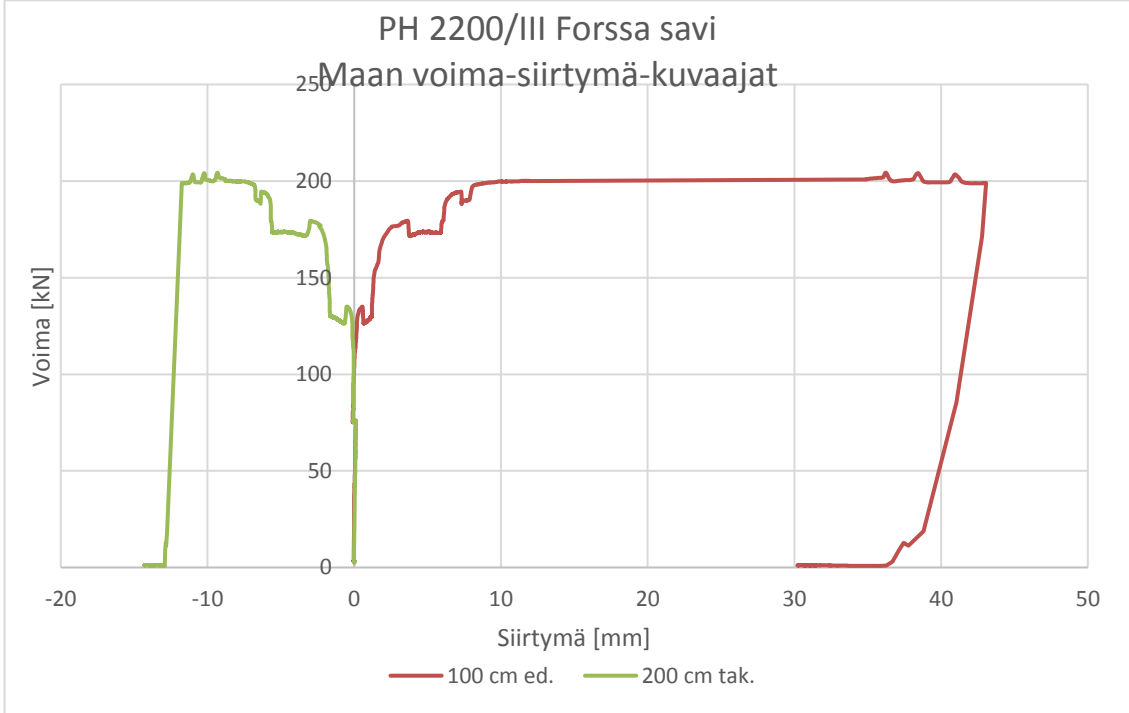
## LIITE 2: KITKASTA RIIPPUVAN VAKION SISÄLTÄMÄN MAANPAINEKERTOIMEN MÄÄRITTÄMINEN

Suomen nykyinen kitkamaille tarkoitettu mitoituskaava sisältää maalajin kitkasta riippuvan vakion  $k$ . Vakio  $k$  pitää sisällään maantilavuuspainon ja maanpainkertoimen. Liitteessä 1 esitetään laskelmat, vakion sisältämä maanpainekerroin määritetään eri maala-jeille. Lisäksi esitetään laskelmat, joissa vakiolle kitkasta riippuvalla vakiolla määritetään arvot, joita voidaan käyttää pohjavedenpinnan alapuolella.

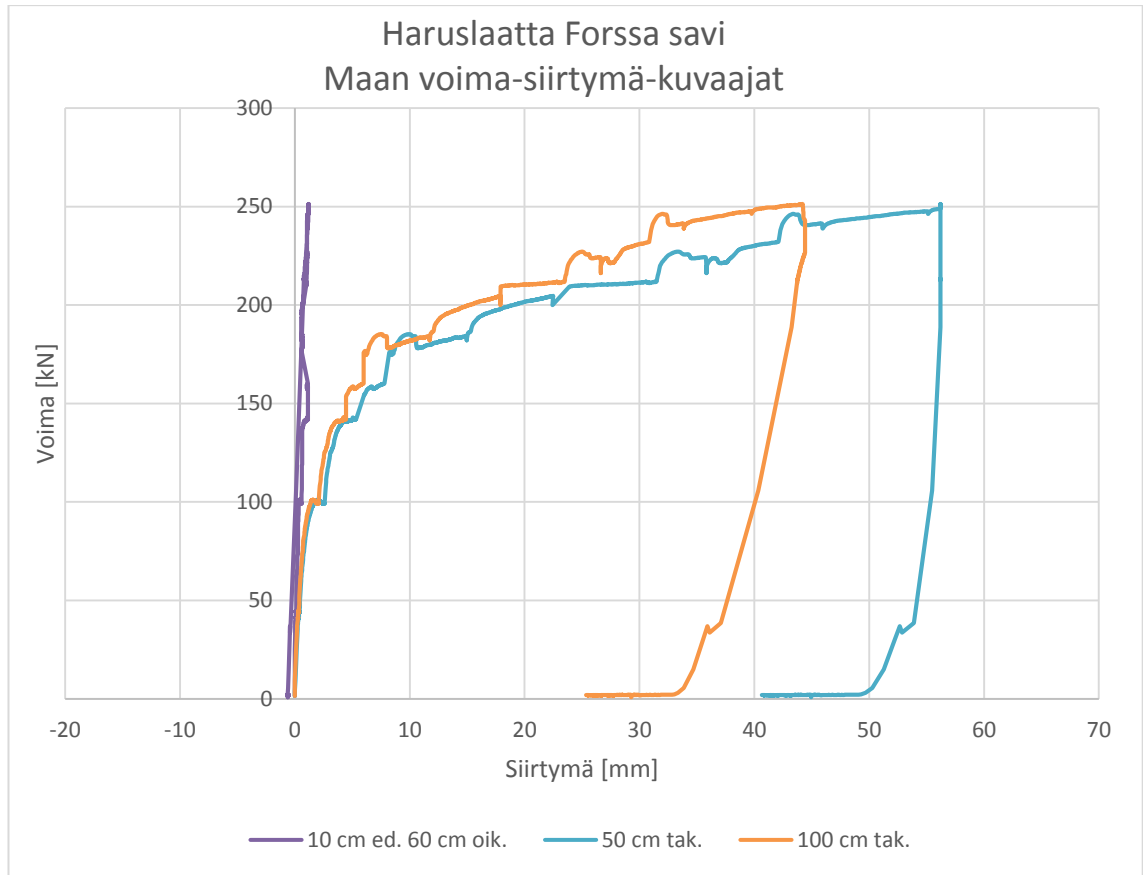
	Vakio $k$ [kN/m <sup>3</sup> ]		Tilavuuspaino $\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]		Maanpainekerroin $K$		
	min	max	min	max	$K_{\min}=2k_{\min}/\gamma_{\min}$	$K_{\max}=2k_{\max}/\gamma_{\max}$	$K_{ka}$
murske	13	18	17	22	1,53	1,64	1,58
moreeni	9	16	15	23	1,20	1,39	1,30
sora	11	16	17	20	1,29	1,60	1,45
hiekkä	10	15	15	18	1,33	1,67	1,50
hieta	9	13	14	18	1,29	1,44	1,37

	Tehokkaat tilavuuspainot pvp alapuolella $\gamma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]		Vakio $k$ pvp alapuolella $k'=\gamma'K_{ka}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	
	min	max	min	max
murske	10	13	8	10
moreeni	12	14	8	9
sora	10	12	7	9
hiekkä	9	12	7	9
hieta	9	11	6	8

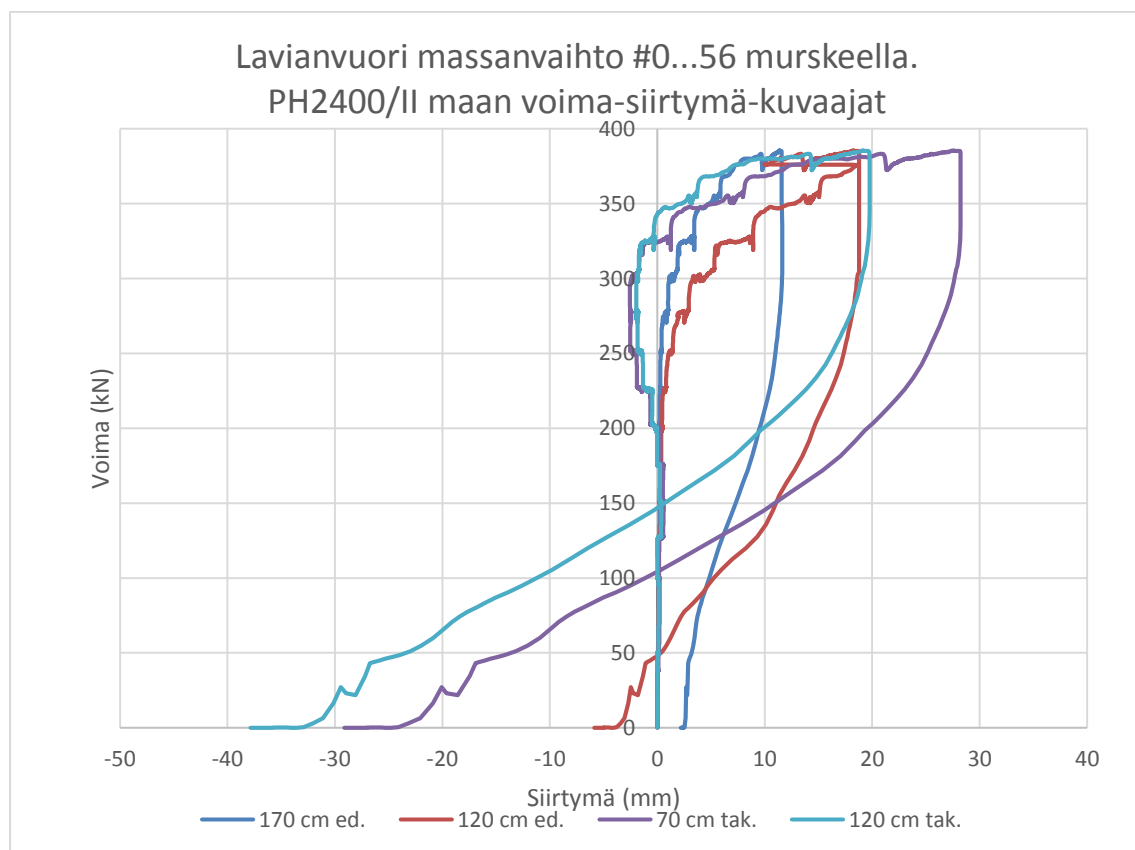
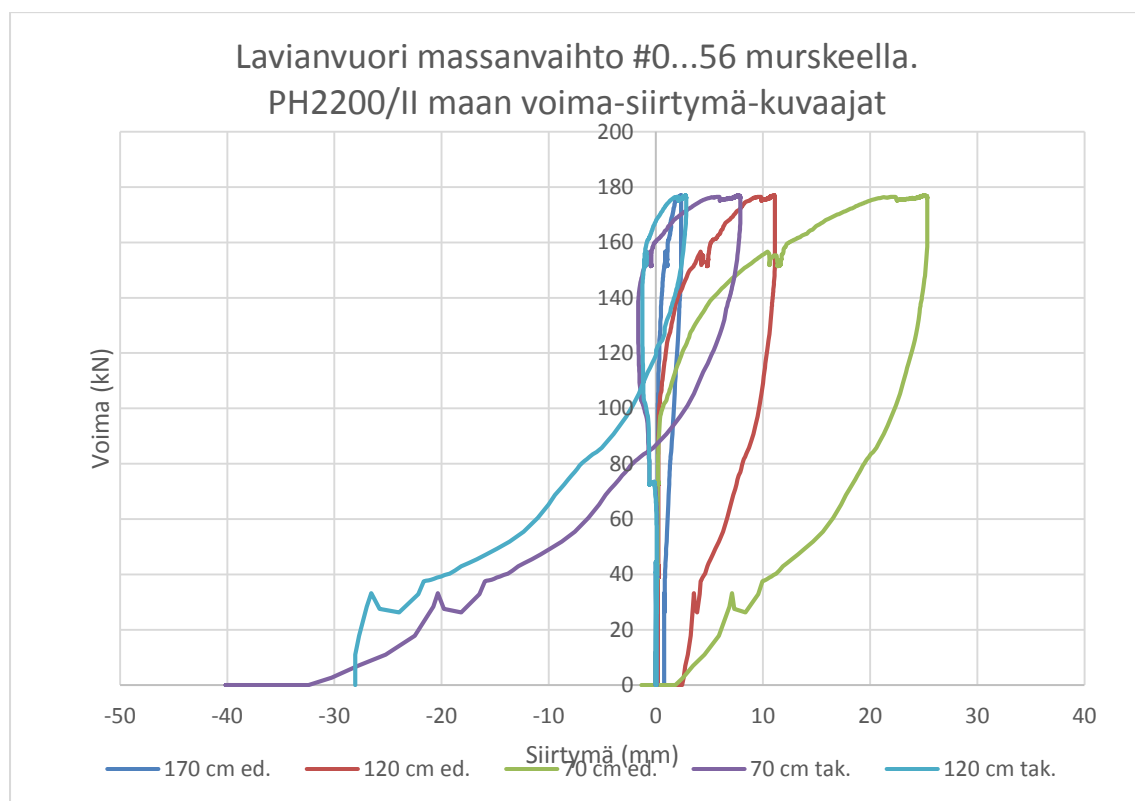
**LIITE 3: FORSSA MAAN VOIMA-SIIRTYMÄ-KUVAAJAT**



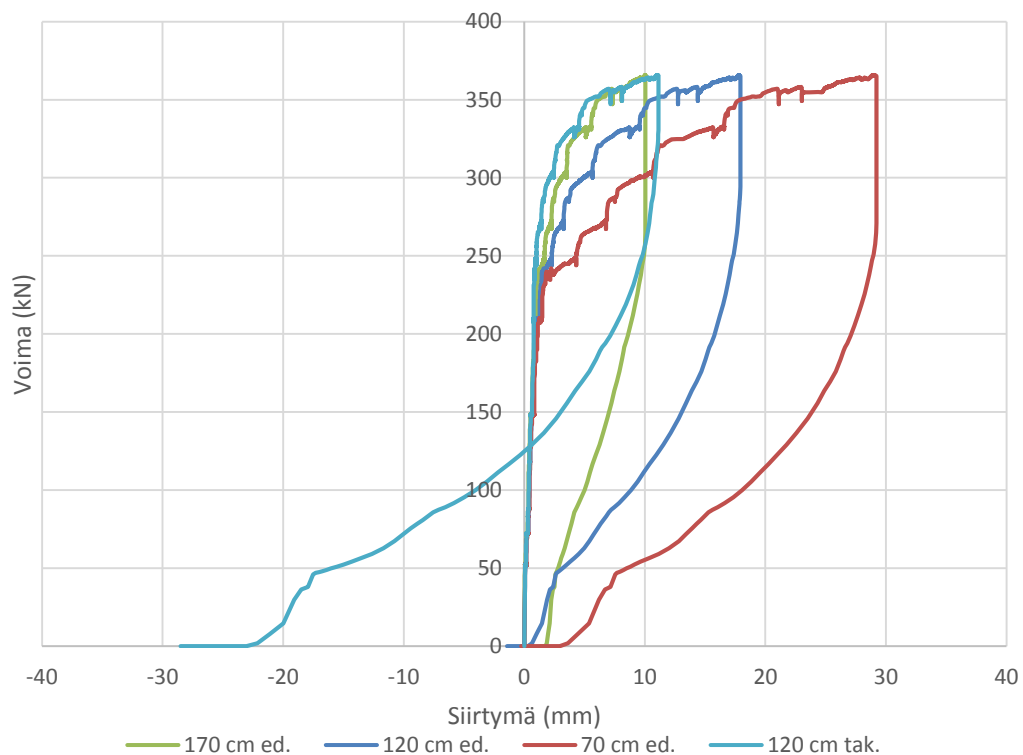




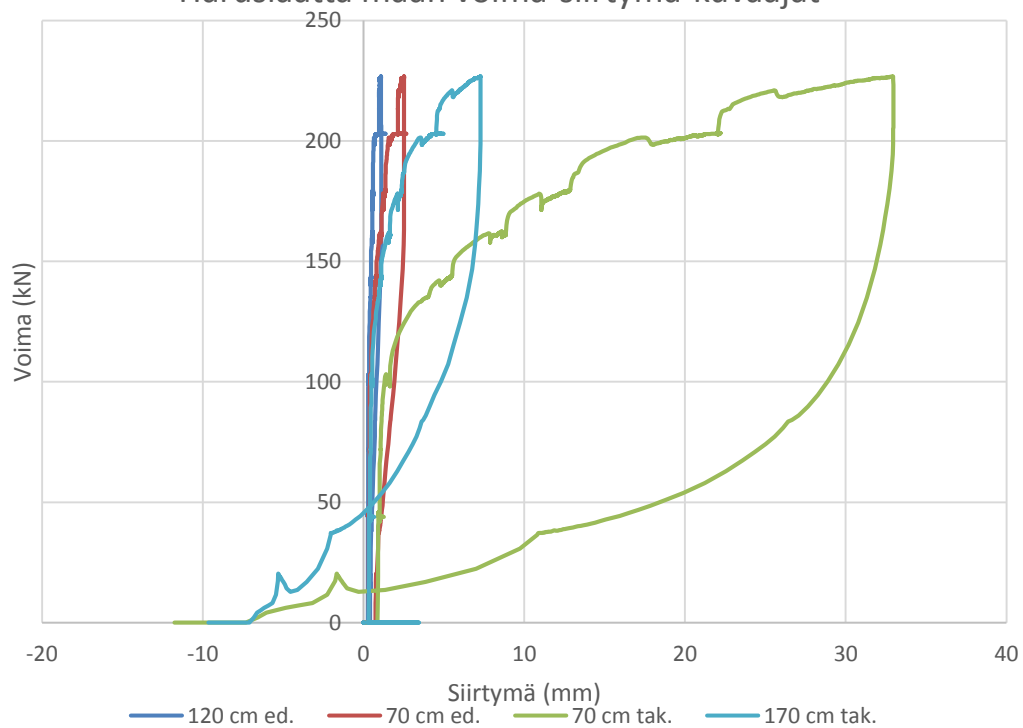
## LIITE 4: LAVIANVUORI MAAN VOIMA-SIIRTYMÄKUVAAJAT



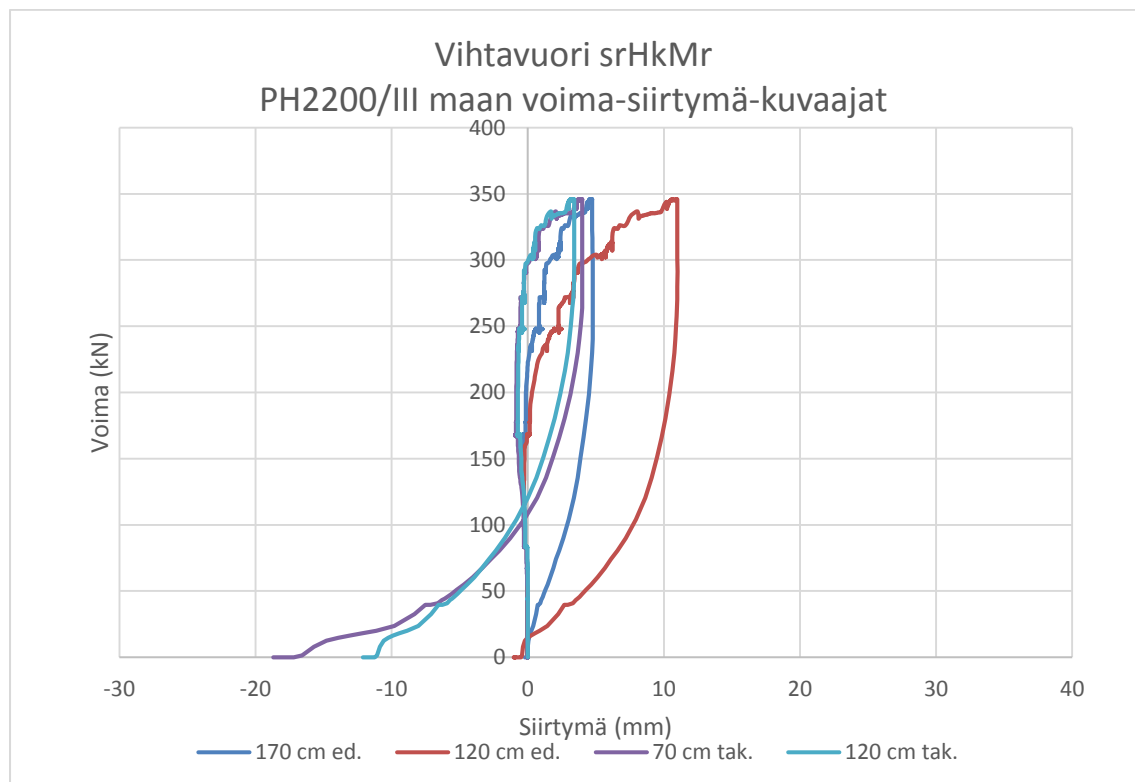
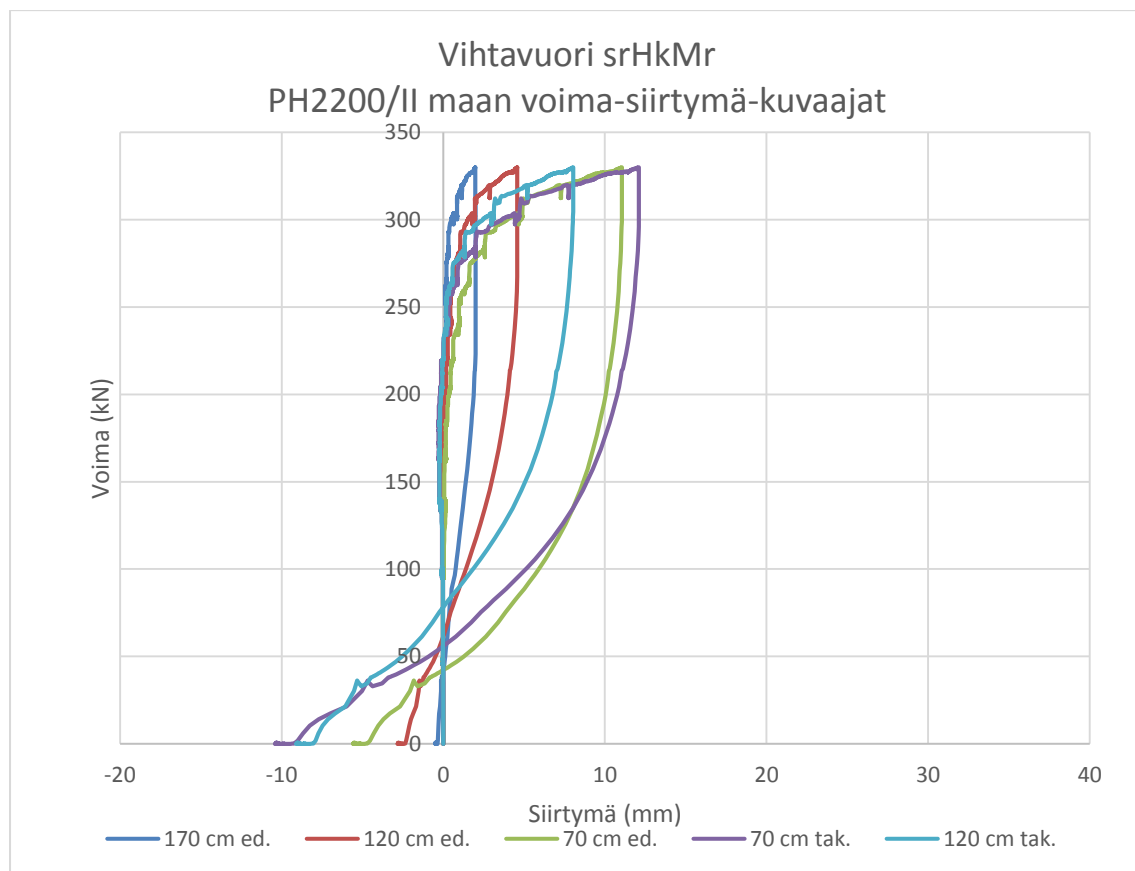
Lavianvuori massanvaihto #0...56 murskeella.  
PH2800/I maan voima-siirtymä-kuvaajat

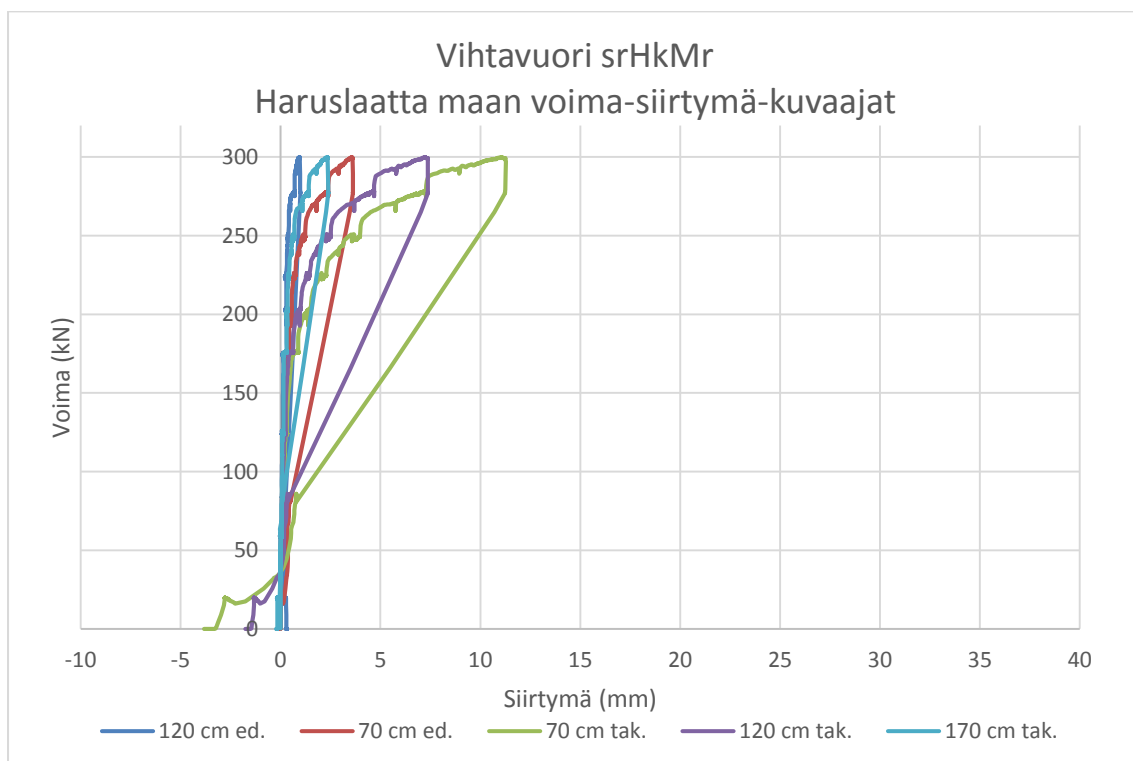
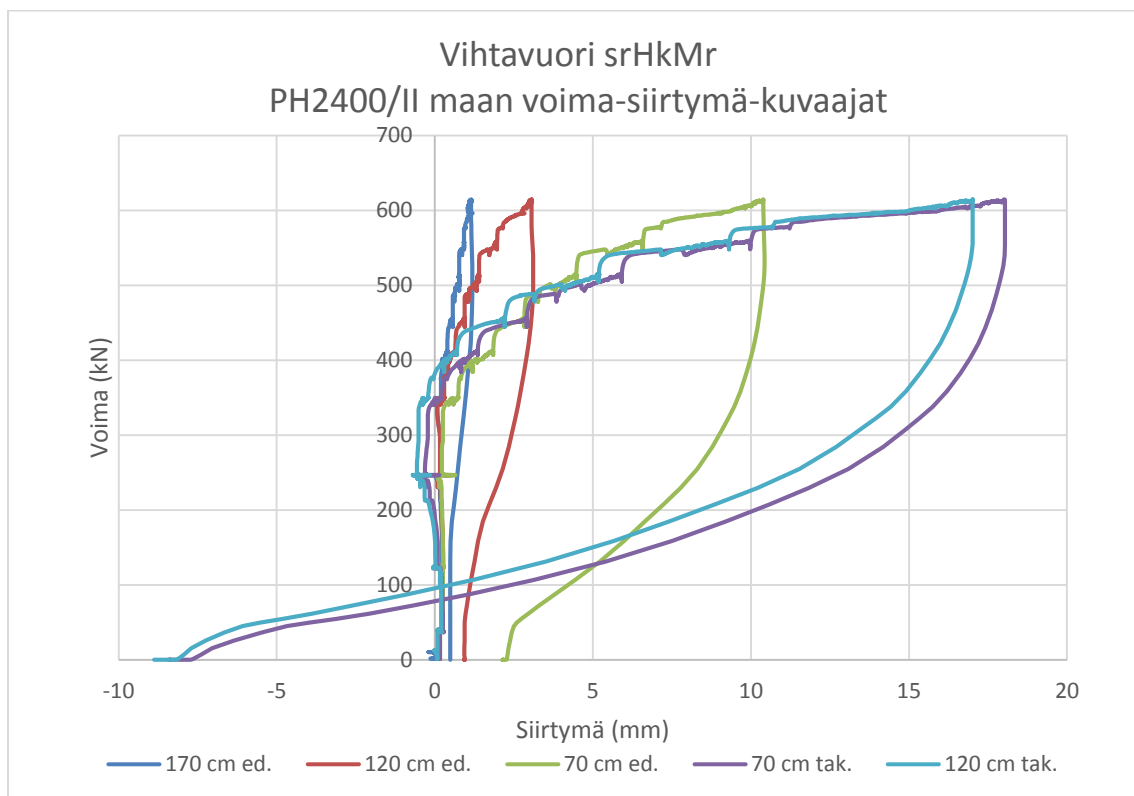


Lavianvuori massanvaihto #0...56 murskeella.  
Haruslaatta maan voima-siirtymä-kuvaajat



## LIITE 5: VIHTAVUORI MAAN VOIMA-SIIRTYMÄ-KUVAAJAT





## LIITE 6: FORSSA VERTAILULASKELMAT

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/II		$V_m$	4,8 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	23 kN	laatan paino	$G_m = V_m * \gamma$	67,7 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G_m'$	61,8 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1 m	laatan leveys	$G_e'$	17,6 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1,9 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	79,4 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	0,5 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	U	6,4 m	laatan piiri
C	7 kN/m <sup>2</sup>	koheesiosta riippuva vakio			
$\gamma$	14 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	$Rk = G' + CU(h_1 + h_2)$	186,9 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	5 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/III		$V_m$	5,3 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	24 kN	laatan paino	$G_m = V_m * \gamma$	73,8 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G_m'$	64,0 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1 m	laatan leveys	$G_e'$	18,3 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1,9 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	82,3 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	0,7 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	U	6,4 m	laatan piiri
C	6,5 kN/m <sup>2</sup>	koheesiosta riippuva vakio			
$\gamma$	14 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	$Rk = G' + CU(h_1 + h_2)$	190,4 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	5 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2400/II		$V_m$	9,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	35 kN	laatan paino	$G_m = V_m * \gamma$	135,2 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,4 m	laatan pituus	$G_m'$	124,0 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1,6 m	laatan leveys	$G_e'$	24,3 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1,9 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	148,3 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	0,5 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	U	8,0 m	laatan piiri
C	5,3 kN/m <sup>2</sup>	koheesiosta riippuva vakio			
$\gamma$	14 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	$Rk = G' + CU(h_1 + h_2)$	250,1 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	5 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2800/I		$V_m$	7,5 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	32 kN	laatan paino	$G_m = V_m * \gamma$	104,9 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,8 m	laatan pituus	$G_m'$	96,5 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1,2 m	laatan leveys	$G_e'$	23,9 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1,9 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	120,4 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	0,5 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	U	8,0 m	laatan piiri
C	5,4 kN/m <sup>2</sup>	koheesiosta riippuva vakio			
$\gamma$	14 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	$Rk = G' + CU(h_1 + h_2)$	224,1 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	5 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			

## LIITE 7: LAVIANVUORI VERTAILULASKELMAT

Vertailulaskelmat kaavoilla 5 ja 7.

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/II		$V_m$	4,6 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	23 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	78,4 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G_m'$	52,1 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1 m	laatan leveys	$G_e'$	15,6 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	0,6 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	67,6 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	1,7 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_k = G' + 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$\Phi$	36°	leikkauskestävyysskulma			
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	176,4 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	9 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			
K	0,7	maanpainekerroin			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/III		$V_m$	5,2 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	24 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	87,8 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G_m'$	64,1 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1 m	laatan leveys	$G_e'$	16,8 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	80,9 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	1,55 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_k = G' + 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$\Phi$	36°	leikkauskestävyysskulma			
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	350,5 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	9 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			
K	1,27	maanpainekerroin			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2400/II		$V_m$	9,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	35 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	164,2 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,4 m	laatan pituus	$G_m'$	123 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
B	1,6 m	laatan leveys	$G_e'$	21,5 kN	elementin tehokaspaino
$h_1$	1 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$G' = G_m' + G_e'$	144,6 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_2$	1,4 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_k = G' + 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$\Phi$	36°	leikkauskestävyysskulma			
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	376,5 kN	perustuksen ylösvetokestävyys
$\gamma'$	9 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella			
K	0,97	maanpainekerroin			

**Lähtötiedot**

Perustus	PH2800/I	
$G_{\text{elementti}}$	32 kN	laatan paino
L	2,8 m	laatan pituus
B	1,2 m	laatan leveys
$h_1$	1 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$h_2$	1,75 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$\Phi$	36 °	leikkauskestävyysskulma
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino
$\gamma'$	9 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella
K	0,77	maanpainekerroin

**Laskelmat**

$V_m$	8,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_m = V_m \cdot \gamma$	147,9 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
$G_m'$	106 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
$G_e'$	21,7 kN	elementin tehokaspaino
$G' = G_m' + G_e'$	127,7 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$R_k = G' + 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
Rk	360,5 kN	perustuksen ylösvetokestävyyss

**Lähtötiedot**

Perustus	Haruslaatta	
$G_{\text{elementti}}$	10 kN	laatan paino
L	1 m	laatan pituus
B	2,2 m	laatan leveys
$h_1$	1 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$h_2$	1,2 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$\Phi$	36 °	leikkauskestävyysskulma
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino
$\gamma'$	9 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino pvp alapuolella
K	0,96	maanpainekerroin

**Laskelmat**

$V_m$	4,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_m = V_m \cdot \gamma$	79,4 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
$G_m'$	61 kN	leikkautuvan maan tehokaspaino
$G_e'$	5,8 kN	elementin tehokaspaino
$G' = G_m' + G_e'$	66,9 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$R_k = G' + 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
Rk	224,8 kN	perustuksen ylösvetokestävyyss



## LIITE 8: VIHTAVUORI VERTAILULASKELMAT

Standardin SFS-EN 50341-2-7 mukaiset laskelmat.

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/II		$V_m$	4,9 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	23 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	84,0 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	107,0 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1 m	laatan leveys	$G' = G$	107,0 kN	elementin ja maan tehokaspaino
h	2,45 m	perustamissyvyys	U	6,4 m	laatan piiri
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	$R_k = G + k h^2 U \tan \Phi$		
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	368,7 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
k	10,1 kN/m <sup>3</sup>	kitkasta riippuva vakio			
Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/III		$V_m$	5,4 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	24 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	91,5 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	115,5 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1 m	laatan leveys	$G' = G$	115,5 kN	elementin ja maan tehokaspaino
h	2,65 m	perustamissyvyys	U	6,4 m	laatan piiri
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	$R_k = G + k h^2 U \tan \Phi$		
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	339,8 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
k	7,4 kN/m <sup>3</sup>	kitkasta riippuva vakio			
Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2400/II		$V_m$	10,6 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	35 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	179,6 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,4 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	214,6 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1,6 m	laatan leveys	$G' = G$	214,6 kN	elementin ja maan tehokaspaino
h	2,6 m	perustamissyvyys	U	8,0 m	laatan piiri
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	$R_k = G + k h^2 U \tan \Phi$		
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	608,6 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
k	10,8 kN/m <sup>3</sup>	kitkasta riippuva vakio			
Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2800/I		$V_m$	9,2 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	32 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	156,7 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,8 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	188,7 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1,2 m	laatan leveys	$G' = G$	188,7 kN	elementin ja maan tehokaspaino
h	2,9 m	perustamissyvyys	U	8,0 m	laatan piiri
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	$R_k = G + k h^2 U \tan \Phi$		
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	551,8 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
k	8 kN/m <sup>3</sup>	kitkasta riippuva vakio			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	Haruslaatta		$V_m$	4,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	10 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	79,4 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	1 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	89,4 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	2,2 m	laatan leveys	$G' = G$	89,4 kN	elementin ja maan tehokaspaino
h	2,2 m	perustamissyvyys	U	6,4 m	laatan piiri
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	$R_k = G + k h^2 U \tan \Phi$		
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino	Rk	319,2 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
k	11 kN/m <sup>3</sup>	kitkasta riippuva vakio			

Standardin IEEE 691-2001 mukaiset laskelmat. Laskelmissa haruskulma on otettu huomioon murtopinna pitiudessa.

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/II		$V_m$	4,9 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	23 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	84,0 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	107,0 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1 m	laatan leveys	$G' = G$	107,0 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_1$	2,45 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_x = G' + 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$h_2$	0 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti			
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	Rk	211,7 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino			
$K = 1 - \sin \Phi$	0,4408071	maanpainekerroin			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2200/III		$V_m$	5,4 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	24 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	91,5 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,2 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	115,5 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1 m	laatan leveys	$G' = G$	115,5 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_1$	2,65 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_x = G' + 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$h_2$	0 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti			
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	Rk	238,0 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino			
$K = 1 - \sin \Phi$	0,4408071	maanpainekerroin			

Lähtötiedot			Laskelmat		
Perustus	PH2400/II		$V_m$	10,6 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_{\text{elementti}}$	35 kN	laatan paino	$G_m = V_m \cdot \gamma$	179,6 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
L	2,4 m	laatan pituus	$G = G_e + G_m$	214,6 kN	elementin ja maan kokonaispaino
B	1,6 m	laatan leveys	$G' = G$	214,6 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$h_1$	2,6 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti	$R_x = G' + 2(B + L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan \delta_n h_n$		
$h_2$	0 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti			
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma	Rk	379,5 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino			
$K = 1 - \sin \Phi$	0,4408071	maanpainekerroin			

**Lähtötiedot**

Perustus	PH2800/I	
$G_{\text{elementti}}$	32 kN	laatan paino
L	2,8 m	laatan pituus
B	1,2 m	laatan leveys
$h_1$	2,9 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$h_2$	0 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino
$K=1-\sin\Phi$	0,4408071	maanpaine kerroin

**Laskelmat**

$V_m$	9,2 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_m=V_m \cdot \gamma$	156,7 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
$G=G_e+G_m$	188,7 kN	elementin ja maan kokonaispaino
$G'=G$	188,7 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$R_x = G' + 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan\delta_n h_n$		
Rk	372,1 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys

**Lähtötiedot**

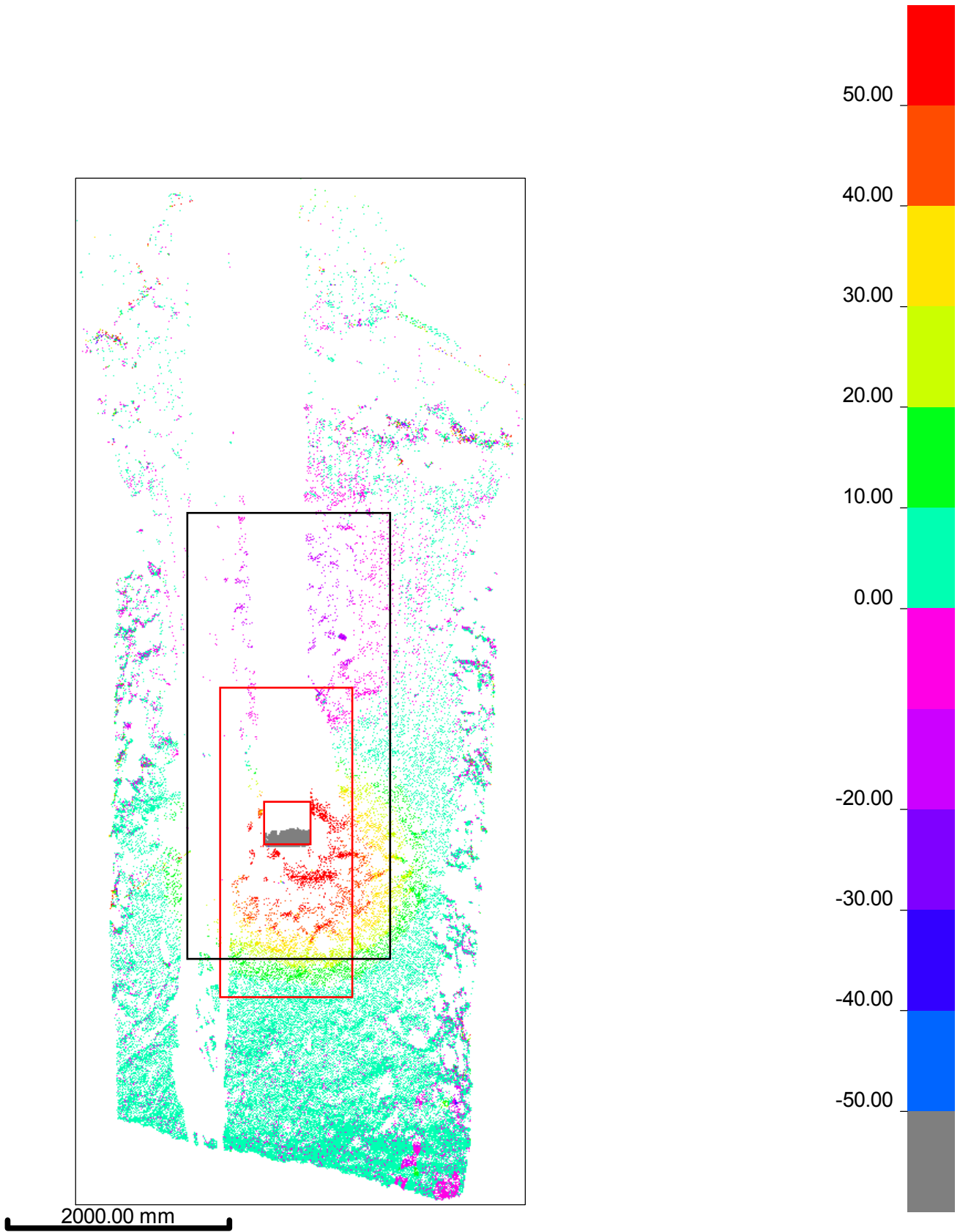
Perustus	Haruslaatta	
$G_{\text{elementti}}$	10 kN	laatan paino
L	1 m	laatan pituus
B	2,2 m	laatan leveys
$h_1$	2,2 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$h_2$	0 m	mitta kuvan 3.14 mukaisesti
$\Phi$	34 °	leikkauskestävyysskulma
$\gamma$	17 kN/m <sup>3</sup>	maan tilavuuspaino
$K=1-\sin\Phi$	0,4408071	maanpaine kerroin


**Laskelmat**

$V_m$	4,7 m <sup>3</sup>	leikkautuvan kappaleen tilavuus
$G_m=V_m \cdot \gamma$	79,4 kN	leikkautuvan maan kokonaispaino
$G=G_e+G_m$	89,4 kN	elementin ja maan kokonaispaino
$G'=G$	89,4 kN	elementin ja maan tehokaspaino
$R_x = G' + 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma'_{v_n} K_n \tan\delta_n h_n$		
Rk	173,8 kN	perustuksen ylösvetokestävyyys

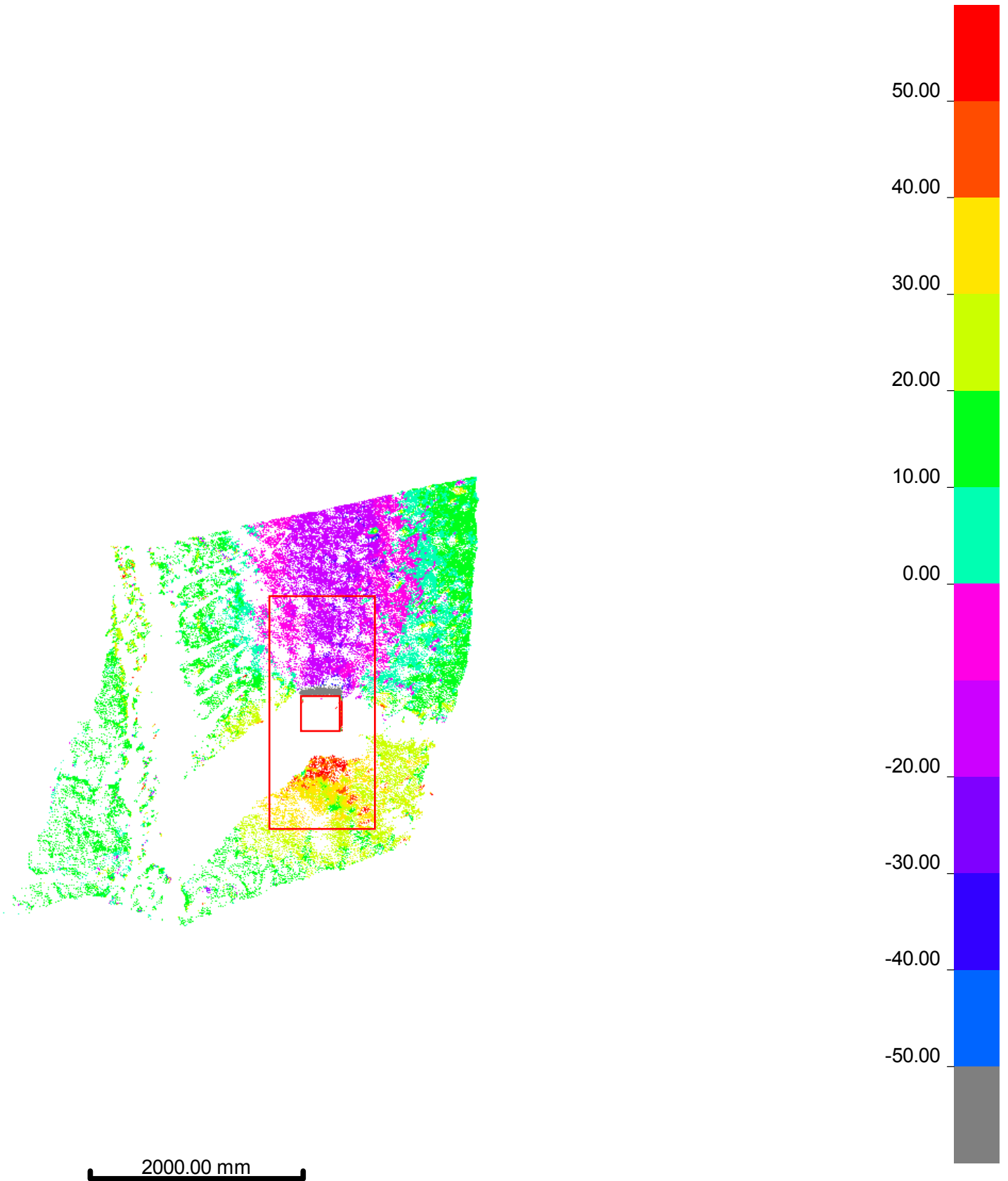
**LIITE 9: FORSSA LASERKEILAUKSET**


(mm)



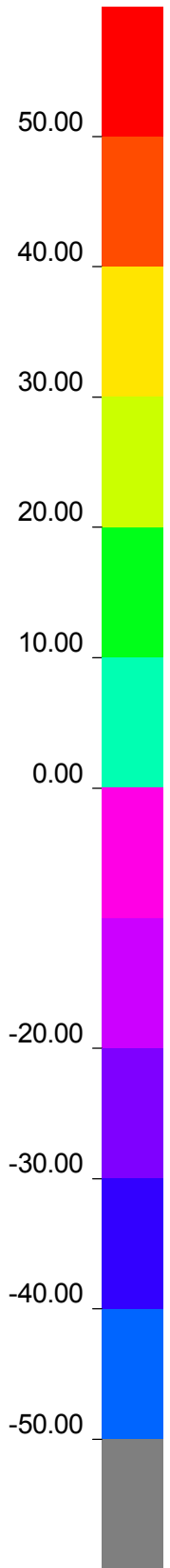
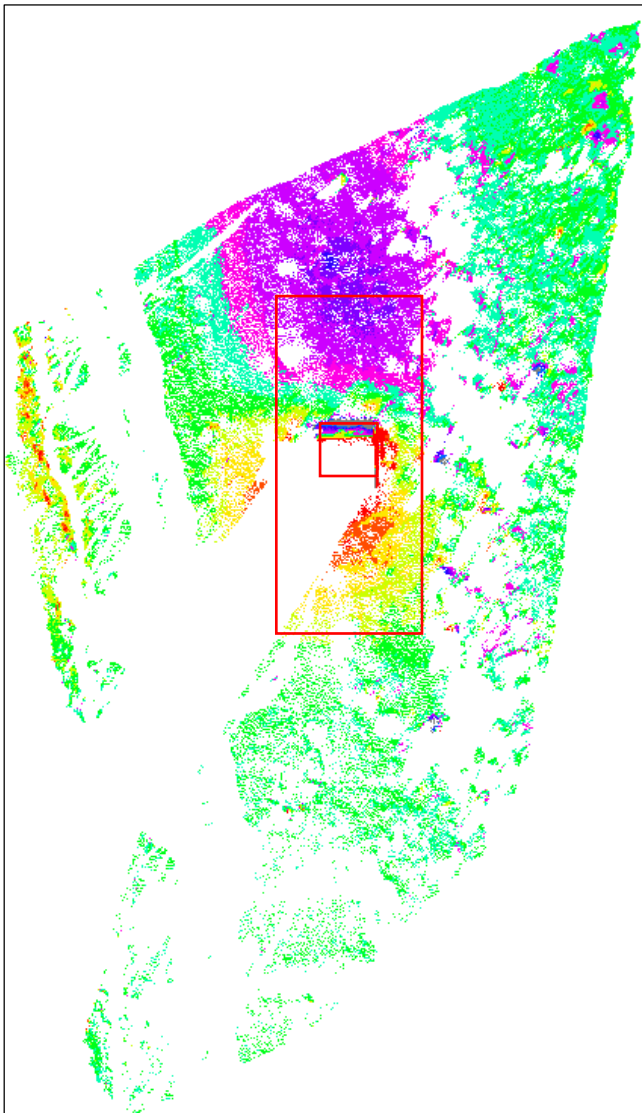
	Title : PH2800/I Forssa	Date : 06/28/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

(mm)




	Title : PH2200/II Forssa	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

(mm)

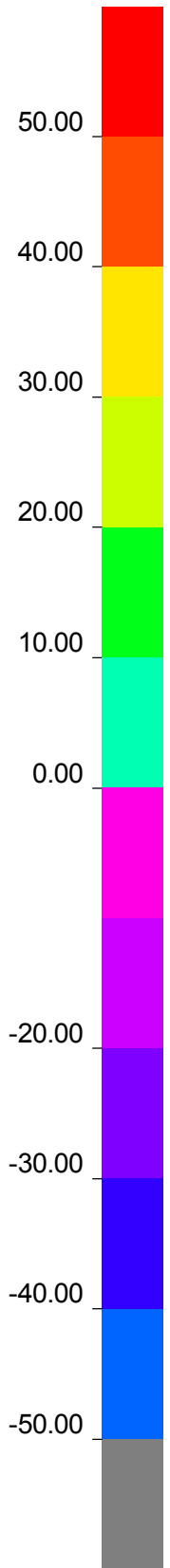
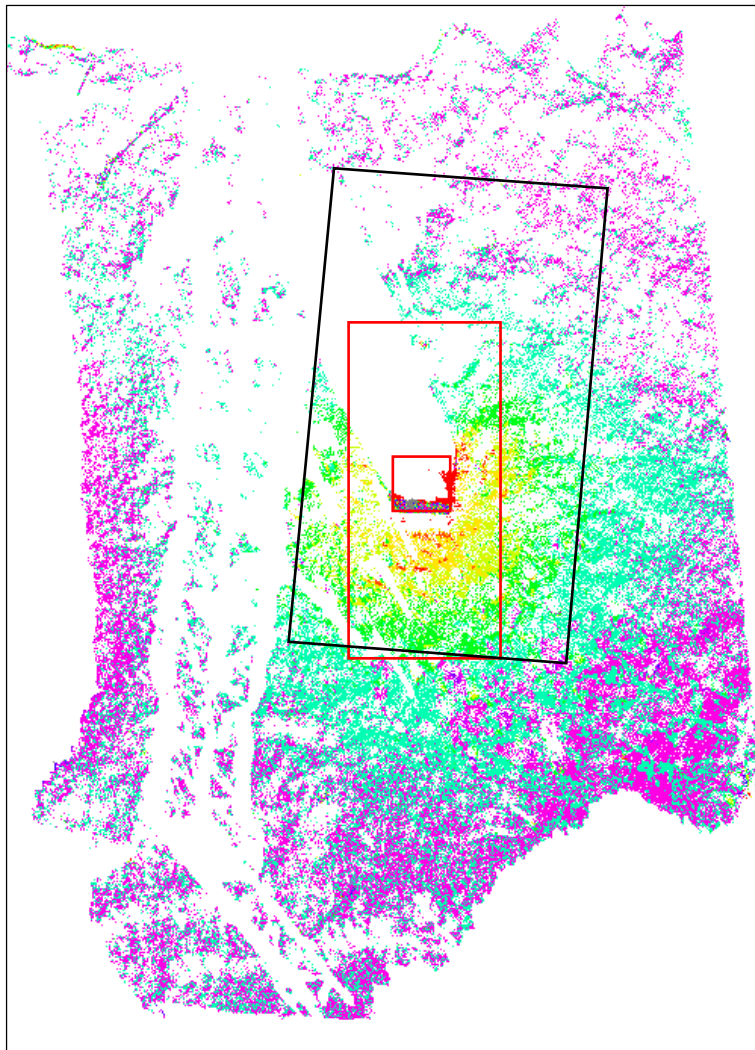


2000.00 mm


	Title : PH2200/III Forssa	Date : 06/28/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

**LIITE 10: LAVIANVUOREN LASERKEILAUKSET**

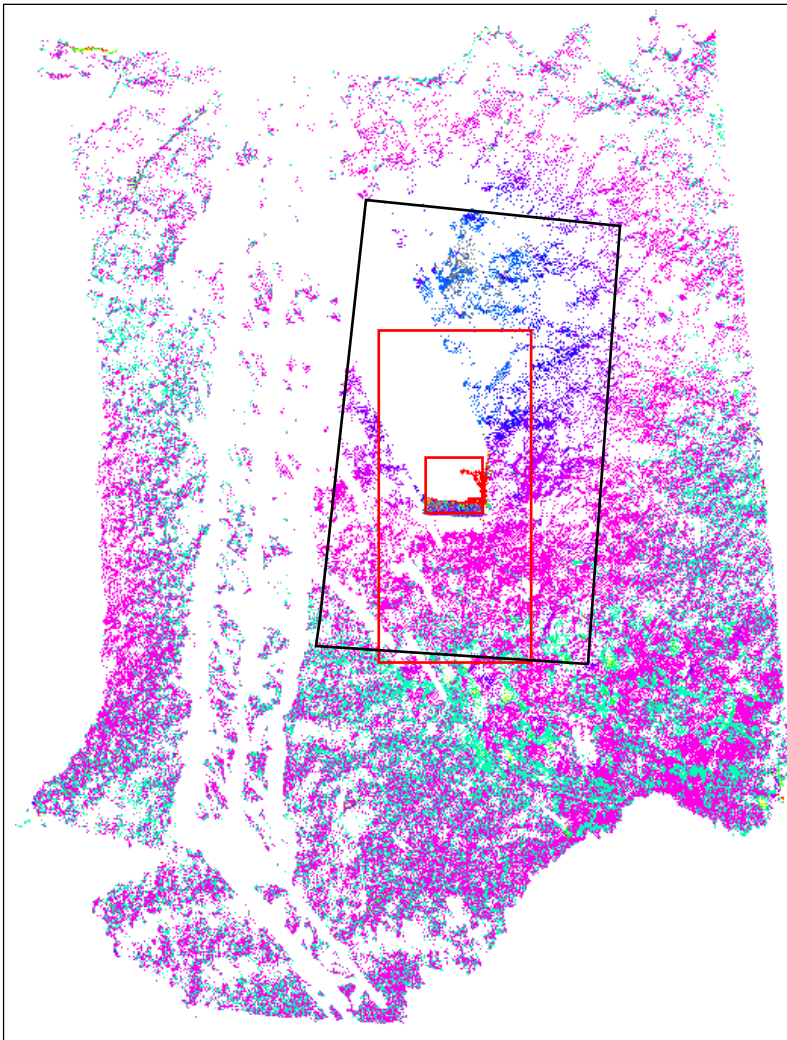
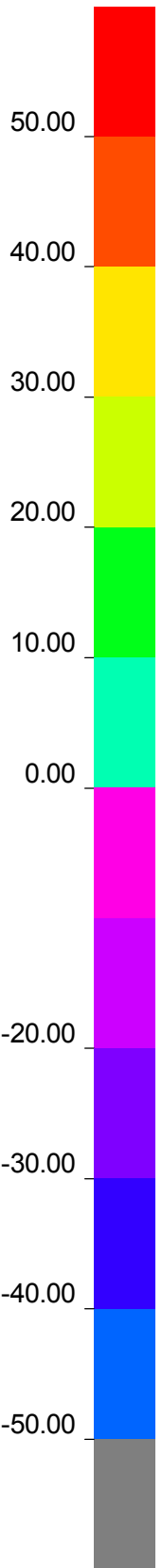
(mm)




2000.00 mm

	Title : Lavianvuori PH2200/II	Date : 06/25/18
	Reference : Alkutilanne- Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

(mm)

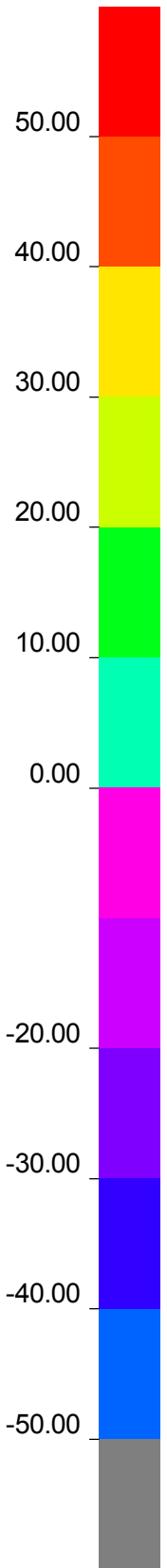
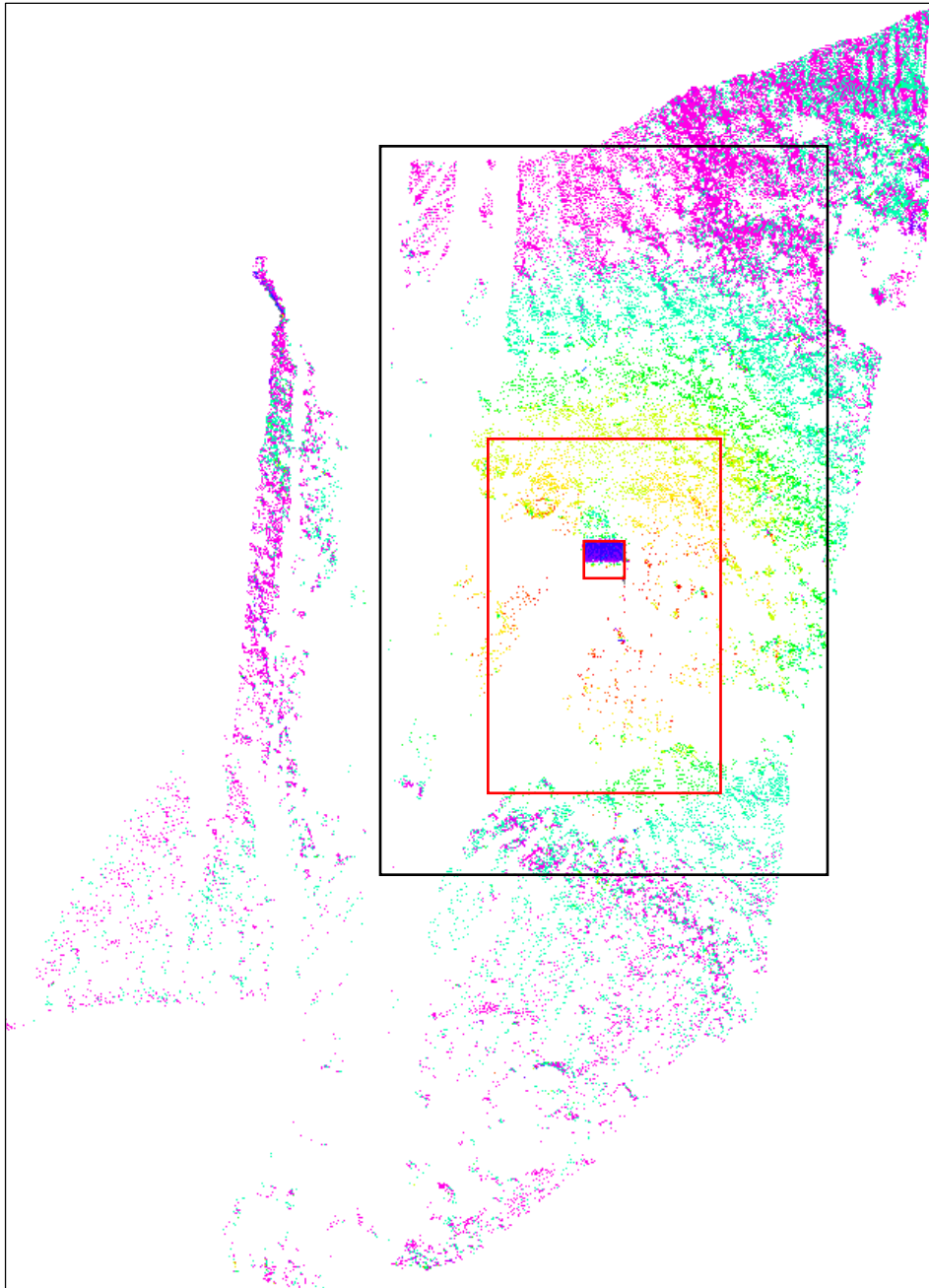


2000.00 mm


	Title : Lavianvuori PH2200/II	Date : 06/25/18
	Reference : Siirtymät kuormituksen poistuttua	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	



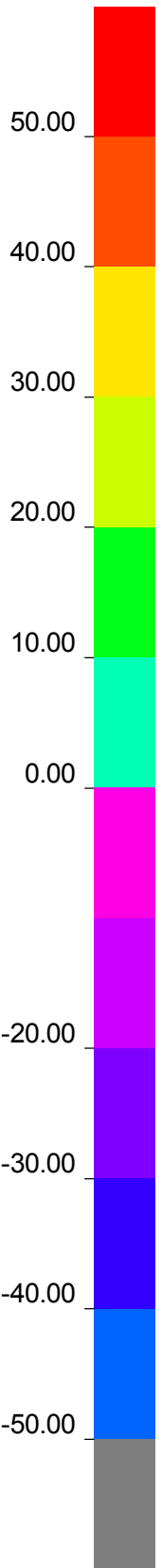
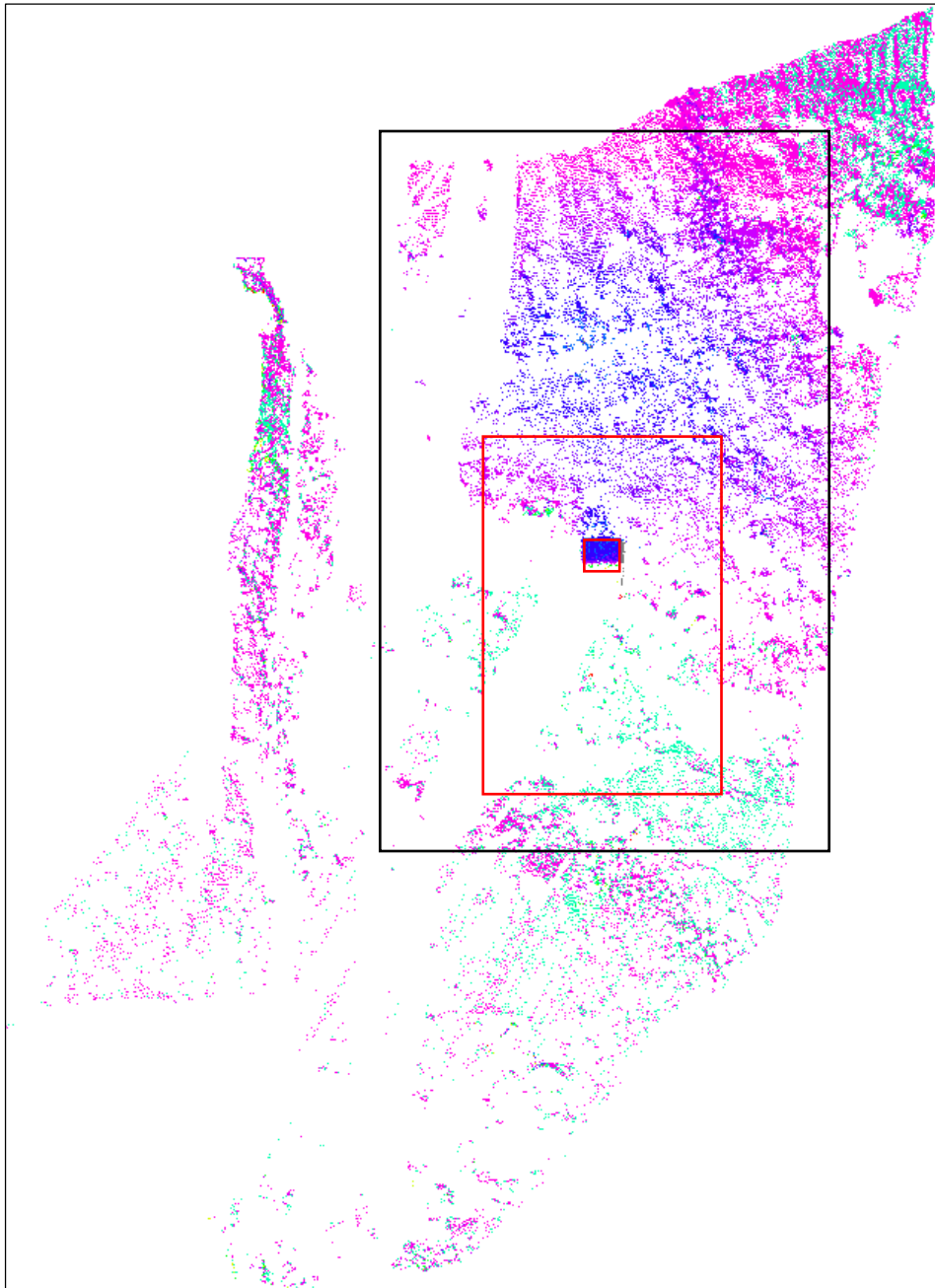
(mm)




2000.00 mm

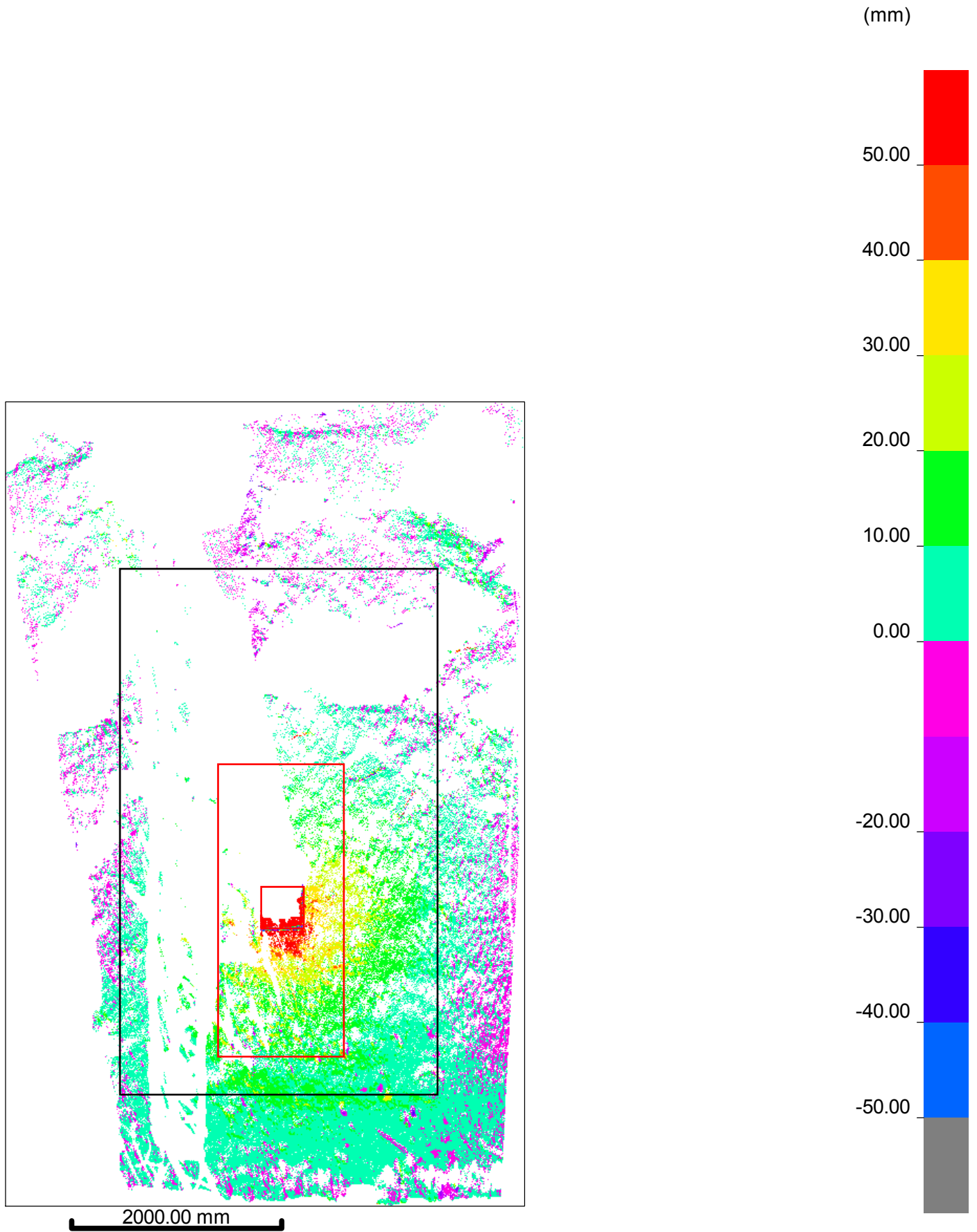
	Title : PH2400/II Lavianvuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	


(mm)



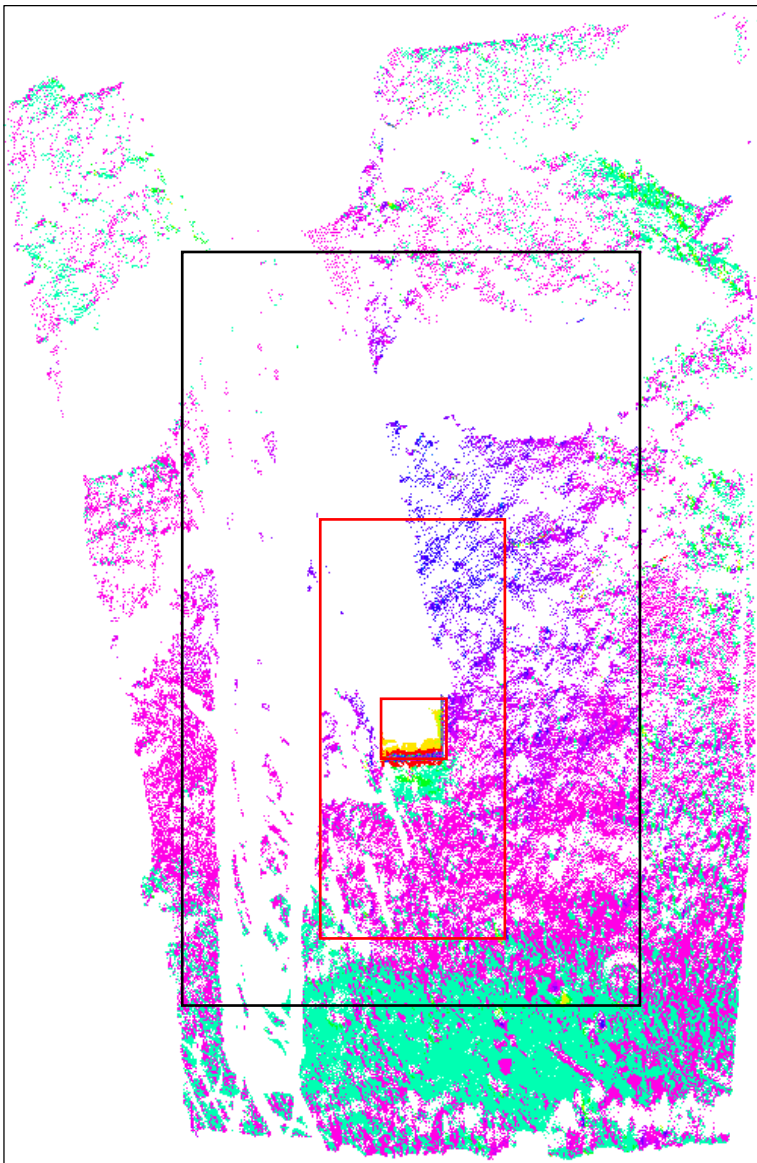
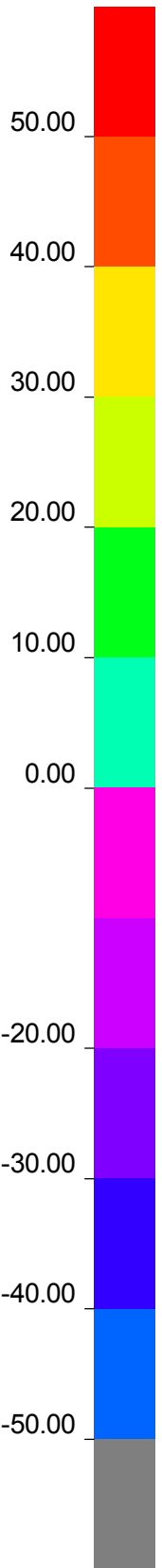
2000.00 mm

	Title : PH2400/II Lavianvuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	




	Title : Lavianvuori PH2800/I	Date : 07/26/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

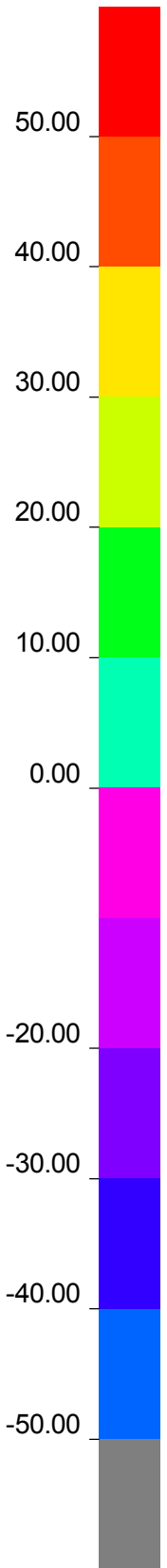
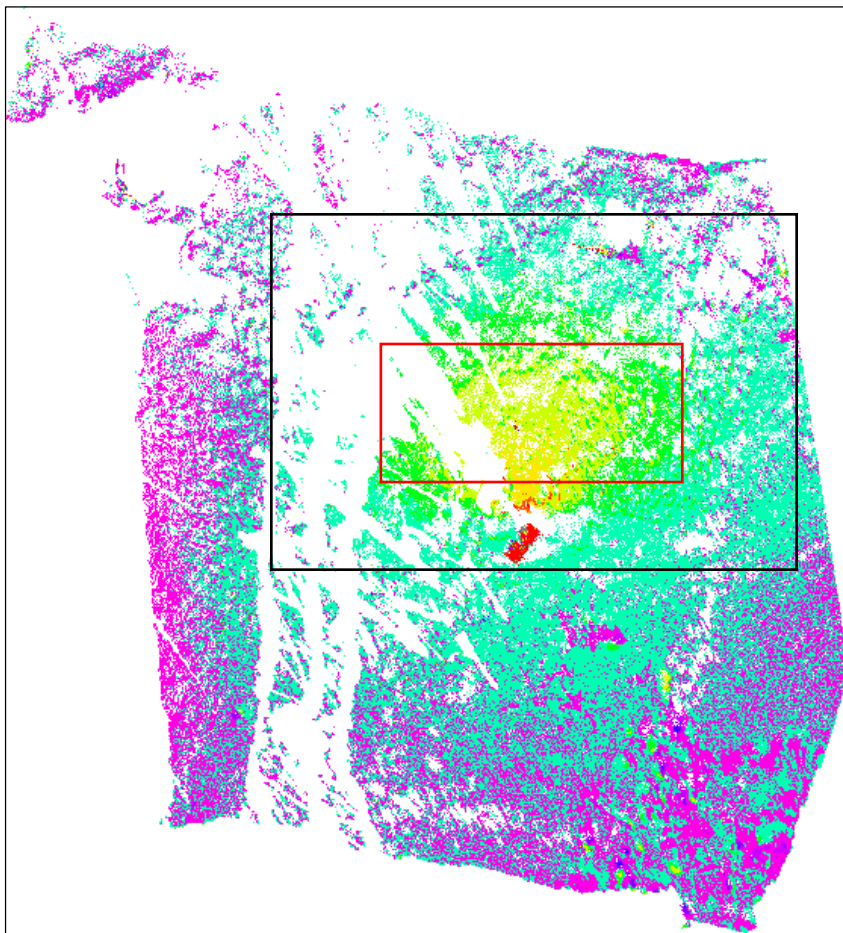
(mm)




2000.00 mm

	Title : Lavianvuori PH2800/I	Date : 07/26/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

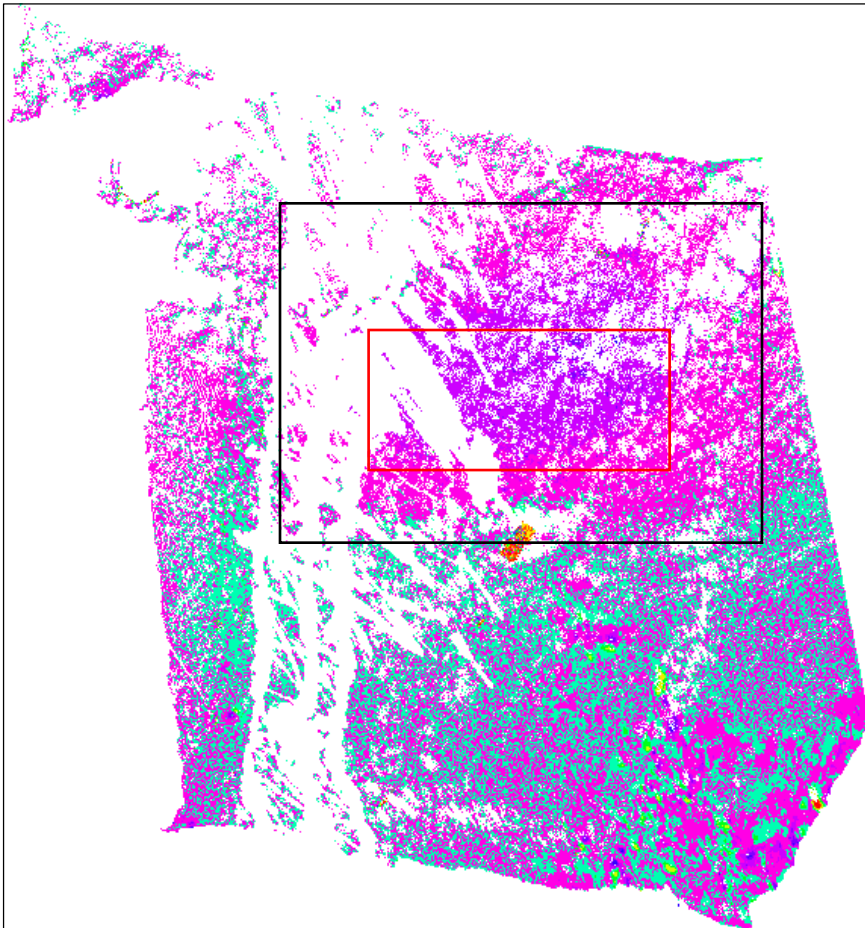
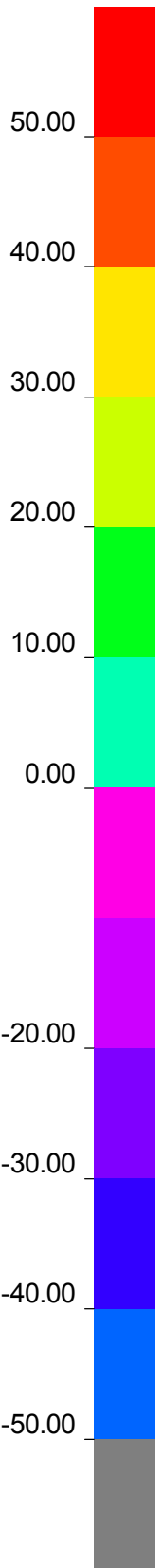
(mm)




2000.00 mm

	Title : Haruslaatta Lavianvuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

(mm)

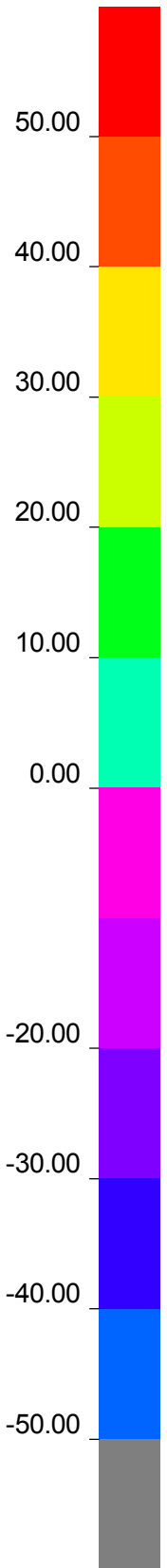
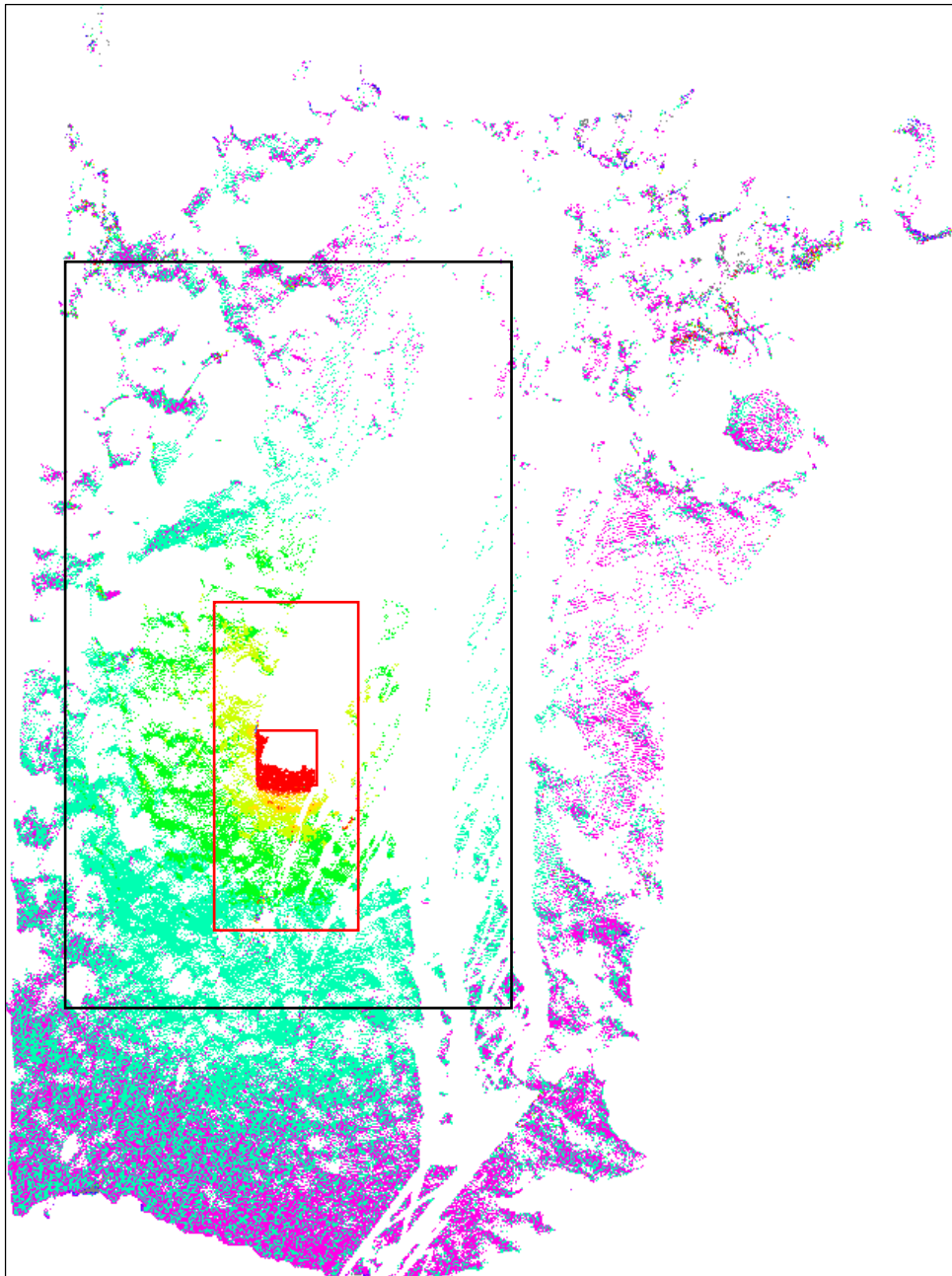


2000.00 mm


	Title : Haruslaatta Lavianvuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

LIITE 11: VIHTAVUORI LASERKEILAUKSET

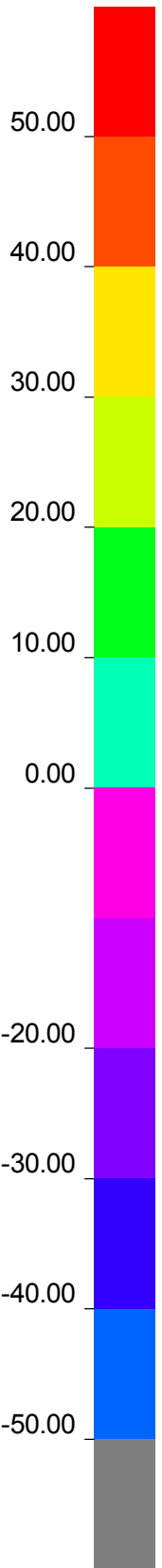
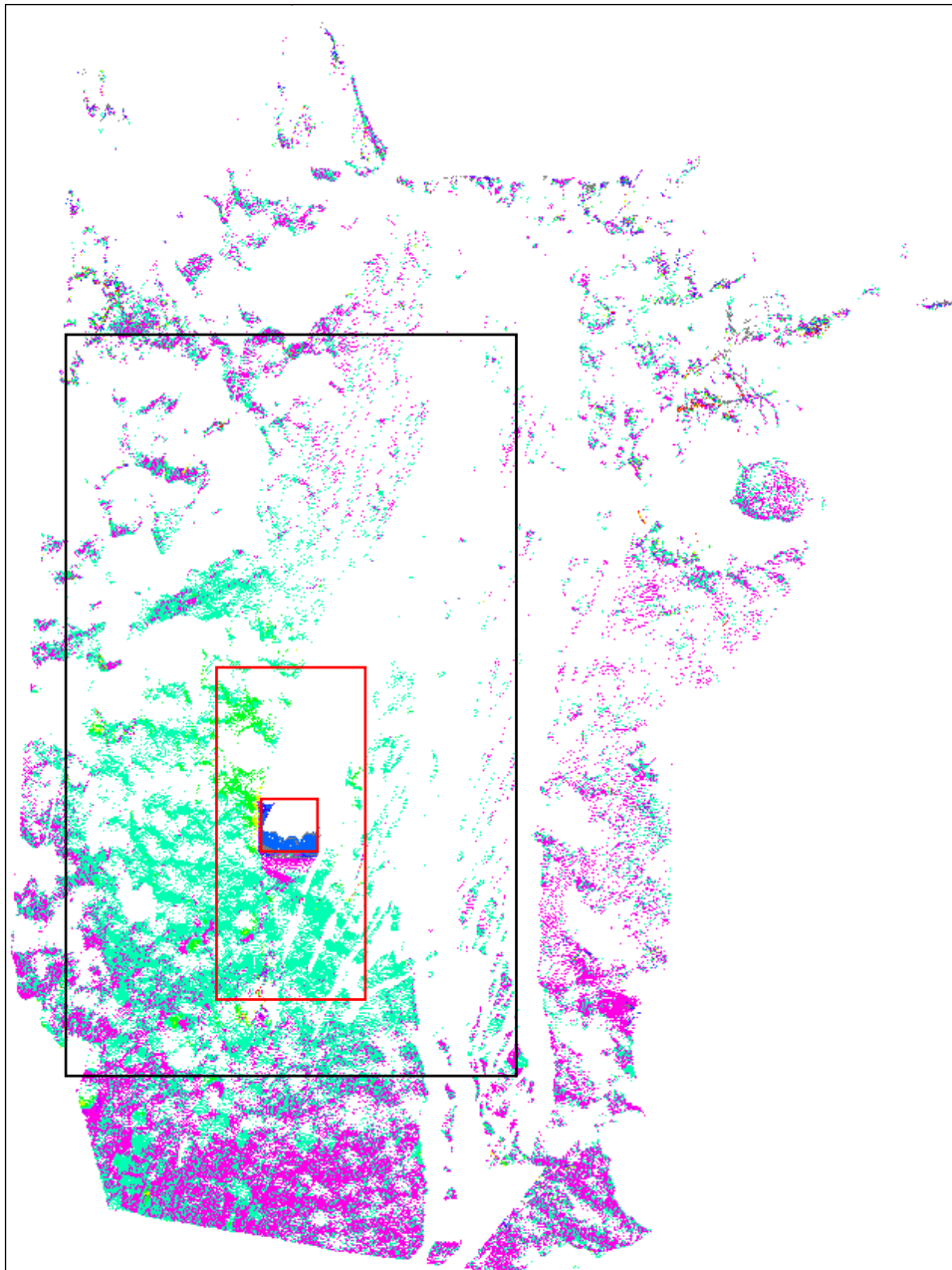
(mm)




2000.00 mm

	Title : PH2200/II Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

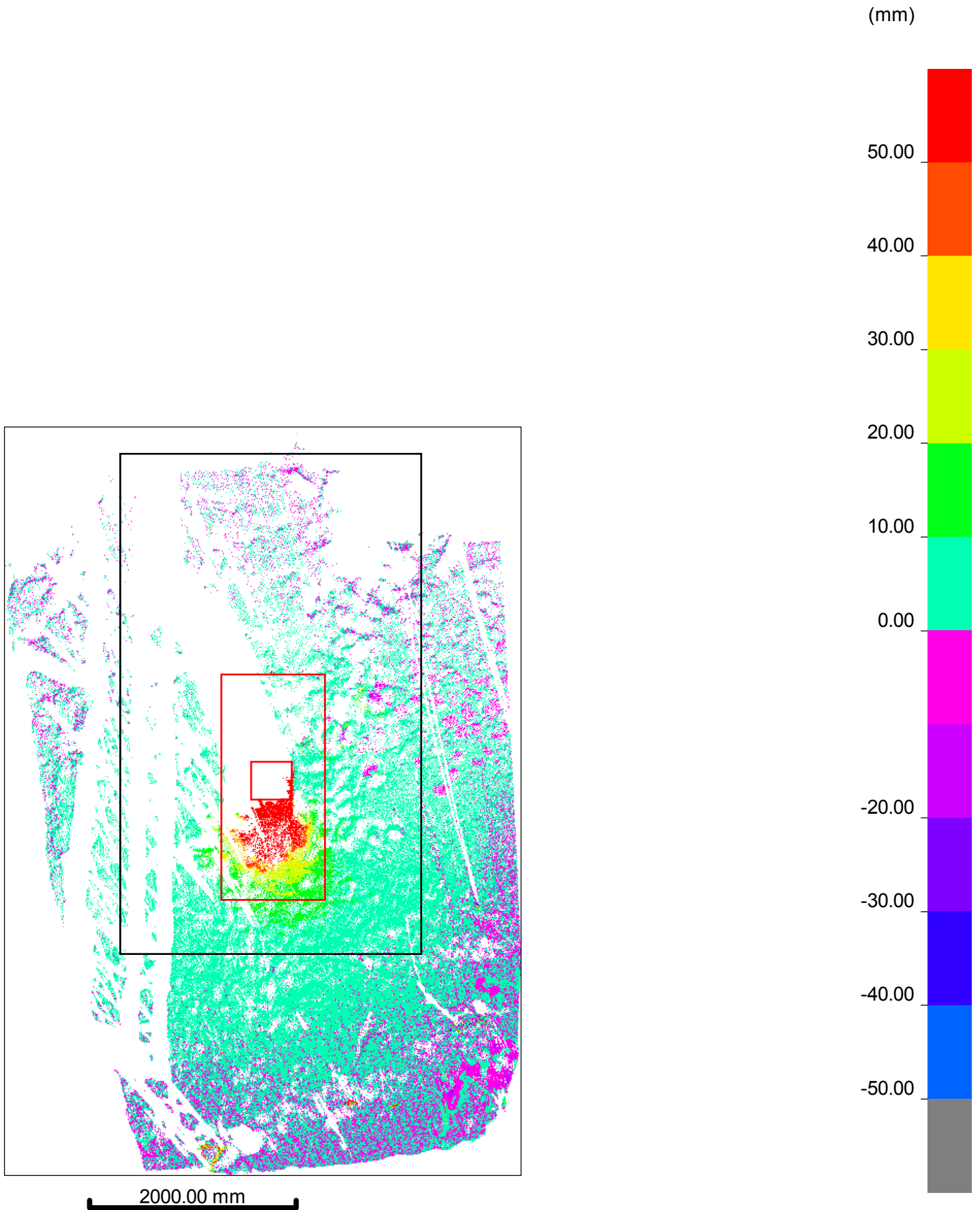
(mm)




2000.00 mm

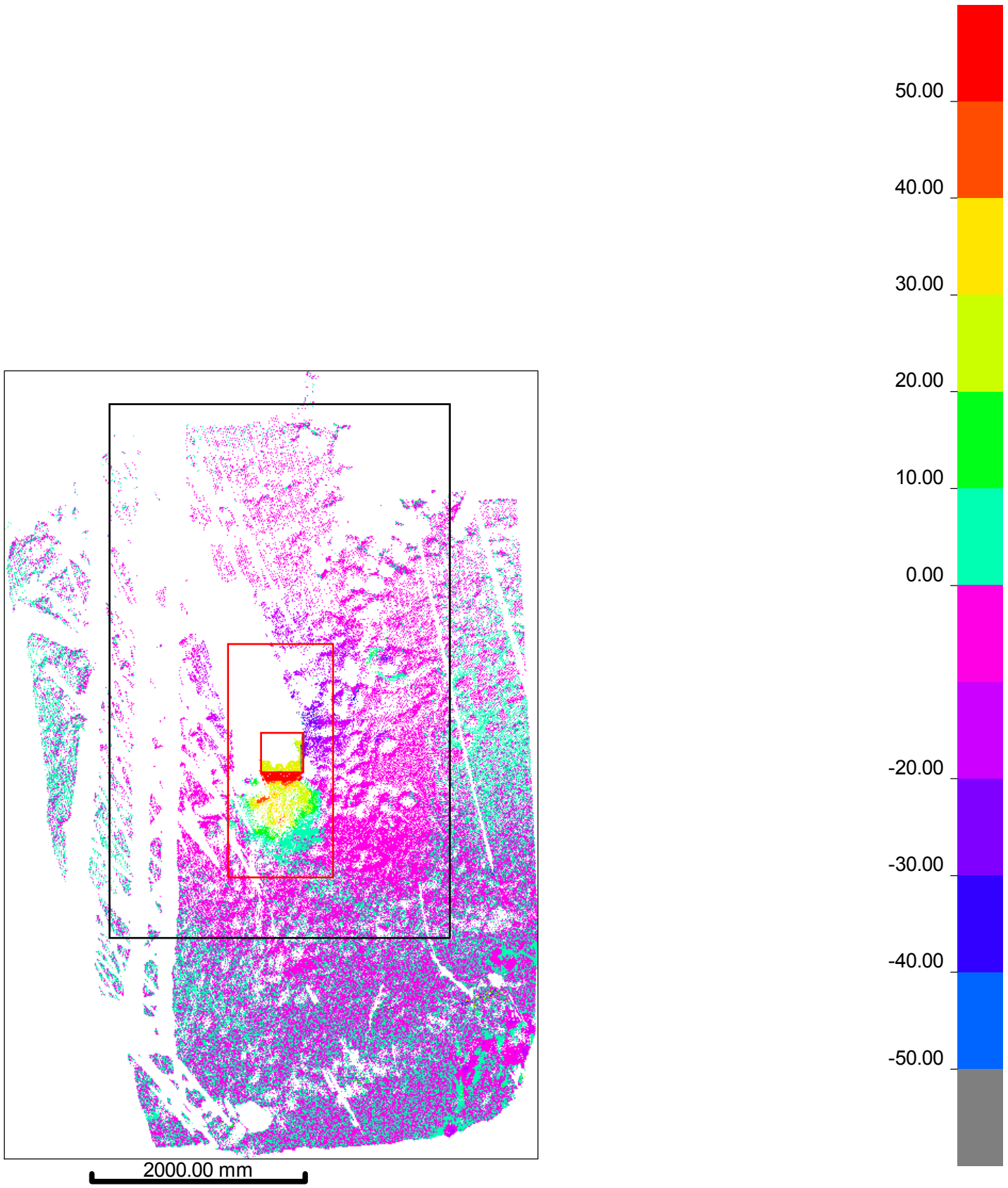
	Title : PH2200/II Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	




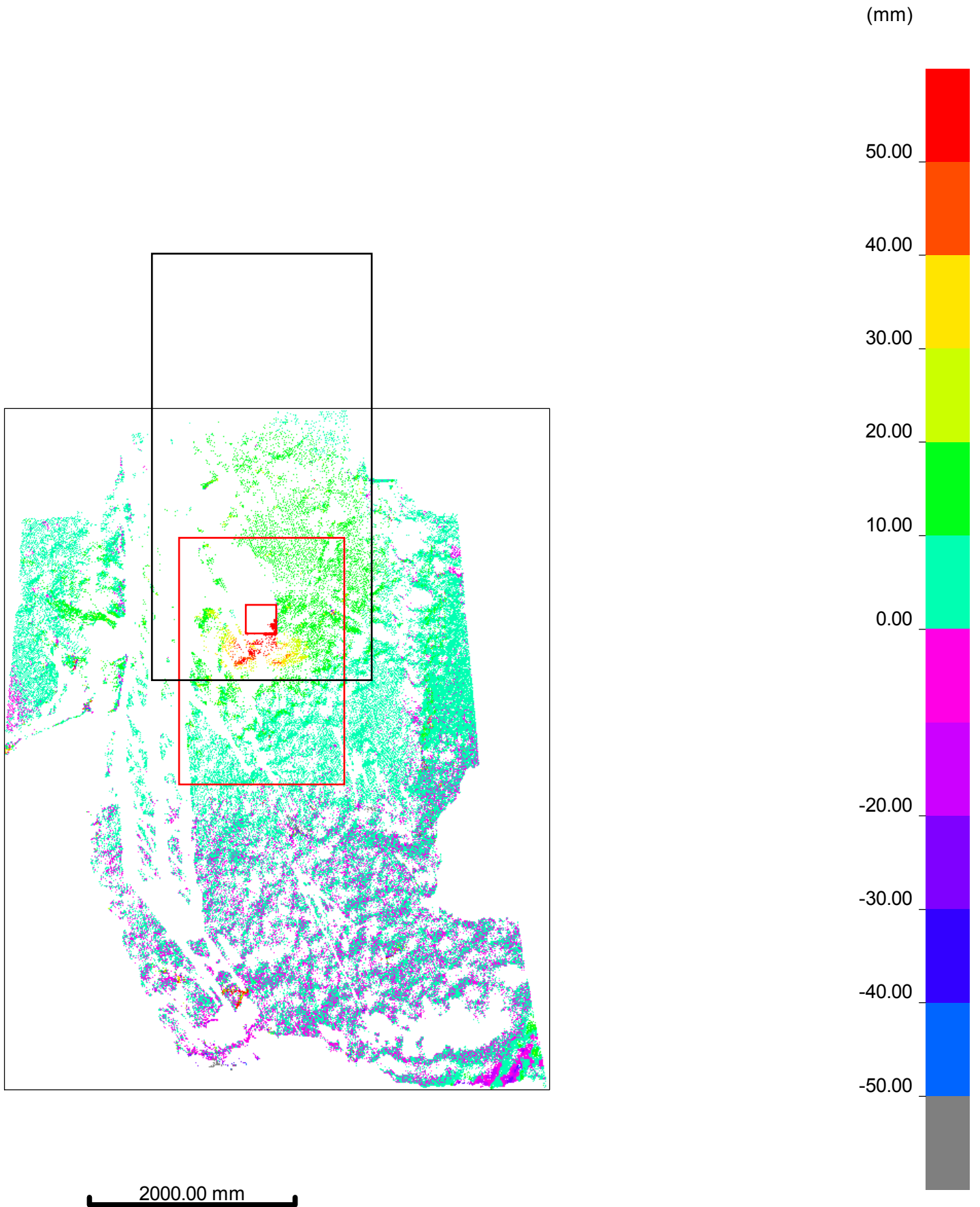



	Title : PH2200/III Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

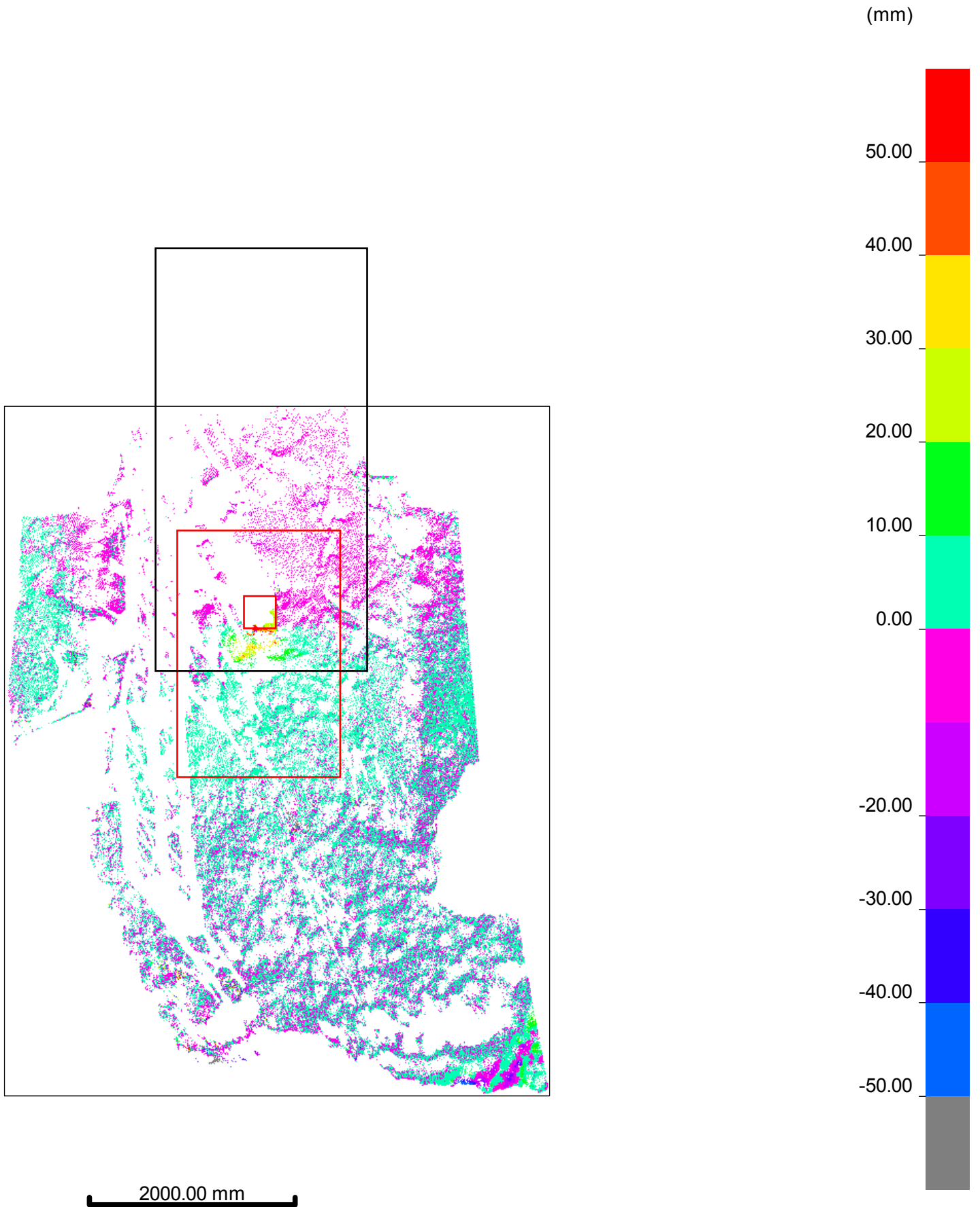
(mm)




	Title : PH2200/III Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

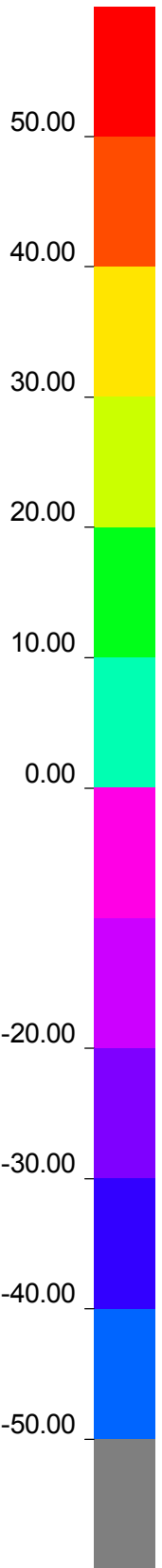
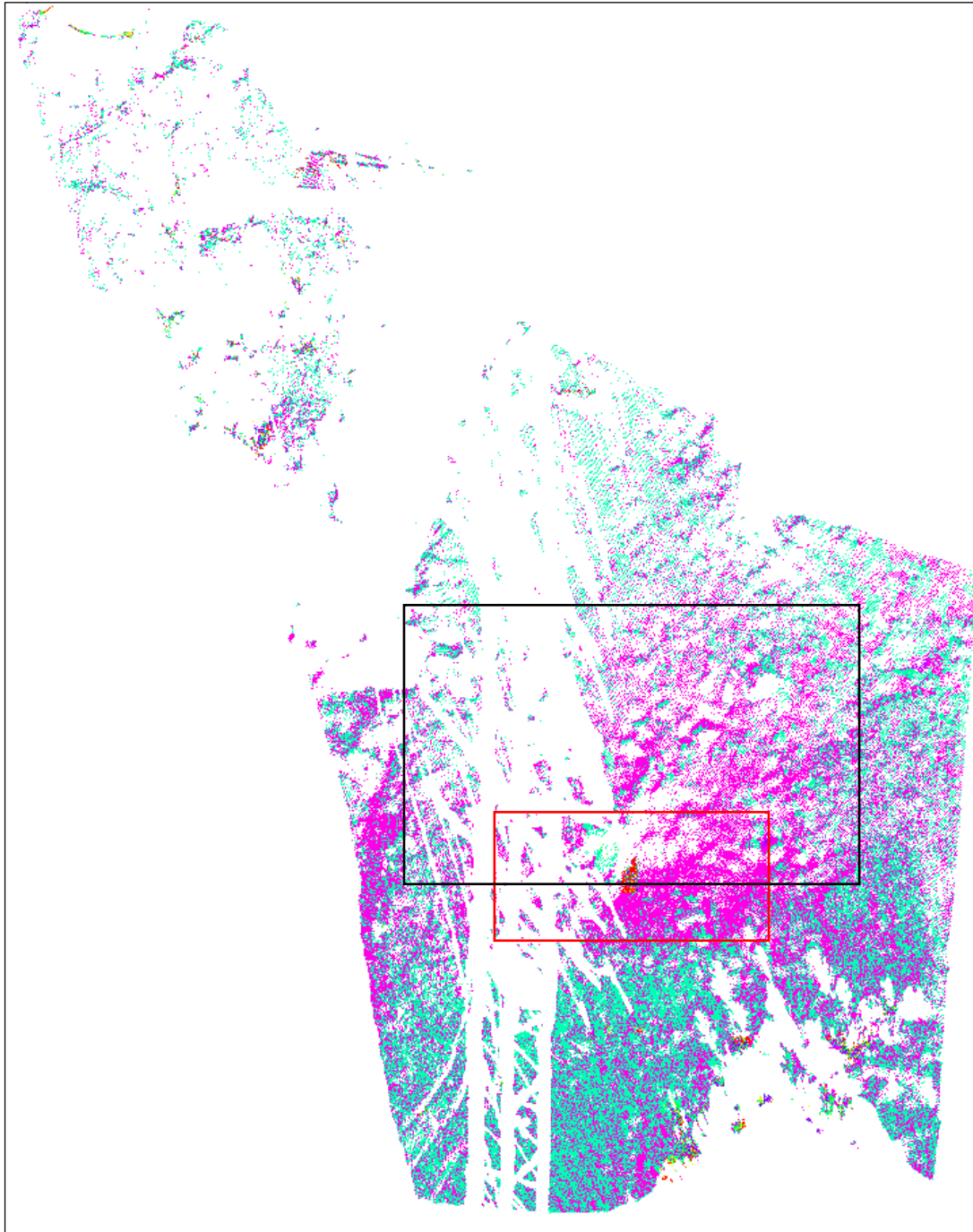


	Title : PH2400/II Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	




	Title : PH2400/II Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

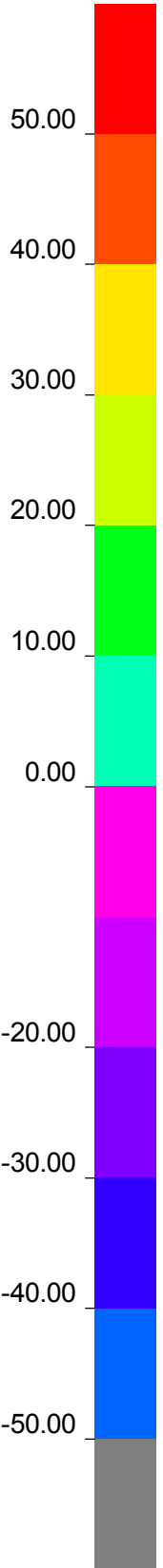
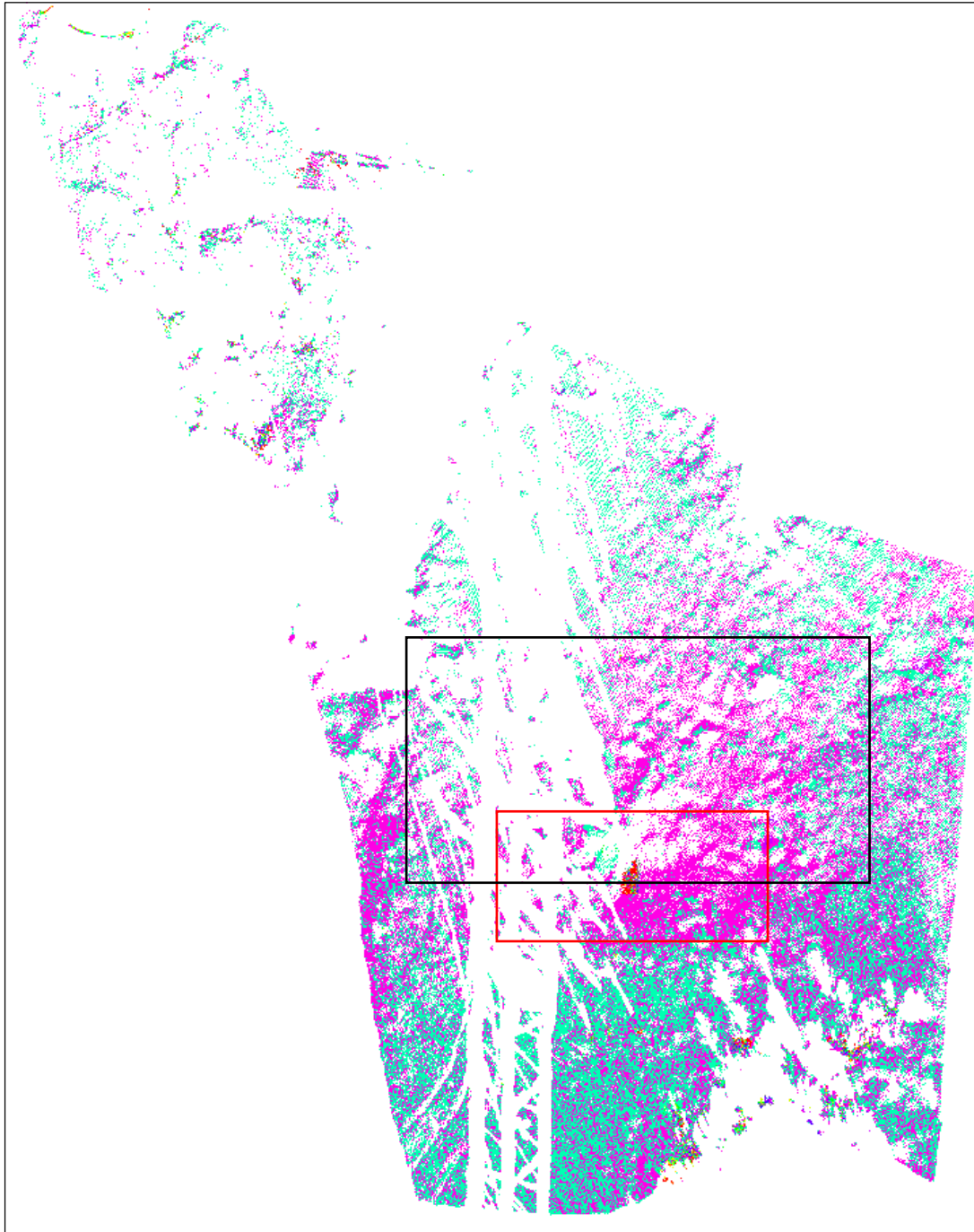
(mm)




2000.00 mm

	Title : Haruslaatta Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Maksimikuorma	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

(mm)



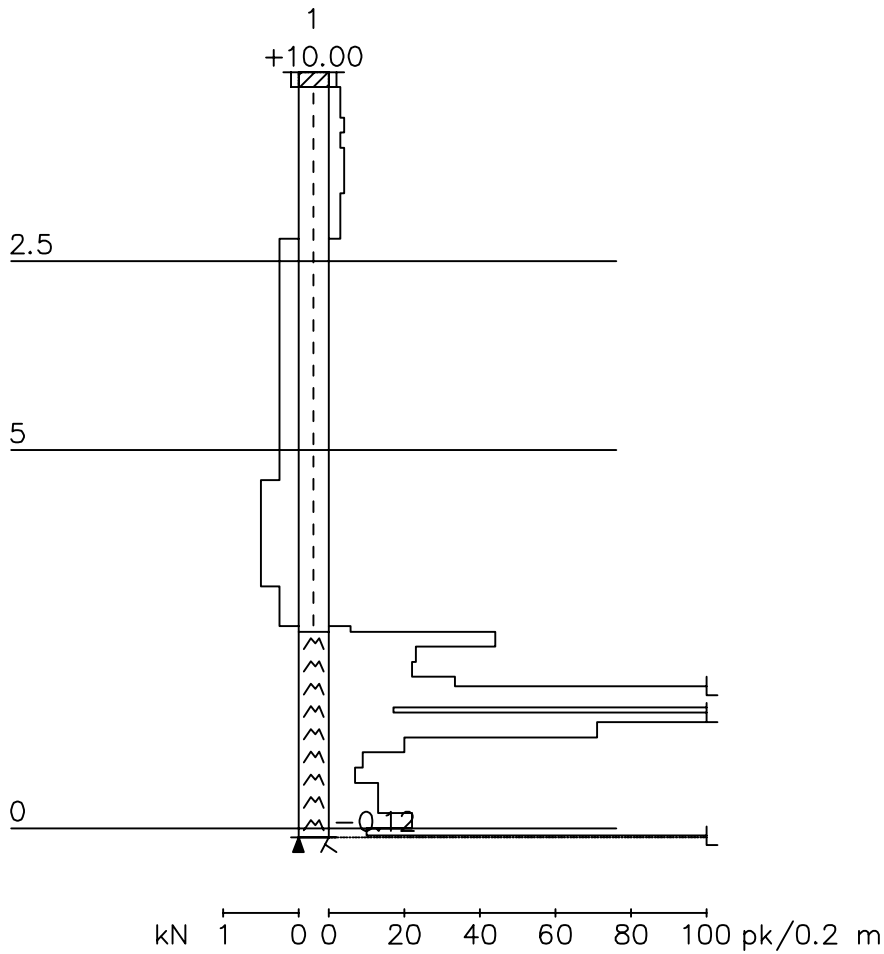
2000.00 mm

	Title : Haruslaatta Vihtavuori	Date : 06/27/18
	Reference : Alkutilanne->Palautus	Scale : 1:50
	Author : Teemu Uusi-Piuhari	

17.5.2018

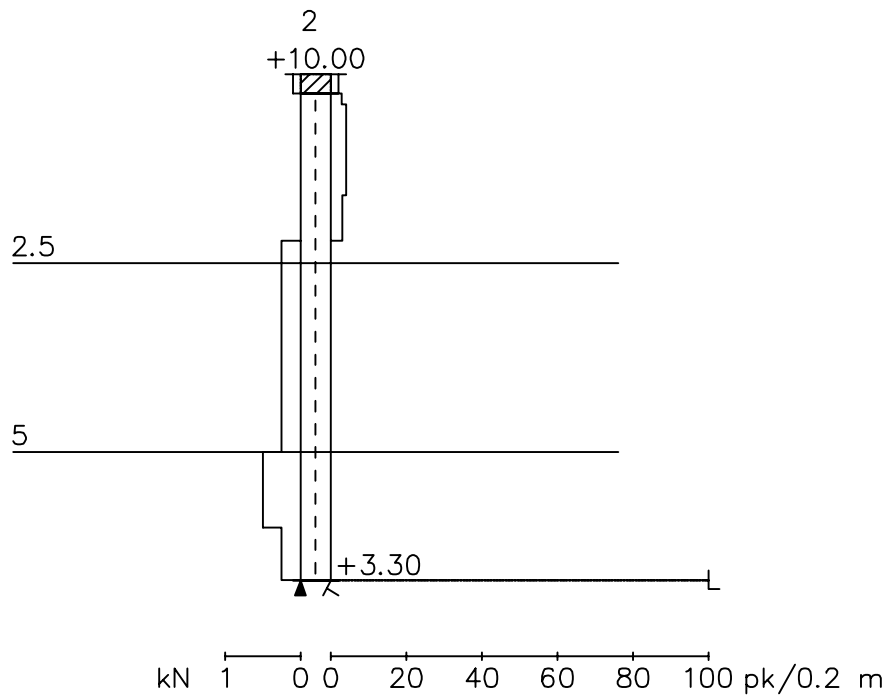
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		1
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	10.000	10.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		8.5.2018	0.20 ; Ta ; -
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA – Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauslaite		

Mittakaava 1:100



17.5.2018

Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		2
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		8.5.2018	0.26 ; Ta ; -
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA – Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauslaite		

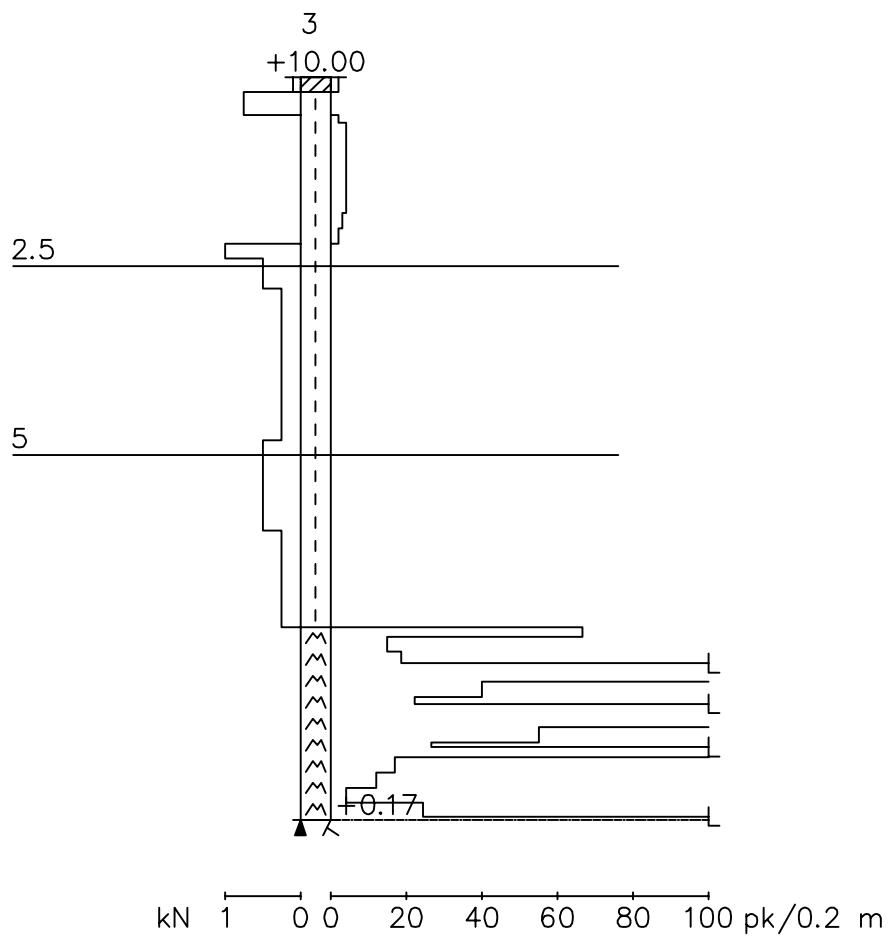


Mittakaava 1:100



17.5.2018

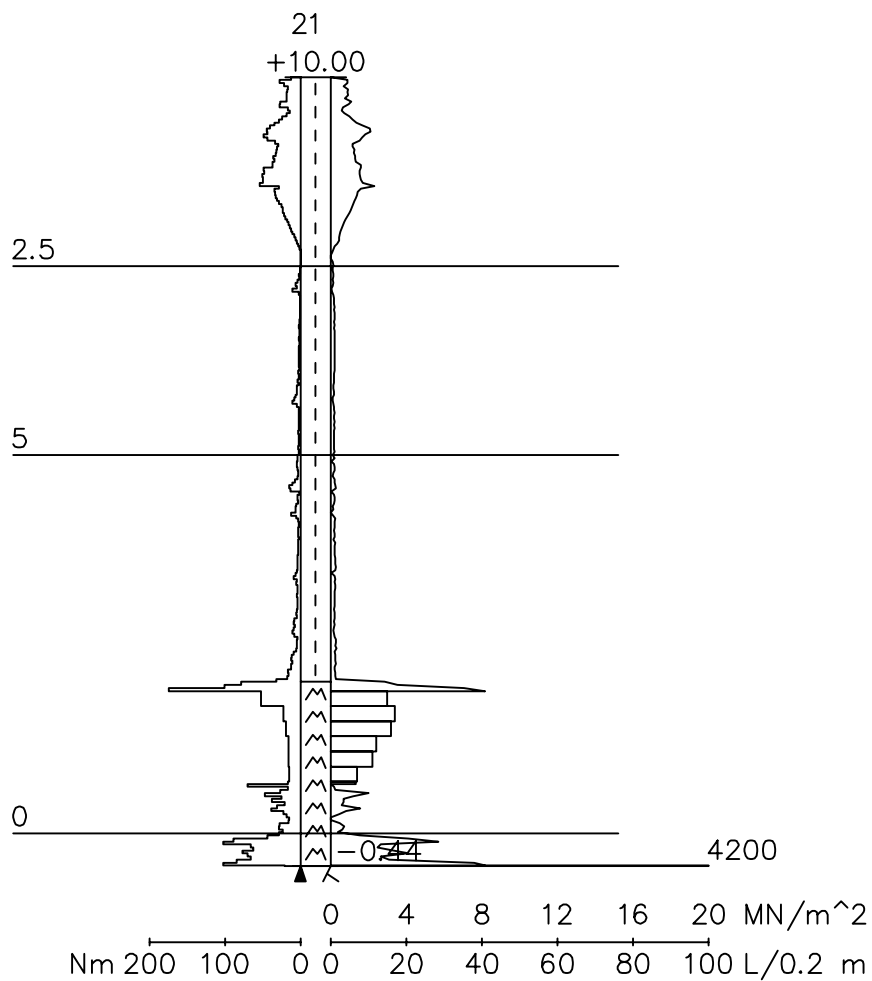
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		3
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	30.000	30.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		8.5.2018	0.20 ; Ta ; -
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA – Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauslaite		



Mittakaava 1:100

17.5.2018

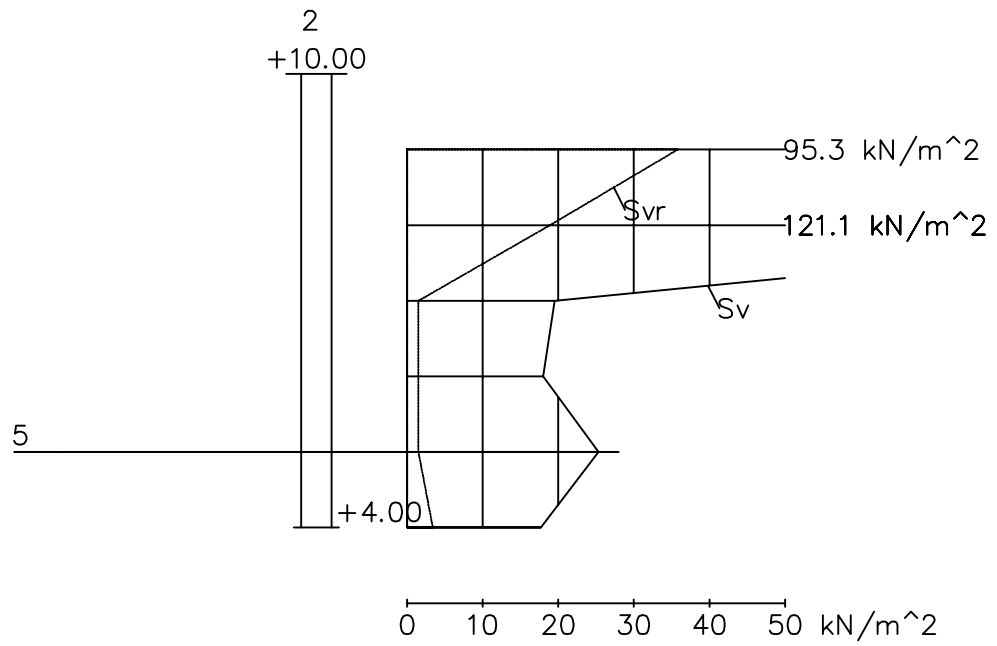
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		21
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		16.5.2018	—
Kairaustapa	Päätymistapa		
HP – Purheijarikairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauslaite		



Mittakaava 1:100

6.8.2018

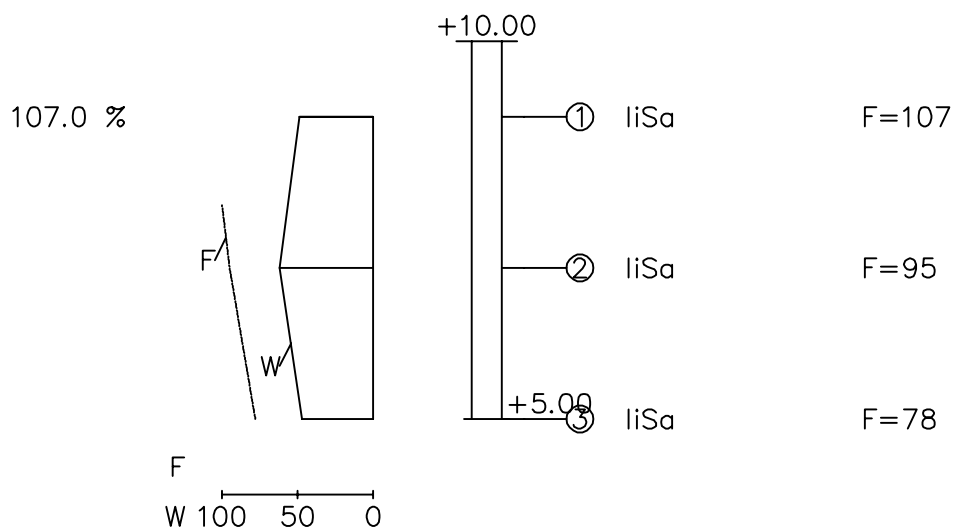
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		2
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		8.5.2018	—
Kairaustapa	Päättymistapa		
SI – Siipikairaus	Tiivis maakerros		
Kairaaja	Kairauslaite		



Mittakaava 1:100

17.5.2018

Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18116	FORSSA		2
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		11.5.2018	
Kairaustapa	Päättymistapa		
NO – Häiriintynyt näyte	Tiivis maakerros		
Kairaaja	Kairauslaite		



Mittakaava 1:100

# Hydrometriko

SFS-EN ISO 17892-4:2016

TTY	Asiakas	Fingrid Oyj	Työnumero	142/2018
Maa- ja pohjarakenteet	Kohde	Harusperustusten vetok., Forssa		

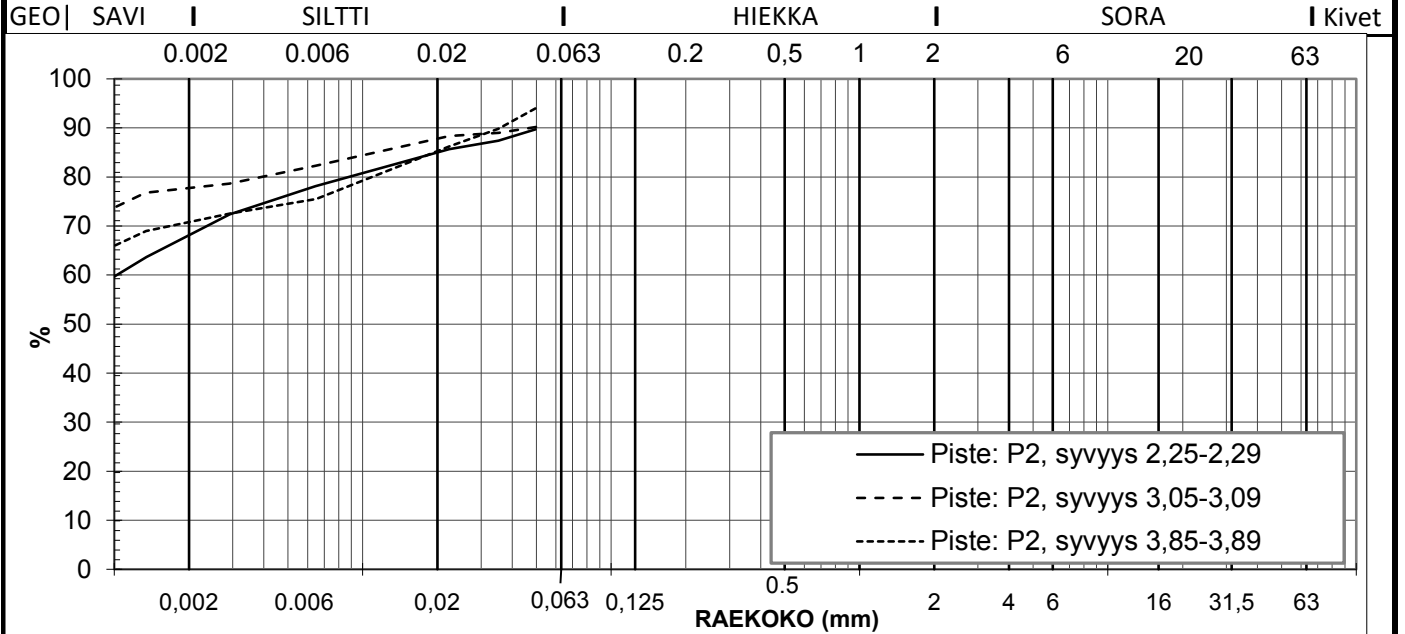
pvm : 20.6.2018		20.6.2018		20.6.2018	
PISTE: P2	Syv: 2,25-2,29 m	PISTE: P2	Syv: 3,05-3,09 m	PISTE: P2	Syv: 3,85-3,89 m
w = 78 %		w = 108 %		w = 104 %	
märkä näyte 48,88 g	<b>kuivana 27,4 g</b>	märkä näyte 54,2 g	<b>kuivana 26,1 g</b>	märkä näyte 54,56 g	<b>kuivana 26,7 g</b>
yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g	
oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>	

pvm: 25.6.18 aloitus aika, klo 9:18					pvm: 25.6.18 aloitus aika, klo 9:20					pvm: 25.6.18 aloitus aika, klo 9:25				
C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %
20,3	1	16,2	0,050	89,7	20,3	1	15,5	0,050	90,2	20,3	1	16,5	0,050	94,0
20,3	2	15,8	0,035	87,4	20,3	2	15,3	0,035	89,0	20,3	2	15,8	0,035	89,8
20,3	5	15,5	0,022	85,7	20,3	5	15,2	0,022	88,4	20,3	5	15,2	0,022	86,2
20,3	60	14,8	0,0065	78,1	20,3	60	14,8	0,0065	82,3	20,3	60	14	0,0065	75,5
20,2	300	13,8	0,0029	72,3	20,2	300	14,2	0,0029	78,6	20,2	295	13,5	0,0029	72,6
20,1	1430	12,2	0,0013	63,7	20,1	1430	13,8	0,0013	76,8	20,1	1425	12,8	0,0013	69,0
20,7	2855	11,2	0,0010	59,0	20,7	2855	13	0,0009	73,1	20,7	2850	12	0,0009	65,4

Pieni pesuseulonta	g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %
				2,0				2,0				2,0
			1,0				1,0				1,0	
			0,50				0,50				0,50	
			0,25				0,25				0,25	
			0,125				0,125				0,125	
			0,063				0,063				0,063	

Polttohäviö, %													
Humuspitoisuus, %													

Maalaji SFS (Geo):	Cl (liSa)	Cl (liSa)	Cl (liSa)
--------------------	-----------	-----------	-----------



Huomautuksia:

---



---

# Hydrometriko

SFS-EN ISO 17892-4:2016

<b>TTY</b>	<b>Asiakas</b>	<b>Fingrid Oyj</b>	<b>Työnumero</b>	<b>142/2018</b>
<b>Maa- ja pohjarakenteet</b>	<b>Kohde</b>	<b>Harusperustusten vetok., Forssa</b>		

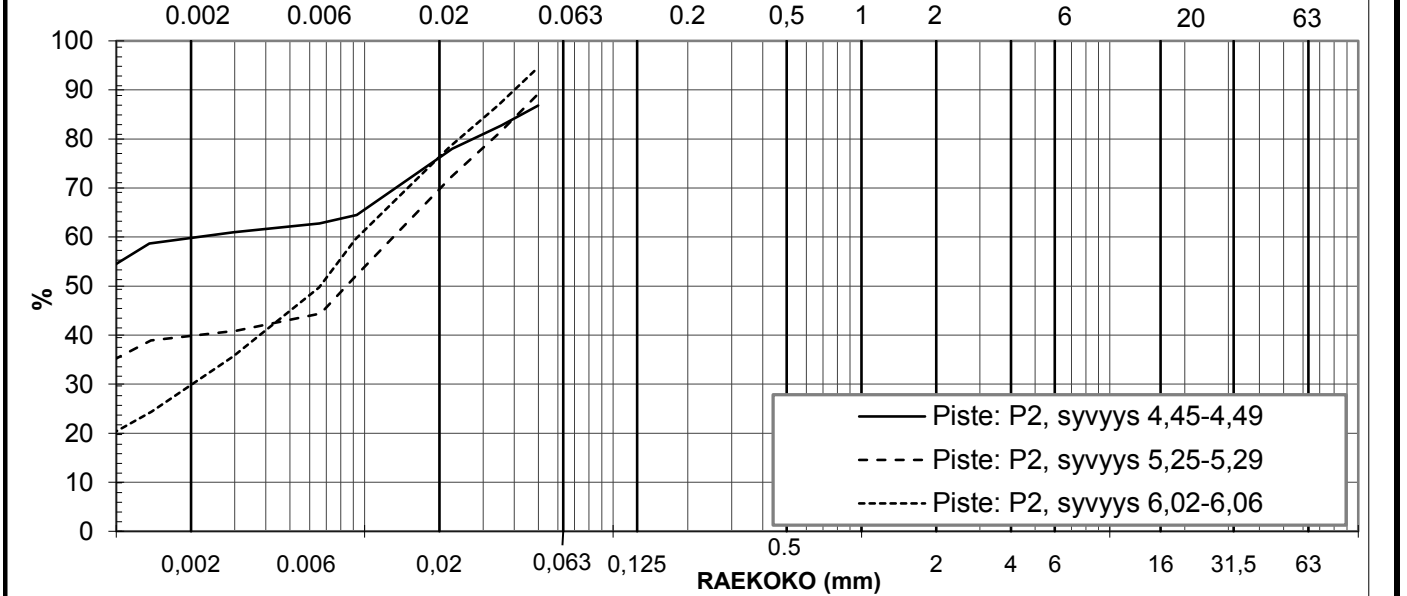
20.6.2018					20.6.2018					20.6.2018				
PISTE: P2		Syv: 4,45-4,49 m			PISTE: P2		Syv: 5,25-5,29 m			PISTE: P2		Syv: 6,02-6,06 m		
pvm: 20.6.2018					pvm: 20.6.2018					pvm: 20.6.2018				
w = 91 %					w = 66 %					w = 48 %				
märkä näyte 51,85 g <b>kuivana 27,1 g</b>					märkä näyte 52,91 g <b>kuivana 31,8 g</b>					märkä näyte 50,16 g <b>kuivana 33,8 g</b>				
yli 2 mm rakeita 0 g					yli 2 mm rakeita 0 g					yli 2 mm rakeita 0 g				
oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>					oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>					oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>				
pvm: 25.6.18 aloitusaika, klo 9:27					pvm: 25.6.18 aloitusaika, klo 9:32					pvm: 26.6.18 aloitusaika, klo 9:22				
C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %
20,3	1	15,5	0,050	86,8	20,3	1	18,5	0,049	88,8	20,3	1	20,5	0,048	93,9
20,3	2	14,8	0,035	82,7	20,3	2	17	0,035	81,3	20,3	2	19	0,034	86,8
20,3	5	14	0,023	78,0	20,3	5	15,2	0,022	72,3	20,6	5	17,2	0,022	78,4
20,3	30	12,3	0,0093	64,5	20,3	30	11,8	0,0093	52,4	20,6	30	13,5	0,0092	59,6
20,3	60	12	0,0066	62,8	20,3	60	10,2	0,0066	44,4	20,5	60	11,8	0,0066	49,7
20,2	295	11,7	0,0030	61,0	20,2	290	9,5	0,0030	40,9	20,5	305	8,8	0,0030	35,7
20,1	1425	11,2	0,0014	58,7	20,1	1420	9	0,0014	38,9	20,7	1415	6,5	0,0014	24,4
20,7	2850	10,2	0,0010	54,0	20,7	2845	8	0,0010	34,9	20,2	2880	5,5	0,0010	20,2

Pieni pesuseulonta	g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %
				2,0				2,0				2,0
			1,0				1,0				1,0	
			0,50				0,50				0,50	
			0,25				0,25				0,25	
			0,125				0,125				0,125	
			0,063				0,063				0,063	

Polttohäviö, %														
Humuspitoisuus, %														

Maalaji SFS (Geo):	Cl (liSa)	siCl (laSa)	siCl (saSi)
--------------------	-----------	-------------	-------------

GEO	SAVI	I	SILTTI	I	HIEKKA	I	SORA	I	Kivet
-----	------	---	--------	---	--------	---	------	---	-------



**Huomautuksia:**

---



---

# Hydrometriko

SFS-EN ISO 17892-4:2016

TTY	Asiakas	Fingrid Oyj	Työnumero	142/2018
-----	---------	-------------	-----------	----------

Maa- ja pohjarakenteet	Kohde	Harusperustusten vetok., Forssa		
------------------------	-------	---------------------------------	--	--

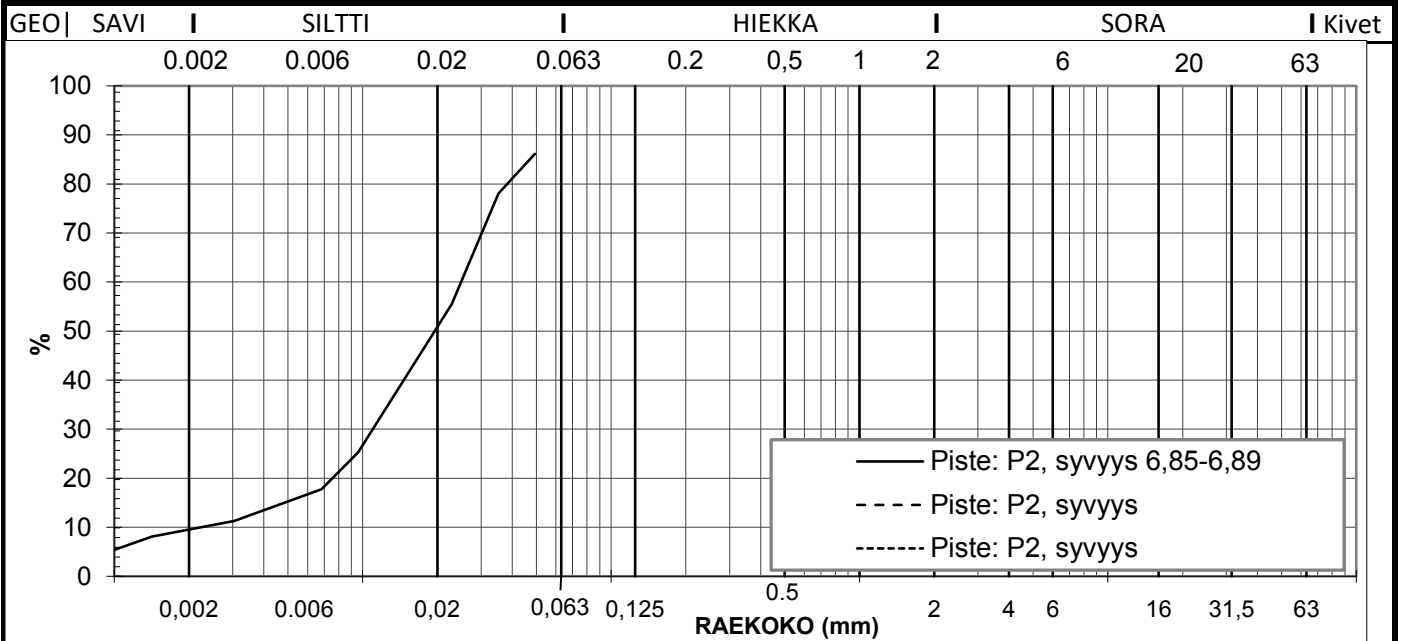
pvm : 20.6.2018	20.6.2018		20.6.2018		
PISTE: P2	Syv: 6,85-6,89 m	PISTE: P2	Syv: m	PISTE: P2	Syv: m
w = 32 %		w =		w =	
märkä näyte 38,79 g	kuivana 29,5 g	märkä näyte	kuivana	märkä näyte	kuivana
yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g	
oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>	

pvm: 26.6.18	aloitus aika, klo 9:24				pvm:	aloitus aika, klo				pvm:	aloitus aika, klo			
C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %
20,6	1	16,5	0,049	86,2										
20,6	2	15	0,035	78,1										
20,6	5	10,8	0,023	55,5										
20,6	30	5,5	0,0096	25,3										
20,5	60	4,5	0,0068	17,8										
20,5	305	3,3	0,0030	11,3										
20,7	1415	2,8	0,0014	8,1										
20,2	2880	2,2	0,0010	5,4										

Pieni pesuseulonta	g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %
			2,0				2,0				2,0	
			1,0				1,0				1,0	
			0,50				0,50				0,50	
			0,25				0,25				0,25	
			0,125				0,125				0,125	
			0,063				0,063				0,063	

Polttohäviö, %														
Humuspitoisuus, %														

Maalaji SFS (Geo):	Si (Si)	( )	( )
--------------------	---------	-----	-----



Huomautuksia:

---



---

## Testausselostus MPR / 142/2018

<b>KARTIOKOE</b>							SFS-EN ISO 17892-6:2017/en CEN ISO/TS 17892-6:fi 2004 (GLO-85) CEN ISO/TS 17892-12:fi 2004
<b>Tampereen teknillinen yliopisto</b>			<b>ASIAKAS</b>		<b>Fingrid Oyj</b>		
<b>Maa- ja pohjarakenteet</b>			<b>KOHDE</b>		<b>Harusperustusten vetok., Forssa</b>		
<b>PL 600 33101 TAMPERE</b>			<b>TYÖNUMERO</b>		<b>142/2018</b>		
pvm/ tekijä 15.6.2018 MP							
Piste/ paalu	<b>2</b>		<b>2</b>		<b>2</b>		
Syvyys, m	2,17-2,22	<b>3,09-3,14</b>	3,89-3,94	<b>4,49-4,54</b>	5,29-5,34	<b>5,97-6,02</b>	
<b>HÄIRIINTYMÄTÖN NÄYTE</b>							
Kartio	<b>g</b>	100	100	100	100	100	
Painumat	<b>mm</b>						
	<b>1</b>	5,40	7,37	8,33	6,18	8,04	8,01
	<b>2</b>	4,49	7,01	8,22	7,01	7,71	8,06
	<b>3</b>	5,23	7,09	8,26	7,01	7,89	8,31
	<b>4</b>	4,66	6,89	8,92	6,98	8,57	8,55
	<b>5</b>	5,23	6,69	8,51	6,92	8,19	8,13
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl.	<b>c<sub>ufc</sub> kPa</b>	<b>30,21</b>	<b>15,32</b>	<b>11,47</b>	<b>16,02</b>	<b>12,64</b>	<b>11,88</b>
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004	<b>I<sub>i</sub> mm</b>	5,0	7,0	8,4	7,0	8,0	8,2
	Lujuusluku H	193,0	101,0	68,0	101,0	76,0	72,0
	suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>k</sub> kPa</b>	<b>34,80</b>	<b>21,50</b>	<b>15,20</b>	<b>21,50</b>	<b>16,80</b>	<b>16,00</b>
<b>HÄIRIINTYNYT NÄYTE</b>							
Kartio	<b>g</b>	60	10	10	10	10	
Painumat	<b>mm</b>						
	<b>1</b>	7,47	6,30	7,75	7,45	6,68	7,34
	<b>2</b>	7,58	6,19	8,31	7,58	6,59	7,21
	<b>3</b>	7,55	6,33	8,12	7,72	7,49	7,62
	<b>4</b>	7,86	6,33	8,01	7,65	6,79	7,76
	<b>5</b>	7,73	6,30	7,80	7,71	6,71	7,5
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl.	<b>c<sub>urfc</sub> kPa</b>	<b>2,81</b>	<b>0,68</b>	<b>0,39</b>	<b>0,47</b>	<b>0,60</b>	<b>0,50</b>
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004	<b>I<sub>i</sub> mm</b>	7,6	6,3	8,0	7,6	6,7	7,5
	Lujuusluku H	16,90	4,05	2,57	2,84	3,62	2,91
	suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>kr</sub> kPa</b>	<b>3,04</b>	<b>0,75</b>	<b>0,46</b>	<b>0,51</b>	<b>0,66</b>	<b>0,52</b>
	<b>H<sub>3</sub> / H<sub>1</sub></b>	11,4	24,9	26,5	35,6	21,0	24,7
Sensitiivisyys, <b>c<sub>ufc</sub> / c<sub>urfc</sub></b>		10,8	22,6	29,2	34,1	21,0	23,7
Sensitiivisyys, <b>s<sub>k</sub> / s<sub>kr</sub></b>		11,4	28,7	33,0	42,2	25,5	30,8
Astian numero		K1	K2	K3	K4	K5	K6
Astian paino	<b>g</b>	5,43	5,43	5,39	5,41	5,42	5,40
Astia + kostea näyte	<b>g</b>	97,91	98,97	87,83	94,10	101,15	120,24
Kostea näyte	<b>g</b>	92,48	93,54	82,44	88,69	95,73	114,84
Astia + kuiva näyte	<b>g</b>	55,32	50,79	44,98	51,81	51,69	68,57
Kuiva näyte	<b>g</b>	49,89	45,36	39,59	46,40	46,27	63,17
Vesi	<b>g</b>	42,59	48,18	42,85	42,29	49,46	51,67
Vesipitoisuus	<b>w %</b>	<b>85,4</b>	<b>106,2</b>	<b>108,2</b>	<b>91,1</b>	<b>106,9</b>	<b>81,8</b>
Kerroin	<b>a</b>	1,21	0,84	0,75	0,76	0,82	0,77
Hienousluku	<b>F %</b>	<b>103</b>	<b>89</b>	<b>81</b>	<b>69</b>	<b>88</b>	<b>63</b>
Maalaji a-kertoimen perusteella		lj	Sa	Sa	Sa	Sa	Sa



Testausselostus MPR / 142/2018

<b>KARTIOKOE</b>		SFS-EN ISO 17892-6:2017/en CEN ISO/TS 17892-6:fi 2004 (GLO-85) CEN ISO/TS 17892-12:fi 2002			
<b>Tampereen teknillinen yliopisto</b>		<b>ASIAKAS</b>		<b>Fingrid Oyj</b>	
<b>Maa- ja pohjarakenteet</b>		<b>KOHDE</b>		<b>Harusperustusten vetok., Forssa</b>	
<b>PL 600 33101 TAMPERE</b>		<b>TYÖNUMERO</b>		<b>142/2018</b>	
pvm/ tekijä 18.6.2018 MP					
Piste/ paalu	<b>2</b>				
Syvyys, m	6,89-6,94				
<b>HÄIRIINTYMÄTÖN NÄYTE</b>					
Kartio	<b>g</b>	<i>100</i>			
Painumat	<b>mm</b>	1	10,76		
		2	10,47		
		3	10,01		
		4	9,91		
		5	10,22		
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl. <b>c<sub>ufc</sub></b>		<b>kPa</b>	<b>7,24</b>		
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004 <b>l<sub>i</sub></b>		<b>mm</b>	<i>10,2</i>		
Lujuusluku H			43,6		
suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>k</sub></b>		<b>kPa</b>	<b>10,20</b>		
<b>HÄIRIINTYNYT NÄYTE</b>					
Kartio	<b>g</b>	<i>10</i>			
Painumat	<b>mm</b>	1	10,64		
		2	10,15		
		3	10,73		
		4	10,33		
		5	10,55		
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl. <b>c<sub>urfc</sub></b>		<b>kPa</b>	<b>0,25</b>		
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004 <b>l<sub>i</sub></b>		<b>mm</b>	<i>10,5</i>		
Lujuusluku H			1,51		
suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>kr</sub></b>		<b>kPa</b>	<b>0,26</b>		
<b>H<sub>3</sub> / H<sub>1</sub></b>			28,9		
Sensitiivisyys, <b>c<sub>ufc</sub> / c<sub>urfc</sub></b>			29,5		
Sensitiivisyys, <b>s<sub>k</sub> / s<sub>kr</sub></b>			39,2		
Astian numero			K7		
Astian paino		<b>g</b>	5,40		
Astia + kostea näyte		<b>g</b>	119,52		
Kostea näyte		<b>g</b>	114,12		
Astia + kuiva näyte		<b>g</b>	87,95		
Kuiva näyte		<b>g</b>	82,55		
Vesi		<b>g</b>	31,57		
Vesipitoisuus		<b>w</b>	<b>%</b>	<b>38,2</b>	
Kerroin		<b>a</b>	0,85 / 0,75		
Hienousluku		<b>F</b>	<b>%</b>	<b>33 / 29</b>	
Maalaji a-kertoimen perusteella			kaSi,hiHk / keSi,hiSi		

# Hydrometriko

SFS-EN ISO 17892-4:2016

TTY	Asiakas	Fingrid Oyj	Työnumero	142/2018
-----	---------	-------------	-----------	----------

Maa- ja pohjarakenteet	Kohde	Harusperust. vetok., Lavianvuori		
------------------------	-------	----------------------------------	--	--

pvm : 20.6.2018		21.6.2018		21.6.2018
-----------------	--	-----------	--	-----------

<b>PISTE: P4</b>	<b>Syv: 1,28-1,32 m</b>	<b>PISTE: P4</b>	<b>Syv: 1,84-1,88 m</b>	<b>PISTE: P4</b>	<b>Syv: 2,49-2,53 m</b>
------------------	-------------------------	------------------	-------------------------	------------------	-------------------------

	w = 34 %		w = 66 %		w = 52 %
--	----------	--	----------	--	----------

märkä näyte 36,47 g	<b>kuivana 27,3 g</b>	märkä näyte 41,3 g	<b>kuivana 24,8 g</b>	märkä näyte 40,54 g	<b>kuivana 26,7 g</b>
yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g		yli 2 mm rakeita 0 g	
oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>		oletettu kiintotiheys 2,7 Mg/m <sup>3</sup>	

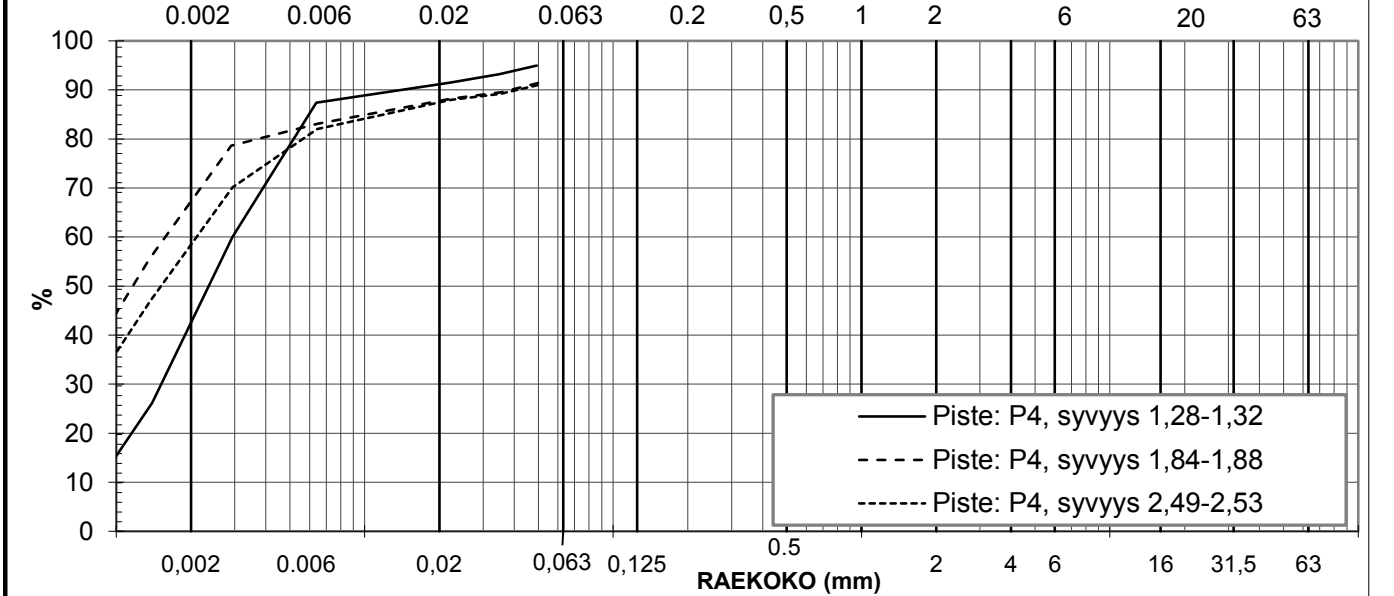
pvm: 26.6.18 aloitus aika, klo 9:29					pvm: 26.6.18 aloitus aika, klo 9:31					pvm: 26.6.18 aloitus aika, klo 9:36				
C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %	C°	aika, min	R <sub>h</sub> '	Raekoko	läp %
20,6	1	16,8	0,049	95,0	20,6	1	14,8	0,050	91,4	20,6	1	15,8	0,050	91,0
20,6	2	16,5	0,035	93,2	20,6	2	14,5	0,035	89,5	20,6	2	15,5	0,035	89,2
20,6	5	16,2	0,022	91,5	20,6	5	14,3	0,022	88,2	20,6	5	15,3	0,022	88,0
20,5	60	16,2	0,0064	87,4	20,5	60	14,2	0,0065	83,1	20,5	60	15	0,0064	82,0
20,5	300	11,5	0,0029	60,0	20,5	300	13,5	0,0029	78,6	20,5	295	13	0,0029	70,2
20,7	1410	5,8	0,0014	26,2	20,7	1410	10	0,0014	55,6	20,7	1405	9,2	0,0014	47,0
20,2	2875	3,8	0,0010	15,1	20,2	2875	8	0,0010	43,5	20,2	2870	7,2	0,0010	35,7

Pieni pesuseulonta	g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %	jäänyt, g	%	seula, mm	läp %
				2,0				2,0				2,0
			1,0				1,0				1,0	
			0,50				0,50				0,50	
			0,25				0,25				0,25	
			0,125				0,125				0,125	
			0,063				0,063				0,063	

Polttohäviö, %												
Humuspitoisuus, %												

Maalaji SFS (Geo):	Cl (laSa)	Cl (liSa)	Cl (liSa)
--------------------	-----------	-----------	-----------

GEO	SAVI	I	SILTTI	I	HIEKKA	I	SORA	I	Kivet
-----	------	---	--------	---	--------	---	------	---	-------



Huomautuksia:

---



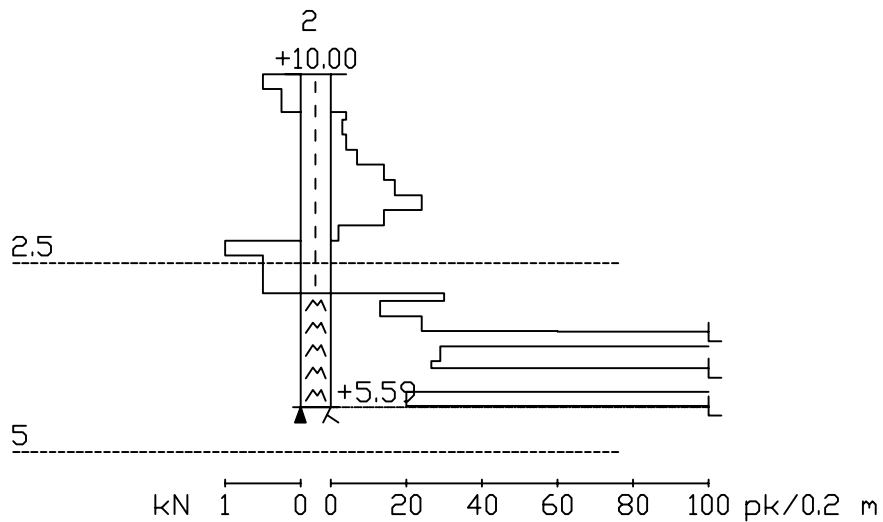
---

Testausselostus MPR / 142/2018

<b>KARTIOKOE</b>				SFS-EN ISO 17892-6:2017/en CEN ISO/TS 17892-6:fi 2004 (GLO-85) CEN ISO/TS 17892-12:fi 2002			
<b>Tampereen teknillinen yliopisto</b>				<b>ASIAKAS</b>			
<b>Maa- ja pohjarakenteet</b>				<b>KOHDE</b>			
<b>PL 600 33101 TAMPERE</b>				<b>Harusperustusten vetok., Lavianvuori</b>			
				<b>TYÖNUMERO</b>			
				<b>142/2018</b>			
pvm/ tekijä 18.6.2018 MP							
Piste/ paalu		<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>			
Syvyys, m		1,32-1,37	<b>1,88-1,93</b>	2,53-2,58			
<b>HÄIRIINTYMÄTÖN NÄYTE</b>							
Kartio	<b>g</b>	<i>400</i>	<i>100</i>	<i>60</i>			
Painumat	<b>1</b>	5,98	6,02	5,50			
	<b>2</b>	6,15	5,31	5,33			
	<b>3</b>	5,68	6,23	5,39			
	<b>4</b>	5,66	5,39	5,45			
	<b>5</b>	5,97	5,04	5,34			
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl. <b>c<sub>ufc</sub></b>		<b>89,07</b>	<b>25,27</b>	<b>5,44</b>			
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004 <b>I<sub>i</sub></b>		5,9	5,6	5,4			
Lujuusluku H		1750,0	156,0	32,2			
suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>k</sub></b>		<b>115,70</b>	<b>30,10</b>	<b>5,16</b>			
<b>HÄIRIINTYNYT NÄYTE</b>							
Kartio	<b>g</b>	<i>100</i>	<i>10</i>	<i>10</i>			
Painumat	<b>1</b>	7,68	7,53	8,75			
	<b>2</b>	7,79	7,76	9,28			
	<b>3</b>	8,01	8,03	9,11			
	<b>4</b>	8,50	8,08	8,84			
	<b>5</b>	7,79	7,67	9,04			
SFS-EN ISO 17892-6 sulj. leikkausl. <b>c<sub>urfc</sub></b>		<b>13,12</b>	<b>0,45</b>	<b>0,31</b>			
CEN ISO/TS 17892-6&12:fi 2004 <b>I<sub>i</sub></b>		7,9	7,8	9,0			
Lujuusluku H		78,00	2,70	2,05			
suljettu leikkauslujuus, <b>s<sub>kr</sub></b>			<b>0,48</b>	<b>0,36</b>			
<b>H<sub>3</sub> / H<sub>1</sub></b>		22,4	57,8	15,7			
Sensitiivisyys, <b>c<sub>ufc</sub> / c<sub>urfc</sub></b>		6,8	55,8	17,4			
Sensitiivisyys, <b>s<sub>k</sub> / s<sub>kr</sub></b>			62,7	14,3			
Astian numero		K8	K9	K10			
Astian paino <b>g</b>		5,34	5,36	5,40			
Astia + kostea näyte <b>g</b>		131,80	115,70	122,06			
Kostea näyte <b>g</b>		126,46	110,34	116,66			
Astia + kuiva näyte <b>g</b>		97,27	78,40	83,55			
Kuiva näyte <b>g</b>		91,93	73,04	78,15			
Vesi <b>g</b>		34,53	37,30	38,51			
Vesipitoisuus <b>w</b> %		<b>37,6</b>	<b>51,1</b>	<b>49,3</b>			
Kerroin <b>a</b>		1,46	0,75	0,78 / 0,71			
Hienousluku <b>F</b> %		<b>55</b>	<b>38</b>	<b>38 / 35</b>			
Maalaji a-kertoimen perusteella		Sa	Sa	keSi,hiSi / Sa			

24.5.2018

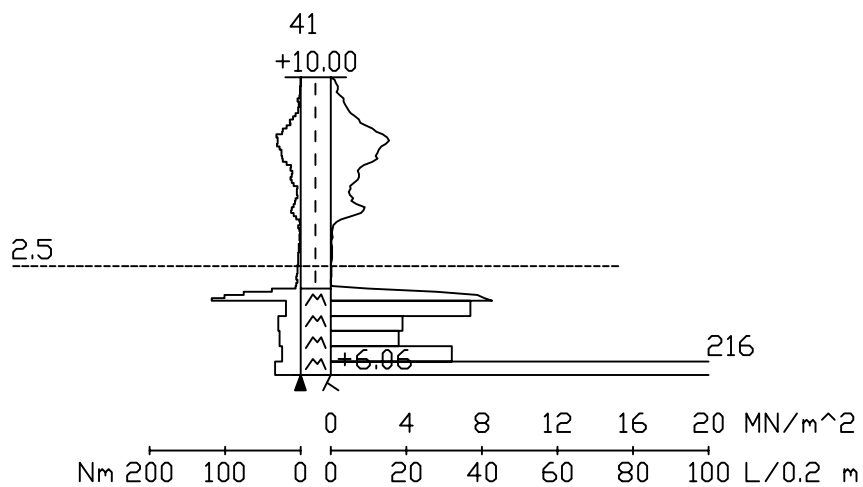
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		2
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		7.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA - Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaaja	Kairauste		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

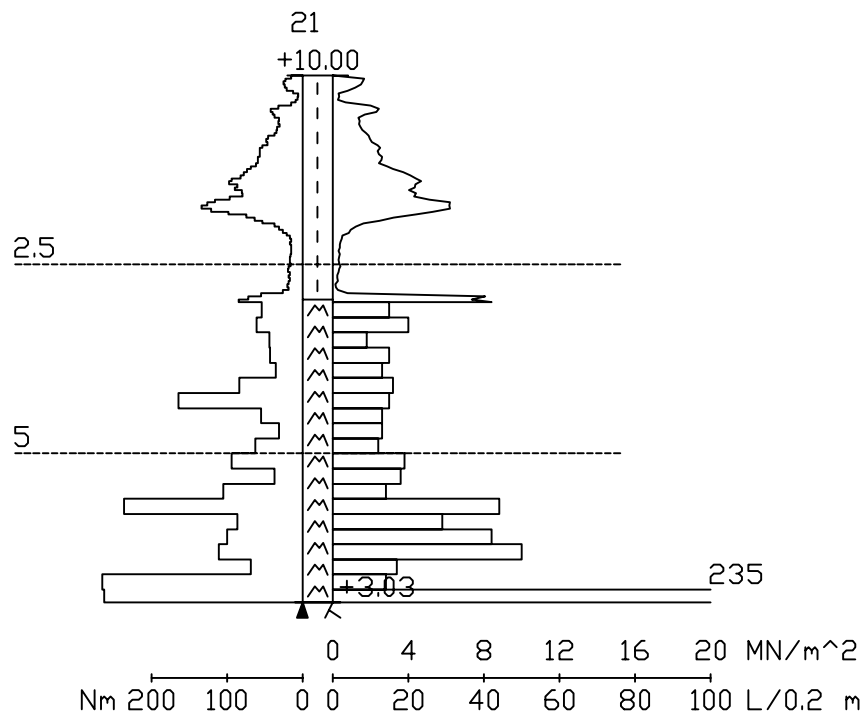
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		41
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	40.000	40.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukaira
N2000		15.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
HP - Purheijarikaira	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairaustaitte		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

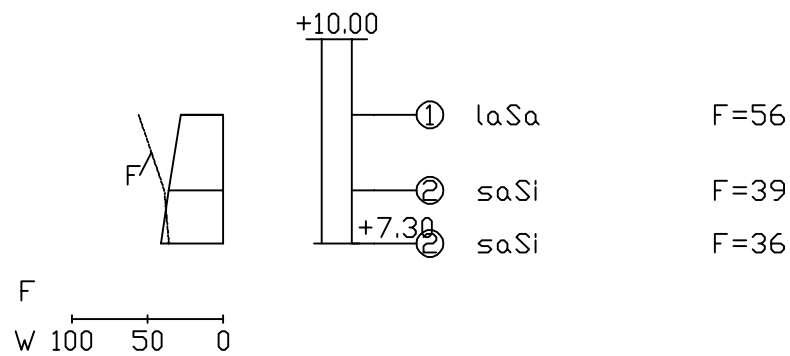
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		21
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	20.000	20.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		15.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
HP - Purhejarikairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaaja	Kairaustaitte		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

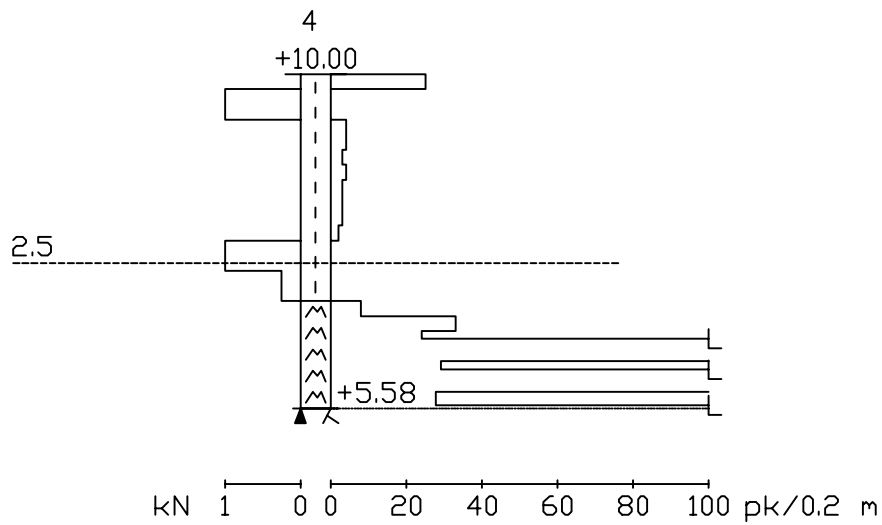
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		4
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	40.000	40.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukaira
N2000		9.5.2018	
Kairaustapa	Päättymistapa		
ND - Häiriintynyt näyte	Tiivis maakerros		
Kairaaja	Kairaustaitte		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		4
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	40.000	40.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		7.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA - Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauste		

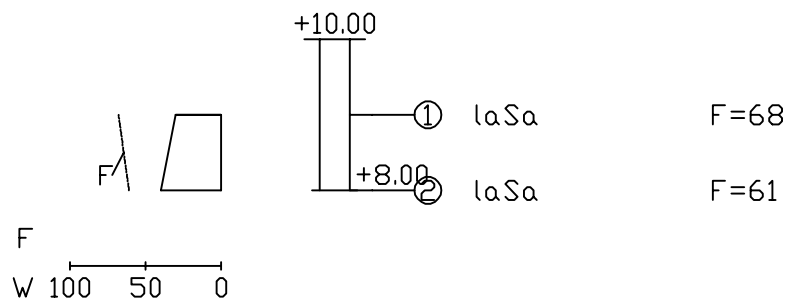


Mittakaava 1:100



24.5.2018

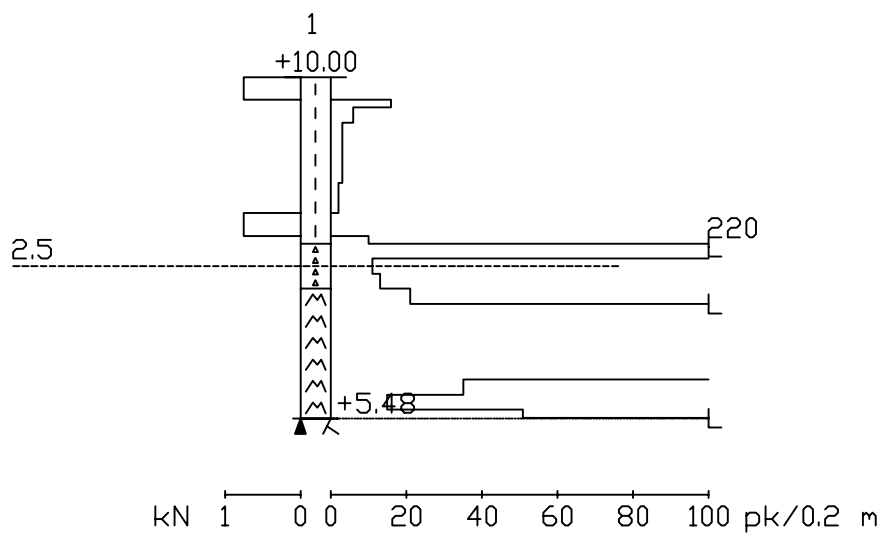
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		1
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	10.000	10.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukaira
N2000		9.5.2018	
Kairaustapa	Päättymistapa		
ND - Häiriintynyt näyte	Tiivis maakerros		
Kairaaja	Kairaustaitte		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

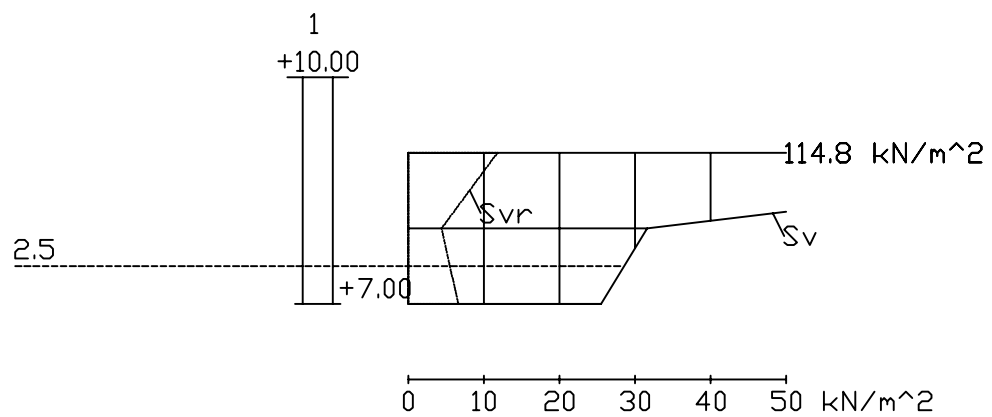
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		1
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	10.000	10.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		7.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA - Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaja	Kairauste		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

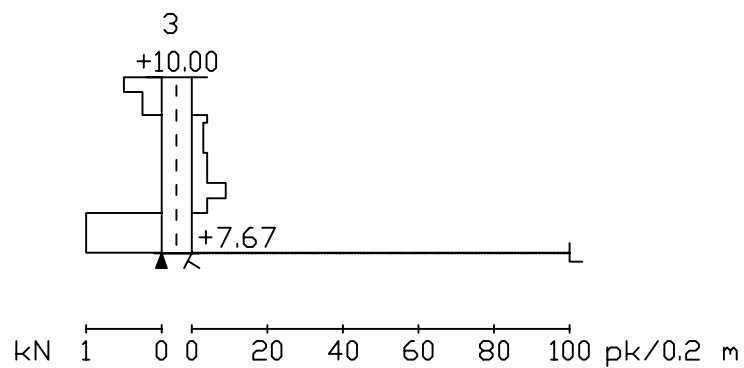
Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		1
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	10.000	10.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		7.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
SI - Siipikairaus	Tiivis maakerros		
Kairaaja	Kairaustalite		



Mittakaava 1:100

24.5.2018

Työnumero	Työn nimi		Pisteen nro
18117	LAVIANVUORI		3
Koordinaatisto	X	Y	Z
ETRS-GK24	30.000	30.000	10.000
Korkeusjärjestelmä	Pohjaveden pinta	Kairauspvm.	Alkukairaus
N2000		7.5.2018	-
Kairaustapa	Päättymistapa		
PA - Painokairaus	Kivi, lohkare tai kallio		
Kairaaaja	Kairaustaitte		

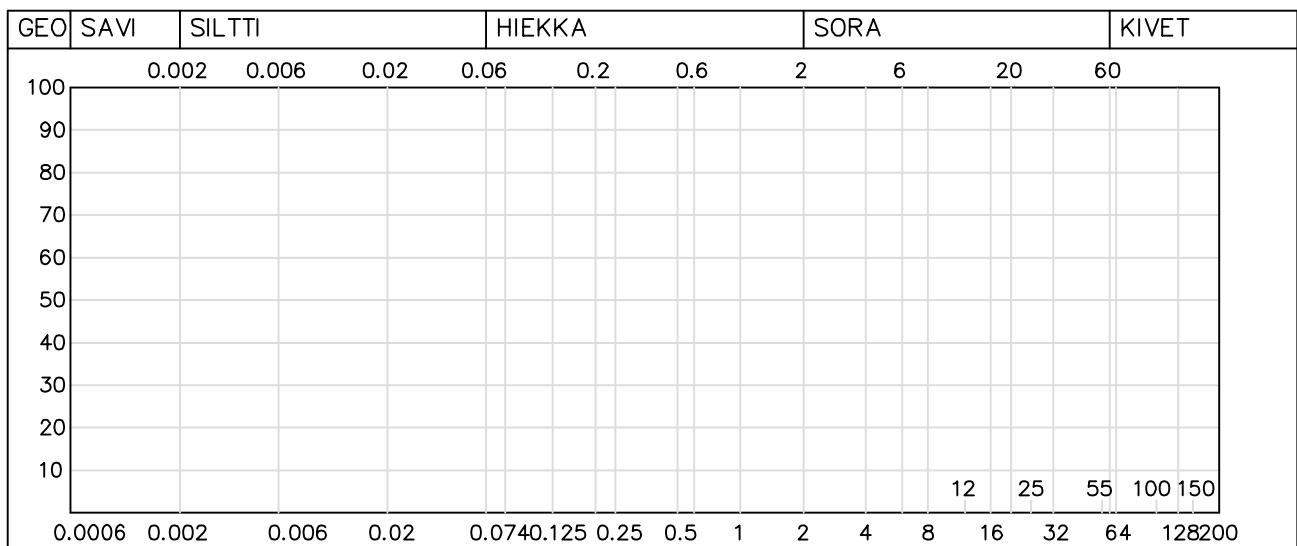


Mittakaava 1:100

## LABORATORION TUTKIMUSSELOSTUS

Sivu 1  
24.5.2018

Karttalehti		Pisteen nimi LAVIANVUORI		Pisteen nro 4	Työnumero 18117
	X 40.000	Y 40.000	Z 10.000		
	Arkistonumero	Suunnitelmanumero			
Tilaa ja			Tutkimus		
Näytteen tunnus	a	b	c		
Laboratorionumero	1/N0981450	2/N0981451	2/N0981452		
Paalu					
Syvyys	1.00	2.00	2.70		
Korkeustaso	9.00	8.00	7.30		
Ottoaika	9.5.2018	9.5.2018	9.5.2018		
Irtotiheys: kuiva, märkä					
Kiintotiheys					
Vesipitoisuus %	28.0	36.0	41.0		
Humus: poltto, NaOH %					
Routivuusroutimaton,routiva					
Kantavuusluokka					
Kapillaarisuus					
Maalajin nimi	laSa	saSi	saSi		

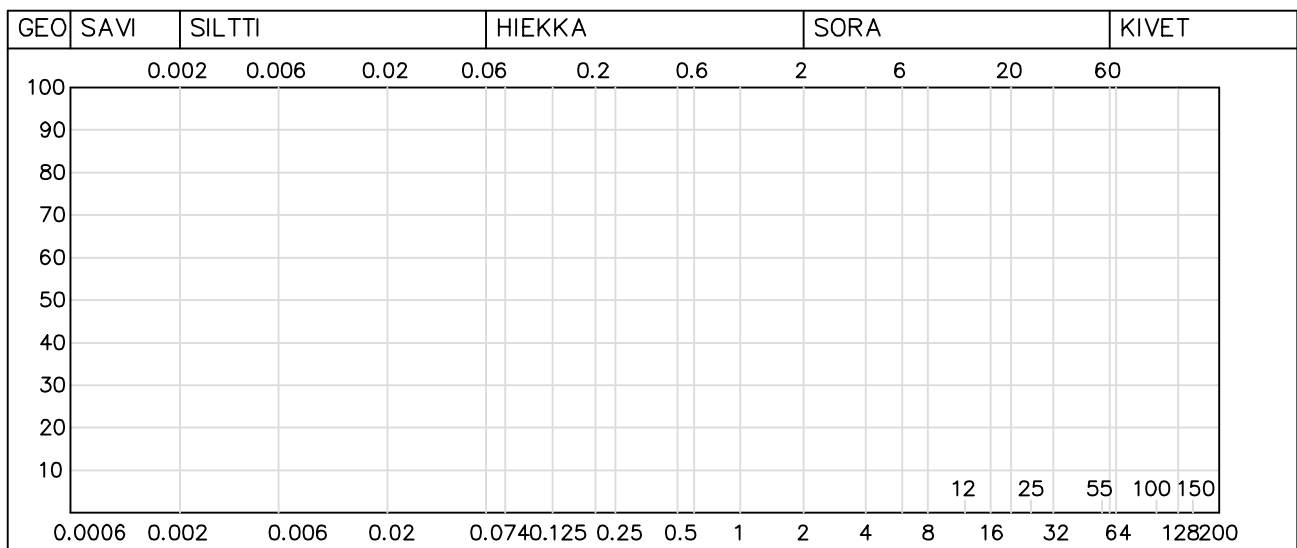


Lausunto

## LABORATORION TUTKIMUSSELOSTUS

Sivu 1  
24.5.2018

Karttalehti		Pisteen nimi LAVIANVUORI		Pisteen nro 1	Työnumero 18117	
	X 10.000	Y 10.000	Z 10.000			
	Arkistonumero	Suunnitelmanumero				
Tilaa ja				Tutkimus		
Näytteen tunnus	a	b				
Laboratorionumero	1/N0979794	2/N0979795				
Paalu						
Syvyys	1.00	2.00				
Korkeustaso	9.00	8.00				
Ottoaika	9.5.2018	9.5.2018				
Irtotiheys: kuiva, märkä						
Kiintotiheys						
Vesipitoisuus %	30.0	40.0				
Humus: poltto, NaOH %						
Routivuus/routimaton, routiva						
Kantavuusluokka						
Kapillaarisuus						
Maalajin nimi	laSa	laSa				



Lausunto

Tampereen teknillinen yliopisto  
Maa- ja Pohjarakenteet

MPR/142/2018

**Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)**

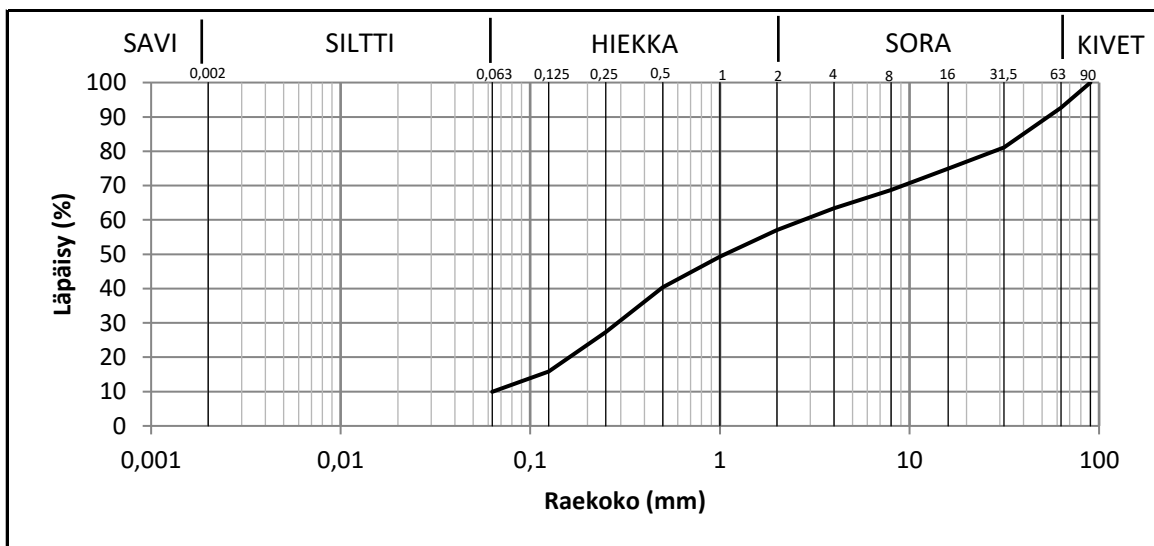
Näyte 142/2018 Harus 1 Laukaa. PH2200/II

Tutki: Marko P.

pvm: 27.7.2018

Näytteen massa kuivana	60841,7
Näytteen massa pesun jälkeen	55686,7
Pesutappio	5155,0

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0	100
63	4473,3	7	93
31,5	7044,6	12	81
16	3707,4	6	75
8	3815,5	6	69
4	3225,1	5	63
2	3874,6	6	57
1	4693,7	8	49
0,5	5409,6	9	40
0,25	7959,4	13	27
0,125	6944,7	11	16
0,063	3608,9	6	9,9
POHJA	889,3	1	
POHJA+PESUTAPPIO	6044,3	9,9	
YHTEENSÄ	60801,2		



Vesipitoisuus 4,5 %

Maalaji SFS (Geo): grSa (srHkMr)

Tampereen teknillinen yliopisto  
Maa- ja Pohjarakenteet

MPR/142/2018

**Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)**

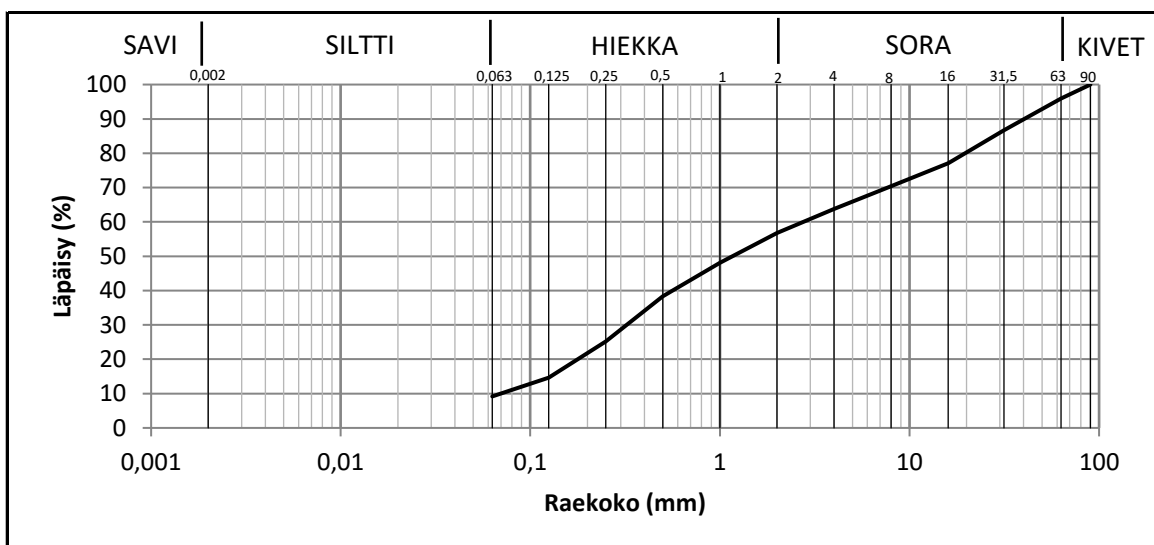
Näyte 142/2018 Harus 2 Laukaa. Haruslaatta

Tutki: Marko P.

pvm: 27.7.2018

Näytteen massa kuivana	59322,7
Näytteen massa pesun jälkeen	54563,3
Pesutappio	4759,3

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0	100
63	2398,8	4	96
31,5	5516,3	9	87
16	5653,0	10	77
8	4013,1	7	70
4	3877,4	7	64
2	4184,5	7	57
1	5116,4	9	48
0,5	5823,3	10	38
0,25	7762,0	13	25
0,125	6237,5	11	15
0,063	3249,1	5	9,2
POHJA	678,4	1	
POHJA+PESUTAPPIO	5437,7	9,2	
YHTEENSÄ	59269,1		



Vesipitoisuus 4,1 %

Maalaji SFS (Geo): grSa (srHkMr)



Tampereen teknillinen yliopisto  
Maa- ja Pohjarakenteet

MPR/142/2018

## Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

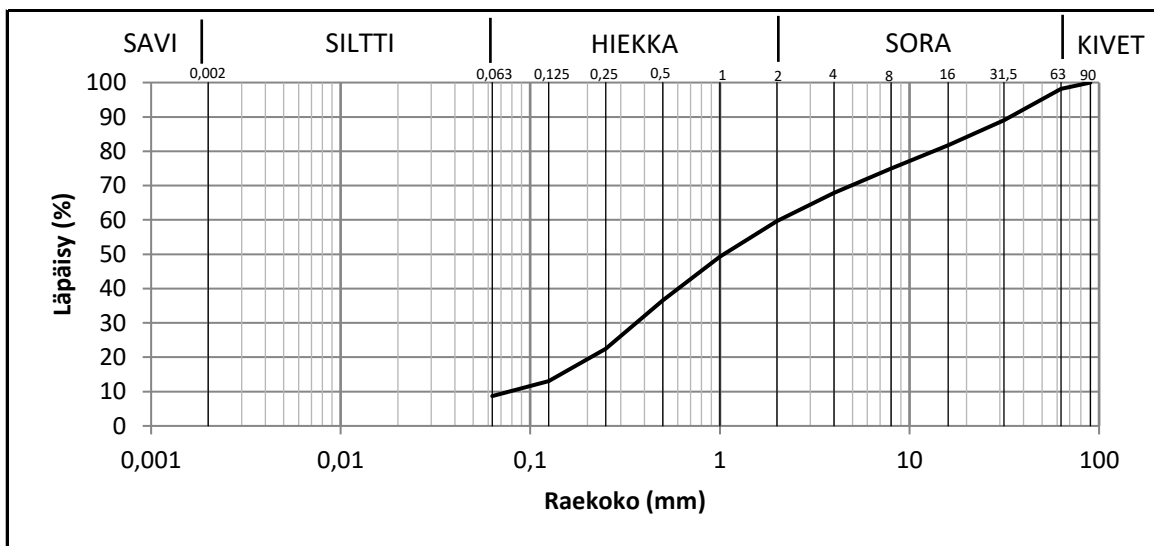
Näyte 142/2018 Harus 3 Laukaa. PH2200/III

Tutki: Marko P.

pvm: 27.7.2018

Näytteen massa kuivana	56189,8
Näytteen massa pesun jälkeen	51743,7
Pesutappio	4446,1

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0	100
63	1048,4	2	98
31,5	5116,2	9	89
16	4079,0	7	82
8	3822,1	7	75
4	3980,9	7	68
2	4593,7	8	60
1	5835,3	10	49
0,5	7154,7	13	37
0,25	7898,7	14	23
0,125	5293,9	9	13
0,063	2467,0	4	8,7
POHJA	436,0	1	
POHJA+PESUTAPPIO	4882,2	8,7	
YHTEENSÄ	56172,0		



Vesipitoisuus 4,1 %

Maalaji SFS (Geo): grSa (srHkMr)

Tampereen teknillinen yliopisto  
Maa- ja Pohjarakenteet

MPR/142/2018

## Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

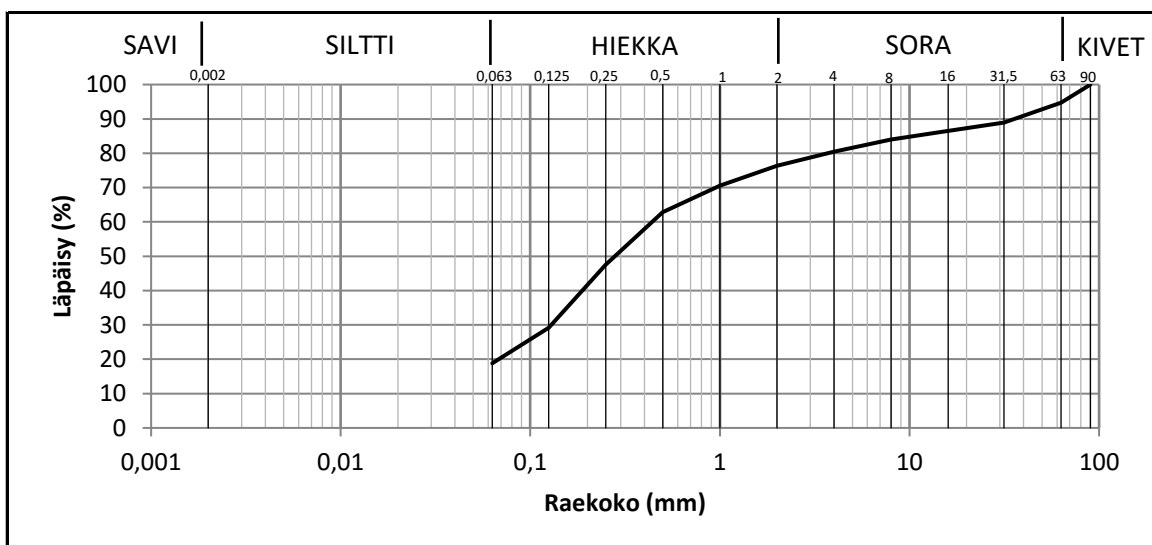
Näyte 142/2018 Harus 4 Laukaa. PH2800/I

Tutki: Marko P.

pvm: 27.7.2018

Näytteen massa kuivana	52479,0
Näytteen massa pesun jälkeen	43760,7
Pesutappio	8718,3

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0	100
63	2783,3	5	95
31,5	3011,5	6	89
16	1284,3	2	87
8	1330,4	3	84
4	1849,5	4	80
2	2165,8	4	76
1	3011,5	6	71
0,5	4060,1	8	63
0,25	8010,1	15	48
0,125	9646,5	18	29
0,063	5418,0	10	18,8
POHJA	1155,1	2	
POHJA+PESUTAPPIO	9873,4	18,8	
YHTEENSÄ	52444,6		



Vesipitoisuus 6,1 %

Maalaji SFS (Geo): grsiSa (HkMr)

Tampereen teknillinen yliopisto  
Maa- ja Pohjarakenteet

MPR/142/2018

**Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)**

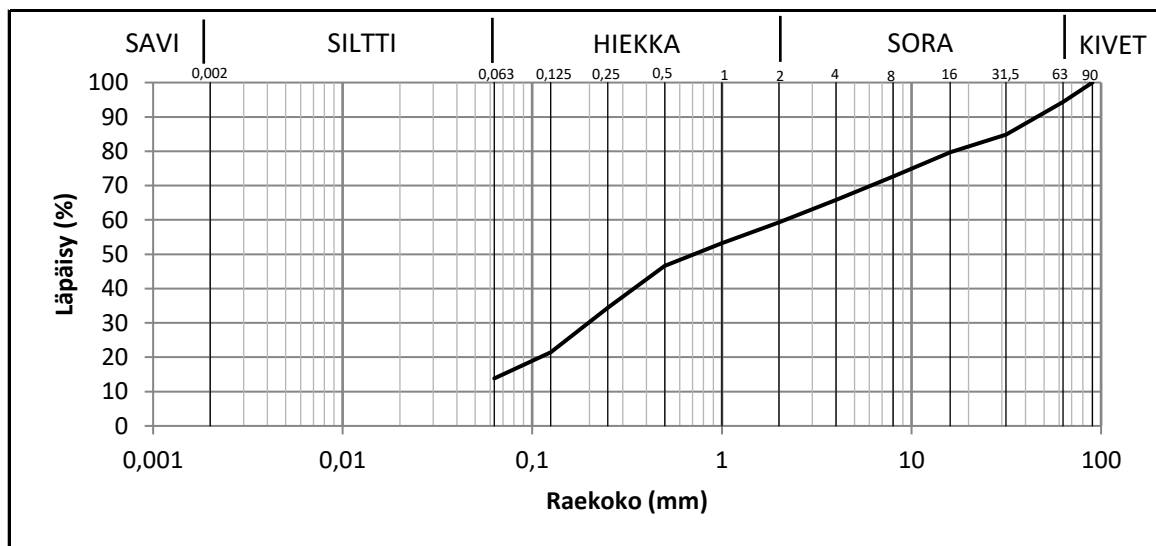
Näyte 142/2018 Harus 5 Laukaa. PH2400/II

Tutki: Marko P.

pvm: 27.7.2018

Näytteen massa kuivana	56697,8
Näytteen massa pesun jälkeen	49518,4
Pesutappio	7179,5

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0	100
63	3210,1	6	94
31,5	5388,0	10	85
16	2927,6	5	80
8	3989,6	7	73
4	3871,7	7	66
2	3691,0	7	59
1	3455,2	6	53
0,5	3749,9	7	47
0,25	6914,2	12	34
0,125	7321,7	13	21
0,063	4316,4	8	13,8
POHJA	660,0	1	
POHJA+PESUTAPPIO	7839,5	13,8	
YHTEENSÄ	56674,8		



Vesipitoisuus 5,7 %

Maalaji SFS (Geo): grSa (srHkMr)