



INSINÖÖRITYÖ

SIRPA TOROI

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Rakennustekniikan koulutusohjelma

Tutkintotyö

Sirpa Toroi

MERTAKADUN KOERAKENTEEN SEURANTAMITTAUKSET

Työn valvoja
Työn ohjaaja
Työn teettäjä
Tampere 2007

DI, LuK Pirjo Hietala
DI Ragnar Wikström, johtava asiantuntija
WSP Finland Oy

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Rakennustekniikan koulutusohjelma

Sirpa Toroi	Mertakadun koerakenteen seurantamittaukset
Tutkintotyö	82 sivua + 10 liitettä (16 sivua liitteitä)
Työn valvoja	DI, LuK Pirjo Hietala
Työn ohjaaja	DI, johtava asiantuntija Ragnar Wikström
Työn teettäjä	WSP Finland Oy
Elokuu 2007	
Hakusanat	koerakenne, painuma, seurantamittaus, sivusiirtymä

TIIVISTELMÄ

Helsingin 23. kaupunginosaan Toukolaan rakennetaan uutta asuinalueita, mihin tulee myös koulutus- ja taideteollinenkeskus. Alue on ollut 1800-luvun lopulla matalaa merenpohjaa ja sitä on aina 1980-luvulle täytetty sekalaisilla maamassoilla. Alueen maapohjan heikon kantavuuden vuoksi alueelle on jouduttu rakentamaan tukipenkereitä, jotka on tehty savikerrosten päälle päätypengerryksinä. Pengermassa ei ole tällöin kokonaisuudessaan tunkeutunut kantavaan pohjaan vaan on jäänyt ”kellumaan” saven sekaan aiheuttaen sen lähiympäristön maapohjassa muodonmuutoksia, jotka ilmenevät sekä maan painumisena että maan sivusiirtyminä.

Alueella on kaksi suurta maanpinnan alla olevaa tukipengertä, Mertakadun penger ja KTK-penger, joiden vahvistamiseksi ja joiden muodonmuutosten pysäyttämiseksi tuli löytää teknisesti varma ja taloudellisesti edullinen ratkaisu ennen kuin aluetta voitiin käyttää rakentamiseen. KTK-penkereen osalta päädyttiin sen keventämiseen ja käyttämiseen viherrakentamisessa. Mertakadun penkereelle, joka on kooltaan pienempi ja missä täytön paksuus on ohuempi kuin KTK-penkereessä, päätettiin suunnitella koerakenne ja tutkia siinä eri rakennetyyppien painuma- ja sivusiirtymäominaisuuksia.

Alueella on lisäksi tehty sekä painuma- että sivusiirtymäseurantamittauksia aina 1990-luvun alusta lähtien. Tulokset ovat kertoneet alueen maapohjan olevan jatkuvassa liikkeessä. Mertakadun penkereen vahvistamiseksi ja maapohjan liikkeiden pysäyttämiseksi suunniteltu koerakenne toteutettiin huhtikuussa 2005. Koerakennetta ja sen ympäristöä seurattiin tiiviisti puolentoista vuoden ajan. Painumamittaukset osoittivat painumien tasaantuneen koerakenteessa vuoden 2006 kesäkuun jälkeen.

Koerakenteen tarkoituksena oli saavuttaa lähes painumaton rakenne ja löytää jo hyväksi tiedetyille suihkupaalutukselle kilpaileva ratkaisu. Koerakenteessa testattiin viittä erilaista pohjanvahvistamistapaa. Painumamittausten seurantalukokset kertoivat kuitenkin, että ainoa lähes painumaton rakenne saavutettiin vain suihkupaaluilla. Vaikka uutta kilpailevaa rakennetta ei löytynyt tässä koerakenteessa, kannattaa rakennetyyppien kokeilua jatkaa jossain toisessa koekohteessa, missä pengermassa ei ole niin saven kyllästämä kuin tässä kohteessa oli.

TAMPERE POLYTECHNIC
Department of Construction Technology

Sirpa Toroi	Geotechnical measurements of a Test Structure of Mertakatu
Final Thesis	82 pages, 10 appendices (16 appendix pages)
Supervising Teacher	Ms. Pirjo Hietala, M.Sc. (Civil Eng.), B.S.Lecturer, Geotechnical Engineering
Supervisor	Mr Ragnar Wiksröm, M.Sc. Geotechnical Engineering
Commissioner	WSP Finland Ltd.
August 2007	
Key words	a test structure, ground settlement, geotechnical measure- ments, ground's vertical movements

ABSTRACT

A new residential area will be built at Toukola in the 23rd Helsinki city district. There will also be a centre for educational training and industrial arts. The district area has been shallow seafloor at the end of the 19th century and since then it has been filled with various land masses until the 1980ies. Because of the weak bearing capacity of the soil it has to be built supporting embankments there. These embankments have been laid on the top of clay layers by terracing. The material for embanking has not been totally penetrated down to the base course but it has stayed between and floats mixed with the clay. That causes deformations in the surrounding soil layers and it can be seen on the ground surface as slumps and horizontal movements.

There are two major supporting embankments underneath the surface level at Toukola. The first one is Mertakatu embankment and the second one is called KTK-embankment. The aim has been to found a technically secure and financially economic solution to strengthen the both embankments and stop their movements before starting any construction on the area. With the KTK-embankment the solution will be disengaging the embankment and to use it in landscaping. The Mertakatu embankment is in comparison with the KTK-embankment smaller and the fill layer inside it is thinner. The solution for Mertakatu embankment was to design an experimental field and to investigate there the vertical and horizontal movements of the various test structures.

There has been conducted both vertical and horizontal controlling measurements in the area since the beginning of 1990ies. The results show that the ground in the area is moving constantly. The experimental field with test structures was implemented at April 2005. The test structures with its surroundings were tightly monitored during next 1.5 years. It has been seen that the vertical movements reached equilibrium stage after the June 2006.

The main purpose for the test structures were to found out almost stable structure that can be competitive solution for already satisfactory jet grouting. Five different ground reinforcing methods were tested in the experimental field. Following the measurements it can be seen that the method to meet the boundary conditions is jet grouting. In this experimental structure area it was not able to found a new rivaling method. It is although recommended to keep on in other possible test sites where the embankment fill material won't be as saturated with clay as it was here.

ALKUSANAT

Tämä työ on tehty WSP Finland Oy:ssä. Aiheen valintaan on vaikuttanut pohjarakennustoimialan johtava asiantuntija DI Ragnar Wikström, joka on myös toiminut työn ohjaajana.

Opinnäytetyön valvojana on toiminut DI, LuK Pirjo Hietala Tampereen Ammattikorkeakoulun rakennusosastolta.

Työhön on saatu seurantamittausaineistoa Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta. Kiitos geotekniselle osastolle tietojen luovuttamisesta käyttöni ja erityisesti kiitoksia Kirsi Melanderille, joka jaksoi kiireestä huolimatta lähettää työssä tarvitsemiani tietoja.

Kiitokset kannustavalle valvojalleni Pirjo Hietalalle sekä asiantuntevalle ohjaajalleni Ragnar Wikströmille, joka on positiivisella asenteellaan auttanut minua saamaan työni valmiiksi.

Tampereella, elokuussa 2007

Sirpa Toroi

MERTAKADUN KOERAKENTEEN SEURANTAMITTAUKSET

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO.....	5
1 JOHDANTO.....	7
2 TOUKOLAN ALUEEN MAAPERÄ JA TÄYTÖT.....	10
3 ALUEEN MAAPOHJAN MAAMEKAANINEN KÄYTTÄYTYMINEN.....	15
3.1 ALUEEN TÄYTTÖVAIHEET.....	15
3.1.1 Luonnontilainen rantaviiva ja pohjasuhteet.....	15
3.1.2 Oleelliset täyttövaiheet ja täyttötavat.....	18
3.1.3 Maan sisällä olevat vanhat perustus- ja muut rakenteet.....	25
3.1.4 Toukorannan maaperän saastuneisuustilanne.....	26
3.1.5 Mertakadun koerakentamisalueen saastuneisuustilanne.....	26
3.2 LIEJU- JA SAVIKERROSTEN DEFORMOITUMINEN.....	27
3.2.1 Kokoonpuristuminen eli konsolidaatio.....	28
3.2.2 Vaakasuuntainen deformatio.....	30
3.2.3 Lieju- ja savikerrosten kantavuus.....	31
3.2.4 Pohjan kohoaminen vesialueella.....	31
3.3 PAINUMA- JA VAAKASIIRTYMÄTILANTEEN KEHITYMINEN.....	34
3.3.1 Pohja- ja huokosvedenpaineenmittaus.....	35
3.3.2 Painumamittaukset.....	37
3.3.3 Siirtymämittaukset.....	41
3.4 RAKENTAMISEN VAIKUTUS LIEJU- JA SAVIKERROKSIIN.....	47
3.4.1 Keventäminen.....	47
3.4.2 Massanvaihto ja painumaylipenger.....	48
3.4.3 Stabiointi.....	52
3.4.4 Paalutus.....	52
3.4.5 Lisätäyttöjen vaikutus.....	53
3.5 JOHTOPÄÄTÖKSIÄ ESIRAKENTAMISEN LÄHTÖKOHDIKSI.....	54
3.5.1 Deformaatioiden merkitys.....	54
3.5.2 Painumalaskelmat.....	54
3.5.3 Vaakadeformaatiot.....	55
3.5.4 Alueen stabiiteetti.....	55
4 MERTAKADUN KOERAKENTAMINEN JA PAINUMATARKKAILU.....	56
4.1 MERTAKADUN PENKEREEN VAHVISTAMINEN.....	56
4.1.1 Koerakenteessa sovellettavat ohjeet ja normit.....	57
4.1.2 Koerakenteen pohjasuhteet.....	58
4.1.3 Koerakenteella tehtävät kaivutyöt.....	60
4.1.4 Mertakadun koerakenteen pohjanvahvistusmenetelmät.....	60
4.2 SUUNNITTELIJAN OHJEISTUS KOERAKENTEEN TEKEMISTÄ VARTEN.....	65
4.2.1 Kustannusten ja toteutuksen seuranta.....	65
4.2.2 Paalukokeet.....	65
4.2.3 Seuranta- ja tarkkailumittaukset.....	65

4.3	KOERAKENTEEN PAINUMATARKKAILU	66
4.3.1	Painumamittaustuloksia rakennetyyppien A ja B koealueella	68
4.3.2	Painumamittaustuloksia rakennetyypin C koealueelta.....	71
4.3.3	Painumamittaustuloksia rakennetyyppien D ja E koealueelta	73
5	LOPPUPÄÄTELMÄ	74
5.1	RAKENTEIDEN SOVELTUVUUS ESIRAKENTAMISEEN	74
5.1.1	Suihkubetonipaaluhattuinen teräsbetonipaalu ja suihkupaalu	74
5.1.2	Teräsbetonipaalu.....	75
5.1.3	Teräsbetonipaalu ja kevennyskaivu.....	76
5.1.4	Suihkubetonipaaluhattu	77
5.1.5	Yhteenveto tuloksesta	78
6	LÄHDELUETTELO	80

LIITTEET

- LIITE 1 Suunnitelmakartta, rakennetyypit A - E
- LIITE 2 Periaatepiirustus, rakennetyypit A - B
- LIITE 3 Periaatepiirustus, rakennetyyppi C
- LIITE 4 Periaatepiirustus, rakennetyyppi D
- LIITE 5 Periaatepiirustus, rakennetyyppi E, paalun tartunta kannattimeen
- LIITE 6 Pituusleikkaus koealueen rakennetyypeistä A - E
- LIITE 7 Rakennetyyppien A - E yksittäisten pisteiden painumamittaustuloksia
- LIITE 8 Rakennetyyppien A - E painumamittausletkun painumamittaustuloksia
- LIITE 9 Kartta alueen painumamittauspisteistä
- LIITTEET 10a-g Pisteiden 10739/1 - 10739/36 painumakuvaajat

1 JOHDANTO

Helsingissä laadukkaalla kaupunkirakentamisella halutaan varmistaa, että rakennettu ympäristö on terveellinen, turvallinen ja kestävä ja että kaupunkikuvan muutokset vahvistavat Helsingin omaleimaisuutta ja asemaa. Pohjarakentamisen osalta tämä tarkoittaa rakenteiden painumien ja sivusiirtymien hallitsemista sekä puhdasta maapohjaa.

Helsingin Toukolaan rakennetaan uusi moderni kaupunginosa, johon tulee viihtyisä asuntoalue sekä uusi koulutus- ja taideteollinen keskus. Alue jakautuu kahteen kaava-alueeseen: pohjoiseen Arabianrannan ja eteläiseen Toukorannan alueeseen. Alueen rakentaminen aloitettiin vuonna 2000 ja se on vuoteen 2012 saakka Helsingin merkittävimpiä rakennuskohteita. Alue on mitoitettu 8000 uudelle asukkaalle ja sinne on tarkoitus tulla 5000 uutta työpaikkaa.

Toukoranta on 1800-luvun lopulla pääosin ollut matalaa vesialuetta, jota on aina 1980-luvun lopulle täytetty sekalaisilla maamassoilla. Savikerrosten päälle aina 25 metrin syvyyteen asti kasatut täytöt on pääosin tehty ilman suunnitelmia. Toukorannan alueella on kaksi rakentamista hankaloittavaa tukipengertä, vuosien 1945 - 1965 välillä rakennettu Mertakadun penger ja vuonna 1963 rakennettu niin sanottu KTK-penger.

Mereen tehdyt pengerrykset ovat sorruttaneet ja työntäneet sivulle liejua ja savea sitä mukaan kun pengerrys on edennyt. Pengerryksen korkeus sekä lieju- ja savikerrosten paksuus ovat aiheuttaneet sen, että pääasiassa louheesta koostuva pengermassa ei ole täysin tunkeutunut kantavaan pohjaan asti vaan on jäänyt "kellumaan" saveen päälle. Penkereiden vakavuus on huono ja alue on hitaasti etenevässä painuma- ja vaakasiirtymätilassa. Vähäinkin rakentaminen, joka muuttaa nykyistä tilannetta, johtaa kiihtyvään muutostilaan maapohjassa. Nykytilassa tulevat rakennukset ja rakenteet saattavat aiheuttaa maapohjassa sortumisvaaran.

Erityisen ongelmallinen tässä mielessä on Toukorannan kaava-alueen itäreunalla sijaitseva KTK-penger, joka kulkee lähes 800 metrin pituisena, Hämeentien suuntaisena, rakennettavan alueen ja puistoalueen välissä. Sen sijaan Mertakadun penkereen pienempi koko, sijainti rakennettavan alueen keskellä tulevien katurakenteiden alla sekä savi-kerroksen alhaisempi paksuus tekevät siitä KTK-pengertä edullisemmän vahvistamiskohteen.

Helsingin kaupungin rakennusvirasto tilasi Fundus Oy:ltä (nykyisin WSP Finland Oy:n pohjarakennustoimialalta) suunnitelman Mertakadun penkereen vahvistamisesta ja saattamisesta aluerakentamiseen soveltuvaan kuntoon. Alun perin tiedettiin, että penkereen kaivaminen pois ja täyttäminen uudestaan pohjaantäyttöpenkereiksi on kallista ja aikaa vievää sekä ongelmallistakin, sillä kaivussa ylös nouseva savi pitäisi läjittää ja kuljettaa pois. Myöskään penkereen räjäyttäminen, niin että täyttölohkareet painuisivat kantavaan pohjaan, ei onnistu, koska räjäytys aiheuttaisi kiihtyvän muodonmuutostilan alueen maapohjassa. Fundus Oy:n tehtäväksi jäi kehittää menetelmä, jolla Mertakadun penger saatetaan niin painumattomaksi ja liikkeettömäksi kuin nykyisillä työmenetelmillä ja työtavoilla on mahdollista.

Fundus Oy:n Mertakadun penkereen alueelle tekemän koerakentamissuunnitelman tavoitteena oli löytää teknisesti riittävän luotettava ja taloudellisesti edullinen menetelmä penkereen liikkeiden pysäyttämiseksi. Huhtikuussa 2005 valmistuneessa koerakenteessa tutkittiin viittä eri tapaa penkereen vahvistamiseksi. Helsingin kaupungin geotekninen osasto on seurantamittausten avulla tutkinut maapohjassa tapahtuvia muutoksia muun muassa ajan ja kuormituksen funktiona.

Tässä raportissa on tarkoitus keskittyä siihen, kuinka Arabianrannan ja Toukorannan muotoutuminen nykyiselleen on tapahtunut ja kuinka tähän ovat vaikuttaneet eri vuosina tehdyt täyttö- ja pengerrystyöt. Lisäksi keskitytään Fundus Oy:n koerakentamissuunnitelman viiden

penkereen vahvistamistyyppin esittelyyn ja Helsingin kaupungin geoteknisen osaston suorittamien painuma- ja sivusiirtymämittaustulosten yleispiirteiseen esittämiseen. Lopuksi suositellaan vahvistamistyyppiä, joka painumamittausten perusteella on soveltuvin Mertakadun penkereen vahvistamiseen.

Täyttöihin liittyvien ongelmien lisäksi rakentamiseen vaikuttavat Toukorannan alueelta löydetyt useat eri haitta-aineet. Aiempien tutkimusten mukaan osa koerakentamisalueesta on lievästi metalleilla pilaantunutta. Maan pilaantuneisuutta käsitellään lyhyesti kappaleissa 3.1.4 Toukorannan maaperän saastuneisuustilanne ja 3.1.5 Mertakadun koerakenteen saastuneisuustilanne.

2 TOUKOLAN ALUEEN MAAPERÄ JA TÄYTÖT

Helsingin itäisessä kantakaupungissa, Toukolan 23. kaupunginosassa, sijaitsevat Arabianrannan ja Toukorannan uudet asuntoalueet. Toukoranta sijaitsee noin 6,5 km:n päässä Helsingin rautatieasemalta (kuva 1). Arabianrannan – Toukorannan rantaviiva kulkee pitkin Vanhankaupunginlahden länsireunaa aina Kyläsaaresta Vantaanjoen suulle saakka.



Kuva 1 Sijaintikartta /25/

Arabianranta on vanhaa teollisuusaluetta, joka on saanut nimensä paikalla pitkään toimineesta Arabian posliinitehtaasta. Uusien asunto-

Toukoranta on pääosin vanhaa matalaa merenpohjaa, mihin on tehty laajoja pengerrys- ja täyttötöitä aina 1800-luvun lopulta lähtien. Aluetta on täytetty suunnittelemattomasti käyttäen yleistäyttömateriaaleina muun muassa hiekkaa, soraa, kiviä, louhetta, ylijäämäkaita sekä erilaisia rakennusten purkujätteitä kuten, tiiltä ja betonia sekä muita jätteitä. Laajimmat pengerrys- ja täyttötyöt tehtiin 1950- ja 1970-lukujen aikana. Rantaviiva saatettiin lopulliseen muotoonsa 1980-luvun loppupuolella.

Toukorannan alue on toiminut teollisuus- ja varastoalueena 1940-luvulta lähtien. Alueella on toiminut muun muassa rauta- ja metalliromun varastointi- ja myyntiyrityksiä, rengasliikkeitä, moottoriajoneuvo- korjaamoja, Helsingin KTK Oy:n huoltoasema ja Helsingin kaupungin rakennusviraston auto- ja konekeskus sekä katujen kunnossapito-osasto ja tankkauspiste. Lisäksi siellä on ollut kuorma-autojen peräkärriä, lavojen ja konttien varastoalue.

Alueen maapohjan heikko kantavuus on edellyttänyt tukipenkereiden rakentamista täytöille, jotka on tehty savikerrosten päälle. Tukipenkeret on rakennettu mereen päätypengerryksinä mm. nykyisen Mertakadun kohdalle ja tämän itäpuolelle ns. KTK-penkereenä. Pengermassa, joka on pääasiassa ollut louhetta, ei ole kokonaisuudessaan tunkeutunut kantavaan pohjaan asti vaan on jäänyt "kellumaan" saven päälle. Pengerrykset ovat lisäksi sorruttaneet ja työntäneet sivulle liejua ja savea sitä mukaan, kun pengertäminen on edennyt.

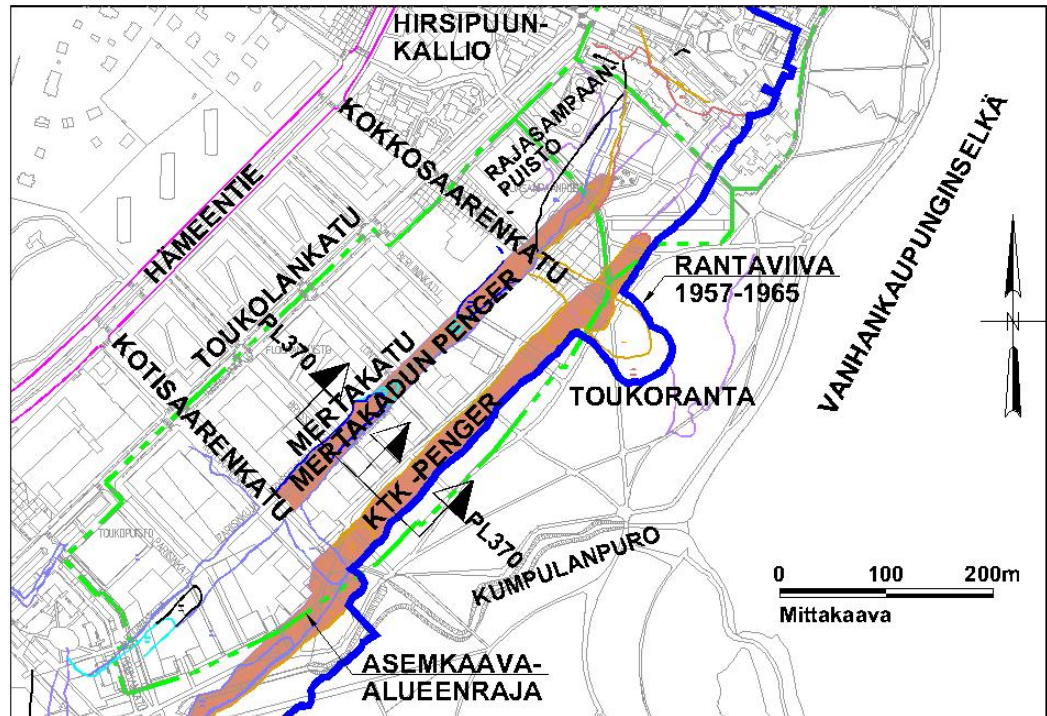
On muodostunut tilanne, jossa tukipenkereen vakavuus on erittäin heikko. Vähäinkin rakennustoimenpide, joka muuttaa nykyistä tilannetta, aiheuttaa lähiympäristön maapohjassa muodonmuutoksia, jotka ilmenevät sekä painumina että vaakasiirtyminä. Vaakasiirtymät eivät etene pelkästään merelle päin vaan eri ilmansuuntiin. Nykytilassaan alueen maapohja ei ole niin vakaa, että sille voitaisiin rakentaa.

Aikaisemmissa suunnitteluvaiheissa on KTK-penkereen vahvistamisen rakennuskelpoiseksi todettu tulevan kalliiksi. Vahvistamisen sijaan on katsottu tarpeelliseksi keventää KTK-penkereen ympäristölle aiheuttamaa kuormitusta ja sijoittaa rakennusmassat rakenteiden kannalta turvalliselle etäisyydelle penkereestä.

Mertakadun penkereen pienempi koko ja sijainti sekä savikerroksen alhaisempi paksuus tekevät siitä KTK-penkereeseen verrattuna selvästi edullisemman vahvistamiskohteen. Mertakadun penkereestä on valittu noin 60 m x 75 m alue, jolle on tehty koerakentamissuunnitelma. Siitä saatavien tulosten perusteella päätellään, miten pengertä voidaan hyödyntää rakentamiseen. Koerakentamisen tavoitteena on löytää teknisesti riittävän luotettava ja taloudellisesti edullinen menetelmä penkereen liikkeiden pysäyttämiseksi.

KTK-penger

KTK-penger on rakennettu vuonna 1963 ja se sijaitsee Arabianrannan kaava-alueen itäreunalla (kuva 3). Penger on lähes 800 metrin pituinen ja noin 30 - 60 metrin levyinen täyttöalue, joka kulkee Hämeen tien ja Mertakadun suuntaisena. KTK-penkereen täyttökerroksen paksuus vaihtelee metristä kahteenkymmeneen metriin. Täytön alla on savea, jonka alapinnan taso vaihtelee -2 ... -25 metrin välillä (kuva 5). Penger on saanut nimensä sen päällä toimineen Helsingin Kuorma-autojen tilauskeskus Oy -nimisen yrityksen mukaan.



Kuva 3 KTK-penkereen ja Mertakadun penkereen sijainti sekä penkereiden poikkileikkausten sijainnit (PL370)

Mertakadun penger

Mertakadun penger on rakennettu vuosien 1945 - 1965 välillä. Penger on Mertakadun suuntainen pitkänomainen noin 400 metrin pituinen ja 20 - 40 metrin levyinen täyttöalue, joka kulkee Hämeentien suuntaisena Toukolankadun ja KTK-penkereen välissä (kuva 3). Penkereen täyttökerroksen paksuus vaihtelee metristä 14 metriin ja sen alla olevan savikerroksen alapinnan taso vaihtelee -3 ... -14 metriin (kuva 4).

Toukolankadun ja Mertakadun välisellä alueella täyttökerroksen paksuus vaihtelee kahdesta metristä neljään metriin ja savikerroksen paksuus vaihtelee viidestä metristä kymmeneen metriin. Mertakadun ja KTK-penkereen välisellä alueella täyttökerroksen paksuus on noin kaksi metriä ja savikerroksen paksuus on noin 15 metriä.

3 ALUEEN MAAPOHJAN MAAMEKAANINEN KÄYTTÄYTYMINEN

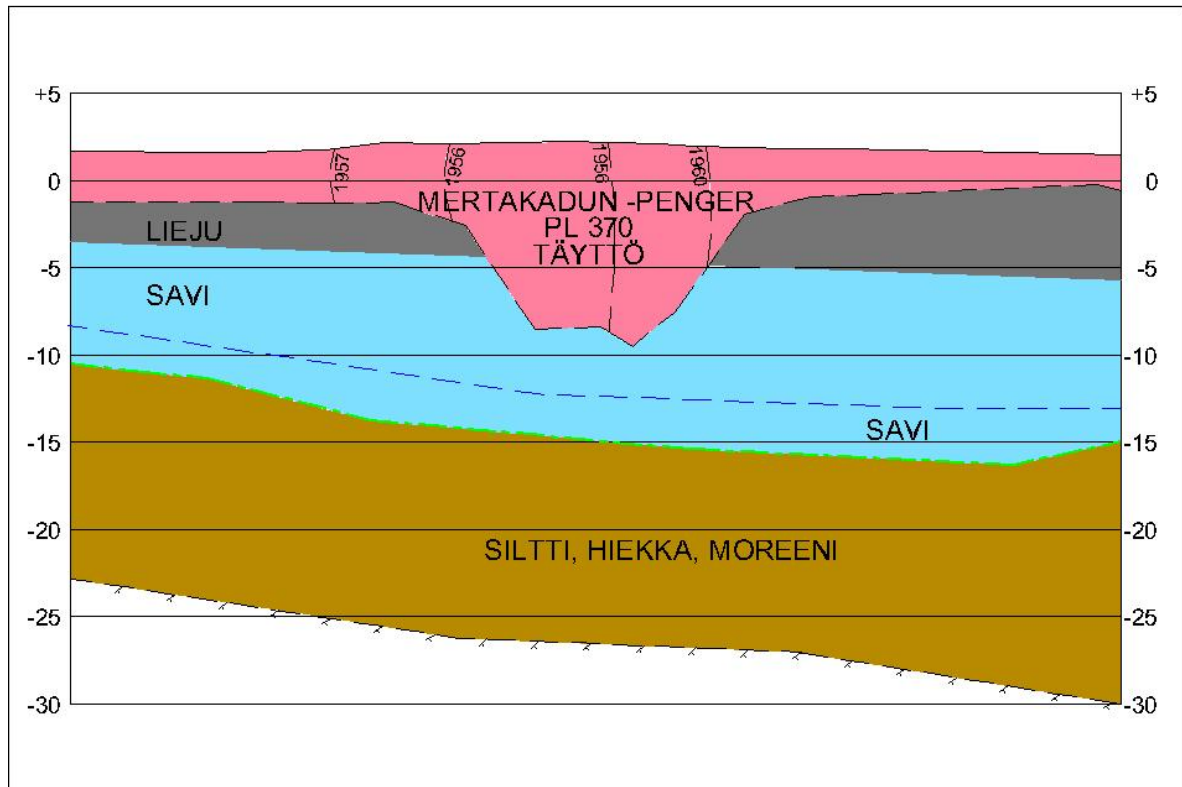
3.1 ALUEEN TÄYTTÖVAIHEET

3.1.1 Luonnontilainen rantaviiva ja pohjasuhteet

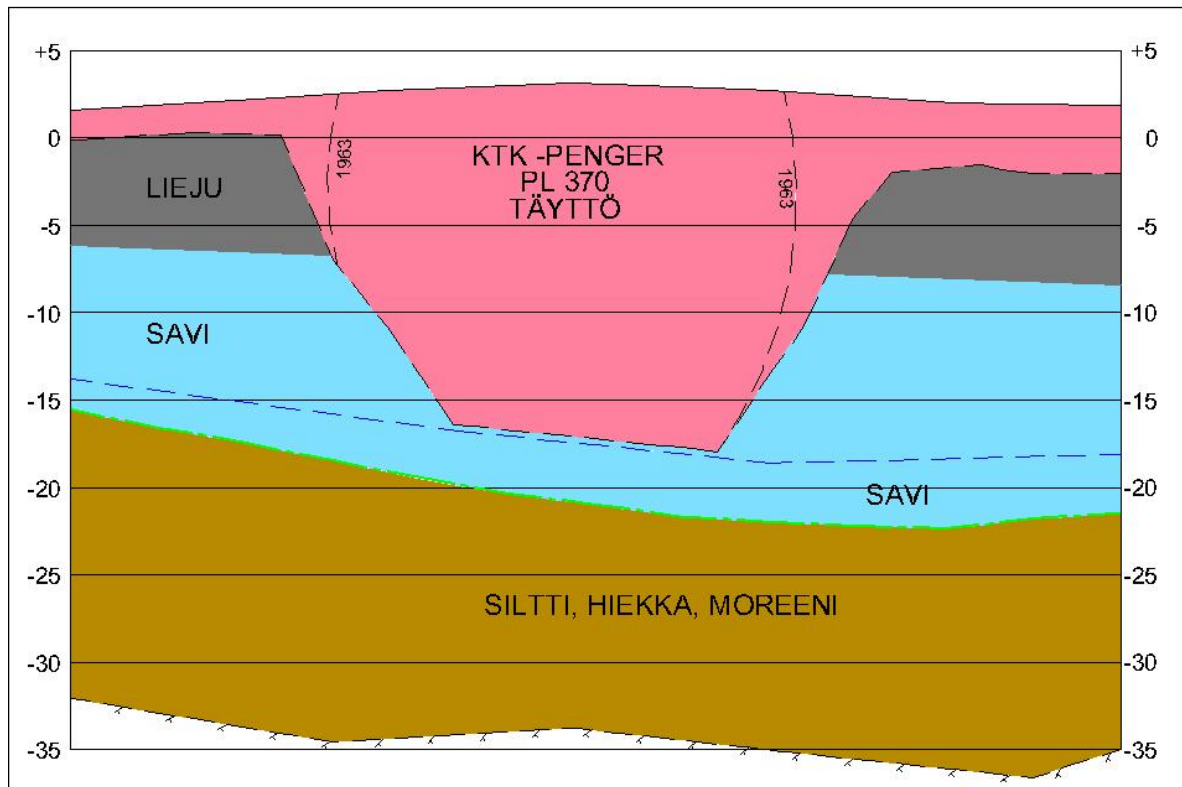
Vanhankaupunginselän matala ranta-alue on luonnontilassaan ulottunut kaava-alueen pohjois- ja eteläosissa lähelle nykyistä Hämeentietä. Alueen keskiosassa on ollut niemimäinen mäki-alue Hirsipuunkallion kohdalla. Kaava-alueen eteläreunalla meren lahti on työntynyt ka-uimmaksi länteen /3/ (Kumpulanpuron alue, kuva 6).

Läntisen mäki-alueen reunoilta alkaen moreenin ja sen päällä olevien ohuehkojen hiekka- ja silttikerrosten pinta viettää merelle päin. Näiden päälle kerrostuneiden pehmeiden savi- ja liejukerrosten paksuus kasvaa samalla saavuttaen kaava-alueen itäreunalla enimmillään noin 25 metrin paksuuden /3/.

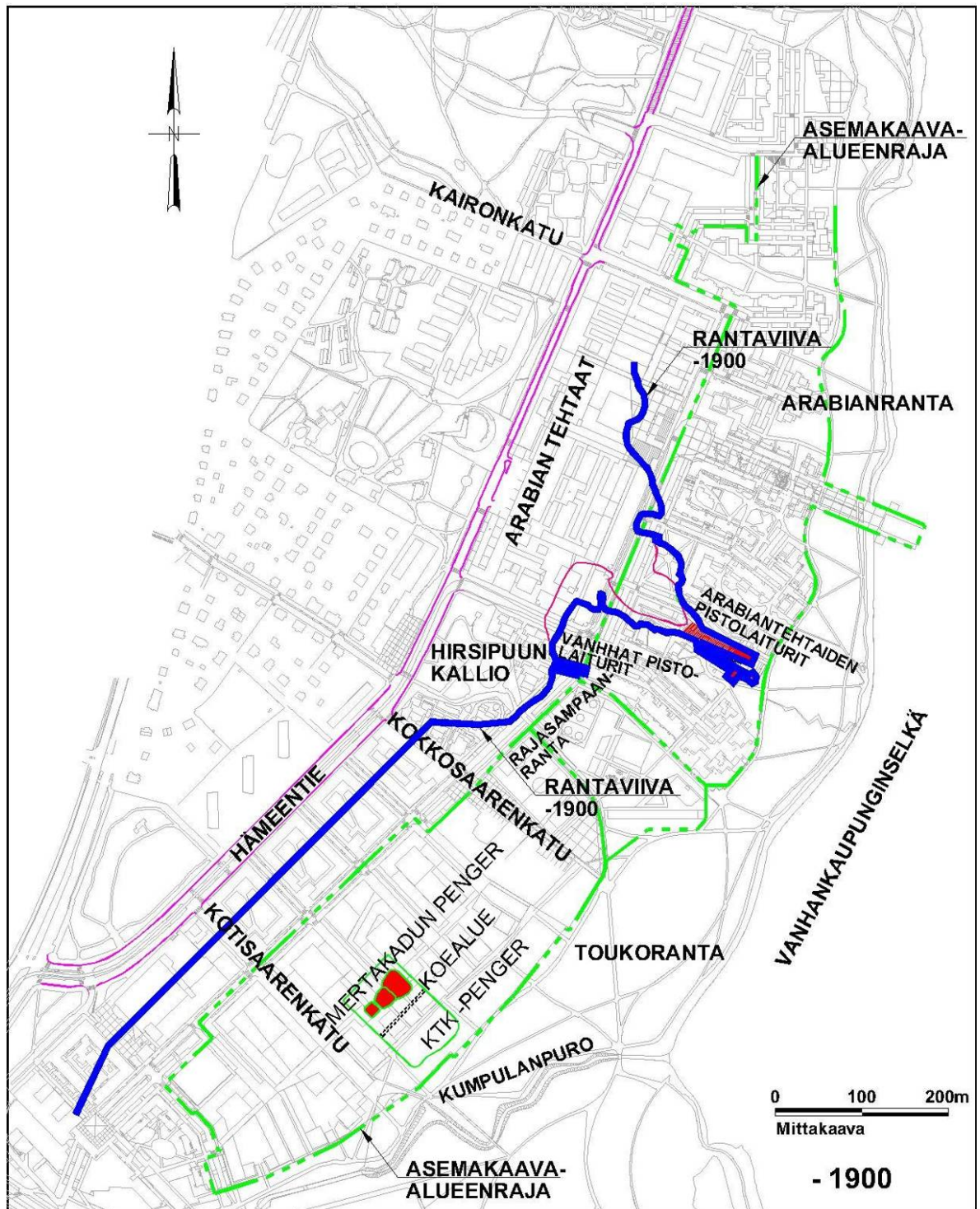
Kuvissa 4 ja 5 on esitetty Mertakadun penkereen ja KTK-penkereen poikkileikkaukset, joista ilmenee penkereiden koostumus ja pohjasuhteet. Poikkileikkaukset näyttävät penkereiden kokoeron ja penger-materiaalien paksuudet ja niiden painumissyvyudet. Lisäksi kuvista on havaittavissa savi- ja liejukerroksen paksuuden kasvaminen Mertakadun penkereestä KTK-penkereeseen päin mentäessä ja edelleen siitä merelle päin mentäessä.



Kuva 4 Poikkileikkaus Mertakadun penkereen pohjasuhteista



Kuva 5 Poikkileikkaus KTK-penkereen pohjasuhteista



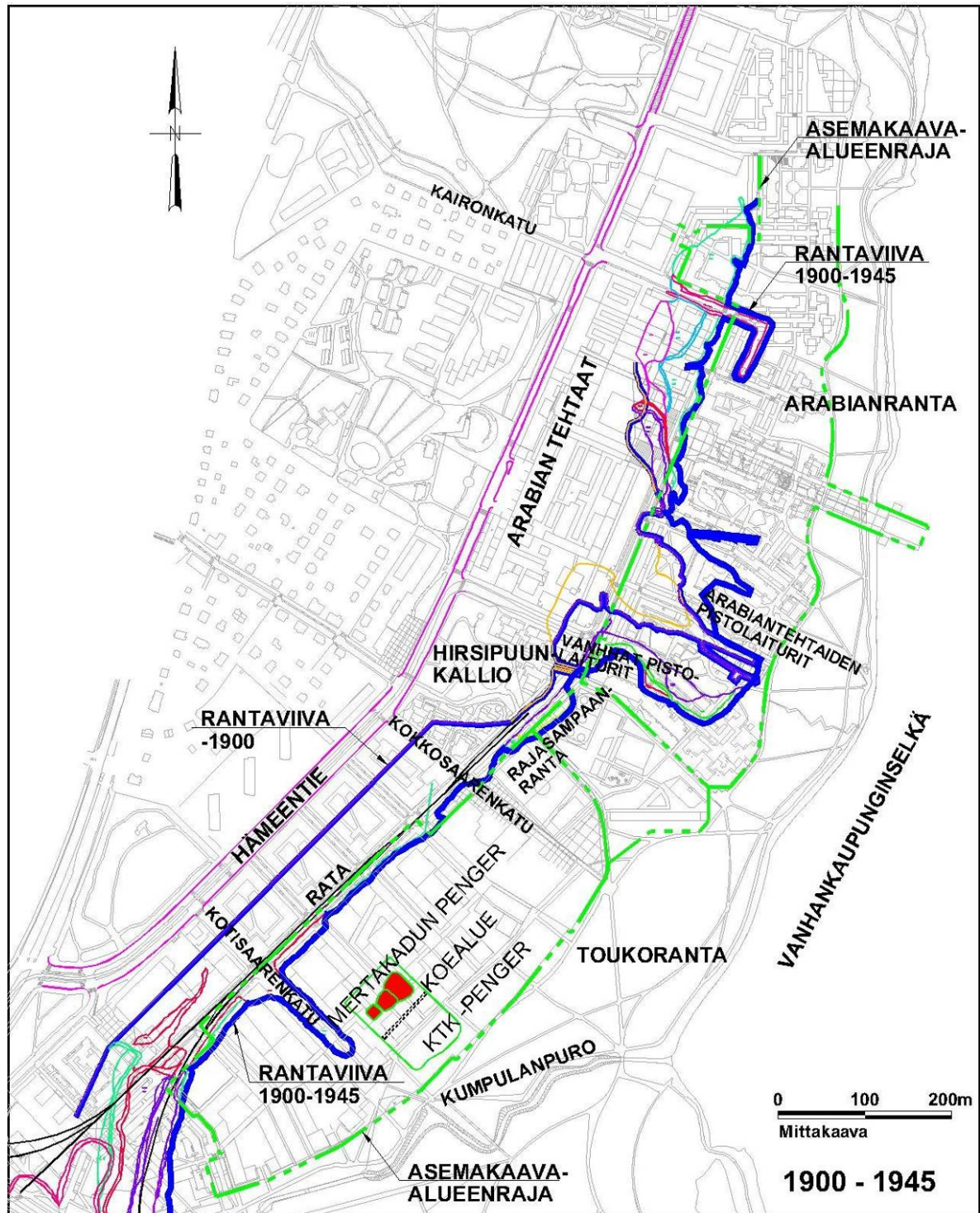
Kuva 6 Rantaviiva 1900-luvun alussa

3.1.2 Oleellisimmat täyttövaiheet ja täyttötavat

Tilanne vuoteen 1945 mennessä

Ratapengerrata on rakennettu vuoteen 1945 mennessä Arabian tehtaille saakka ja radan maanpuoleinen alue on täytetty mukaan lukien Kotisaarenkatu, Kokkosaarenkatu ja Rajasampaanranta. Kumpulan puro on tällöin virrannut lammikkomaisena radan länsipuolella jonkin matkaa pohjoiseen päin ja sieltä edelleen rautatierummun kautta mereen /3/.

Kotisaarenkadun linjalle on tehty mereen päätypengerrys, joka on ulottunut Mertakadun linjalle saakka. Arabian tehtaiden luona, Hirsi-
puunkallion kohdalla on satamaksi pengerretty mereen päin työntyvä täyttötasanne sekä Arabian tehtaiden pohjoispuolella (Kaironkadun linjan jatkeella) rannalta mereen työntyvä päätypengerrys, joka kääntyy meressä jyrkästi kohti etelää /3/ (kuva 7).



Kuva 7 Täytön päävaiheet 1900 - 1945

Tilanne vuoteen 1956 mennessä

Kotisaarenkadun penkereen päästä on tehty veteen päätypengerrystä Mertakadun linjaa pitkin sekä pohjoiseen että etelään edeten. Kokkosaarenkadun päätypengerrystä on puolestaan tehty lisää Mertakadun linjan kohdalle saakka, ja tästä päätypengerrys on jatkunut vedessä Mertakadun linjaa pitkin etelään /3/ (kuva 8.)

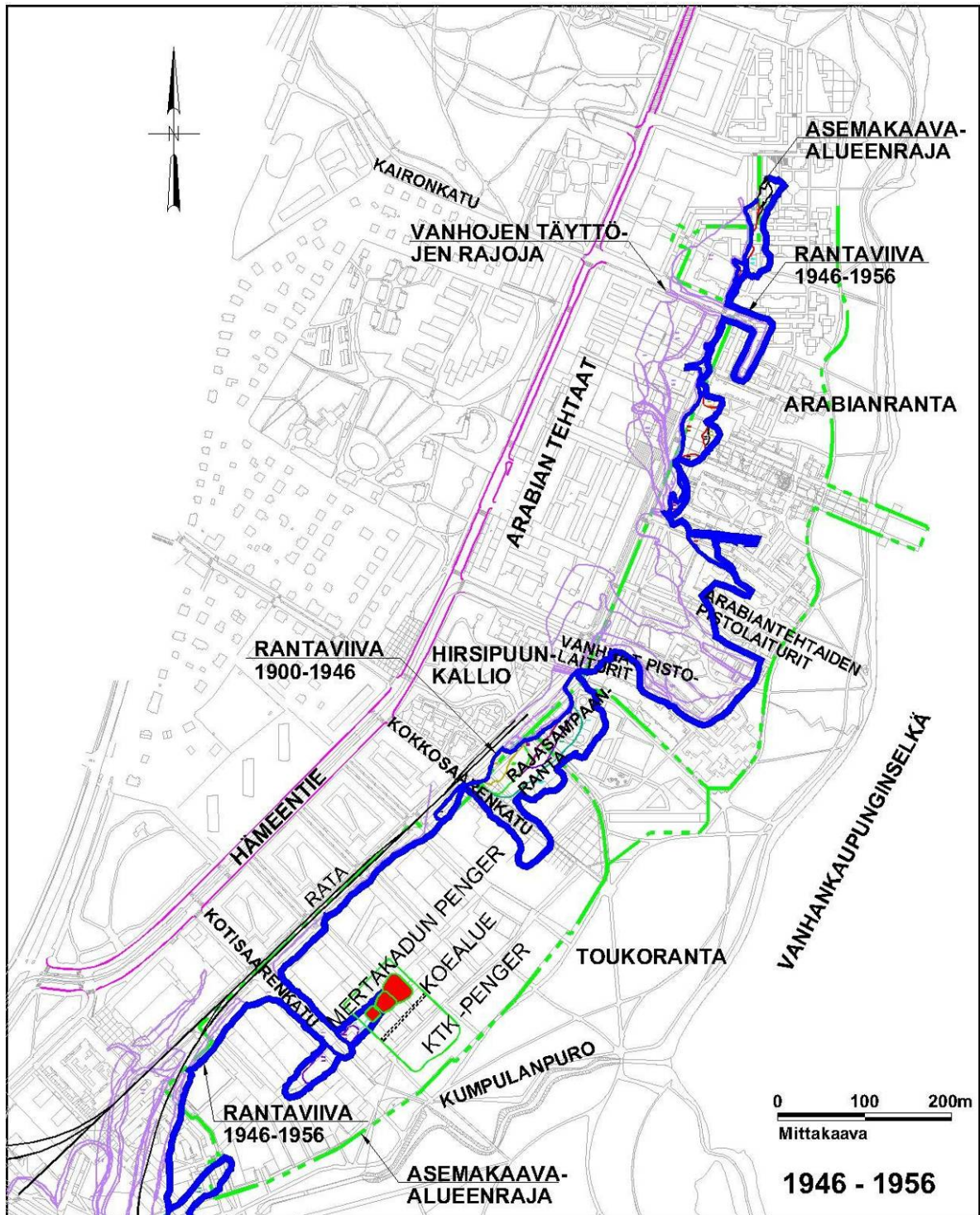
Tilanne vuoteen 1965 mennessä

Mertakadun pengerrystä on jatkettu loppuun saakka, niin sanottu KTK-penger on kokonaan pengerretty sekä näiden molempien tausta-alueet täytetty. Kokkosaarenkadun linjalla on päätypengerrystä jatkettu edelleen merelle päin. Arabian tehtaiden ranta-alueen täyttöä on jatkettu /3/ (kuva 9).

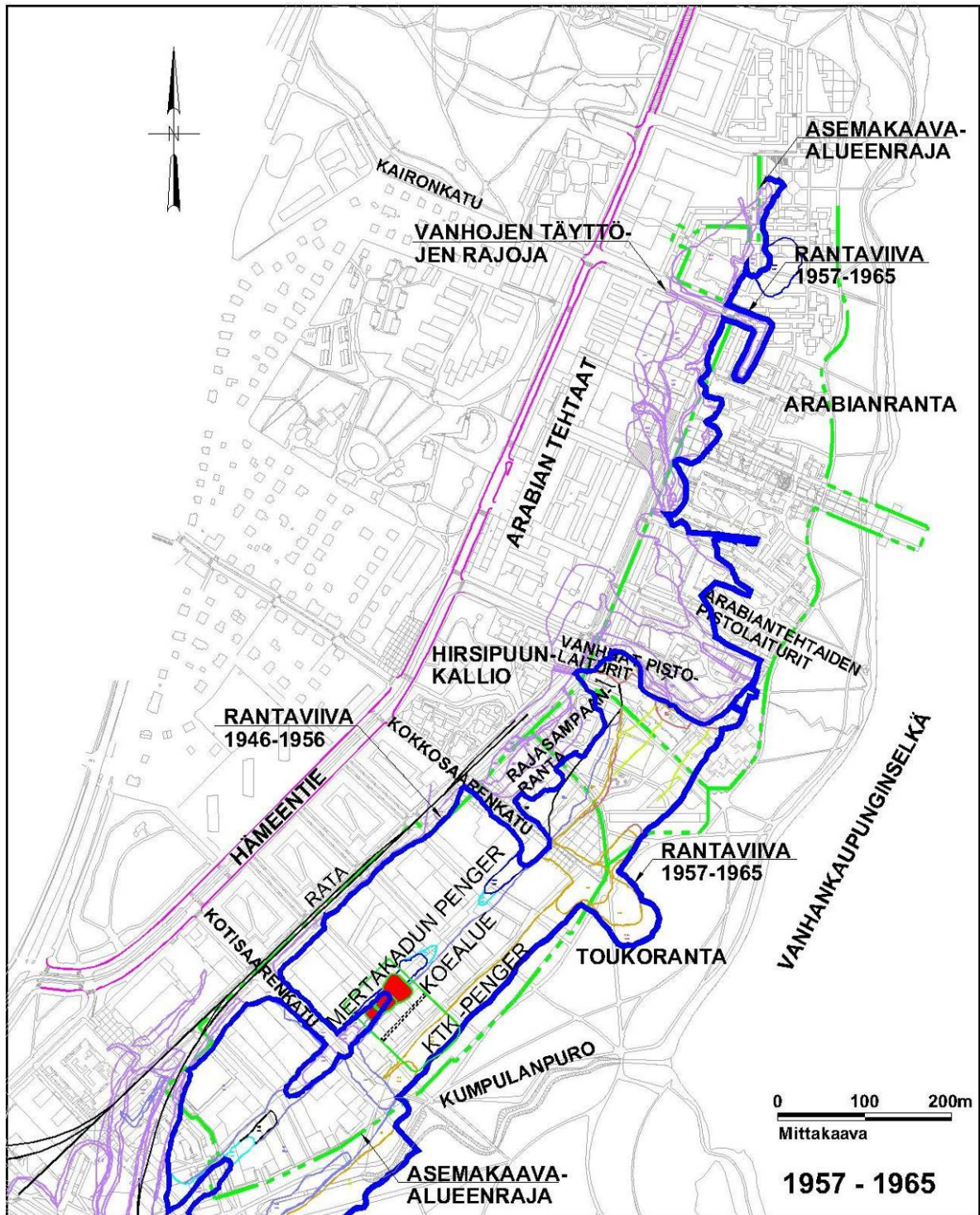
Arabian tehtaan merenpuoleiselle alueelle on pitkän ajan kuluessa tehty usean metrin korkuisia posliinijäte- ja maatyttöjä, jotka ovat paitsi kuormittaneet liejua ja savea myös saattaneet aiheuttaa sortumatyyppisiä painumia. Alueelle on lisäksi tuotu yhdyskuntajätettä /3/.

Tilanne vuoteen 1976 mennessä

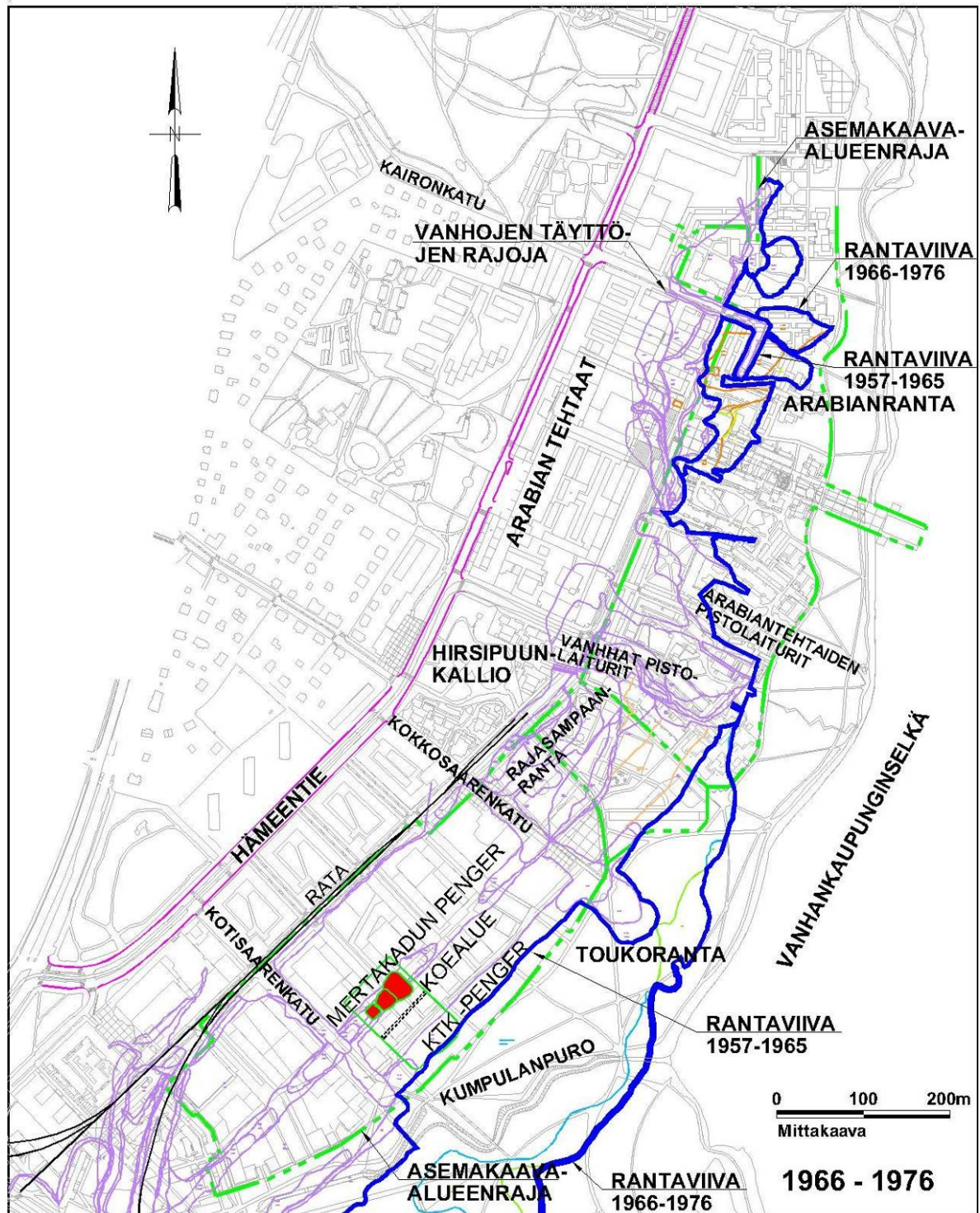
Vuosien 1965 ja 1976 välisenä aikana on KTK-penkereen merenpuolta täytetty lisää sekä Arabian tehtaiden ranta-alueen täyttöä on jatkettu /3/ (kuva 10).



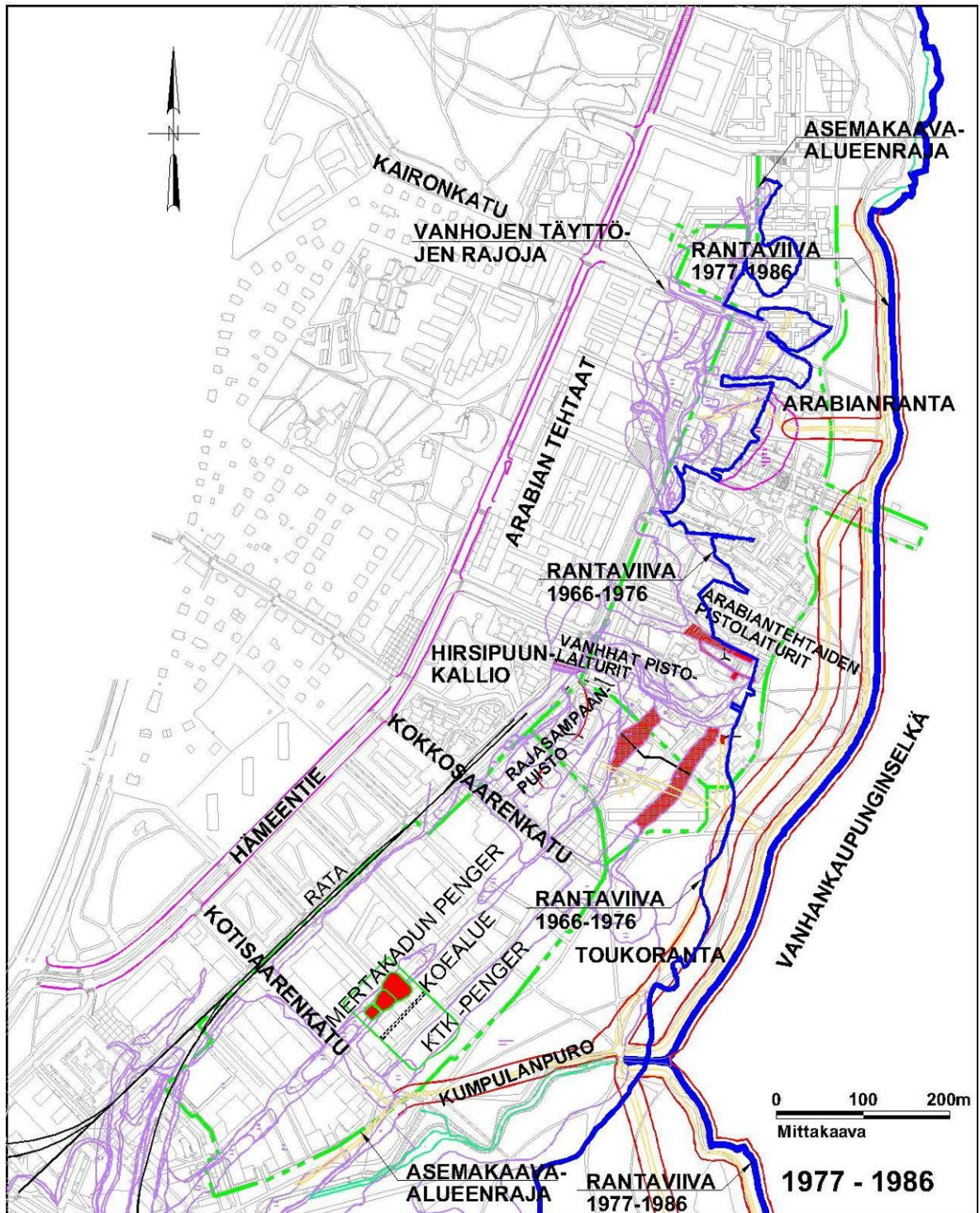
Kuva 8 Täytön päävaiheet 1946 - 1956



Kuva 9 Täytön päävaiheet 1957 - 1965



Kuva 10 Täytön päävaiheet 1966 - 1976



Kuva 11 Täytön päävaiheet 1977 - 1986

Rannan rakentaminen 1980 luvulla

Ranta on rakennettu nykyiseen muotoonsa suunnitelmallisesti 1980-luvulla /3/ (kuva 11).

Tilanne vuoteen 2000 mennessä

Rata on purettu vuosien 1997 - 1999 tienoilla. Nyt raiteistojen paikalla on vielä monin paikoin joutomaita, työmaita ja maaperän puhdistusoperaatioita.

3.1.3 Maan sisällä olevat vanhat perustus- ja muut rakenteet

Arabian tehtaan kohdalla on ollut 1940-luvulta 1960-luvulle asti sekä pisto- että rantalaitureita, lisäksi pistolaitureita on ollut kaava-alueen eteläpuolisella ranta-alueella. Laiturirakenteita, etenkin laitureiden perustuksia, on jäänyt maahan laiturien purkamisen jälkeen /3/.

Alueelta purettu rakennukset oli valtaosaltaan perustettu paaluperustuksin /3/. Koko ranta-alueen pituudelta maassa on vanha kokoojaviemäri, joka joudutaan purkamaan uusien rakennusten alta. Lisäksi alueen katujen alla kulkee viemäri- ja vesijohtorakenteita sekä kaapeleita.

Koerakennusalueella ei ole purettavia vanhoja rakennusten perustuksia. Siellä kulkevat kuitenkin käytöstä poistetut sadevesiviemäri ja vesijohto, jotka joudutaan purkamaan koerakenteen tieltä. Lisäksi KTK-penkereen ja koealueen välissä kulkee käytössä oleva (ø1400 mm) sadevesiviemäri, joka ei aiheuta purkamis- tai siirtämistarvetta koerakenteen kohdalla.

Koealueen läpi kulkee myös 20 kV:n kaapeli, jonka Helsingin kaupungin energialaitos (HKE) siirtää pois koealueelta. Lisäksi valaistukseen

liittyvät kaapelit on poistettu käytöstä ja ne voidaan purkaa. Elisa Oyj poistaa alueella olevat valaisinpylväät.

3.1.4 Toukorannan maaperän saastuneisuustilanne

Toukorannan maa-aineksista on löytynyt kohonneita öljyhiilivety- ja metallipitoisuuksia. Mertakadun koalueella pilaantuneita massoja arvioidaan olevan 4000 m³ ja KTK-penkereen alueella 2900 m³. Lievästi metalleilla pilaantunutta (metallipitoisuus yli ohjearvon) maa-ainesta alueella arvioidaan olevan 6700 m³. Voimakkaasti metalleilla pilaantunutta (metallipitoisuus > raja-arvo) maa-ainesta Mertakadun alueella arvioidaan olevan 200 m³. Lievästi PAH-yhdisteillä (PAH-pitoisuus yli ohjearvon) sekä voimakkaasti PCB-yhdisteillä (PCB-pitoisuus yli raja-arvon) pilaantunutta maa-aineista koalueella on arviolta 150 m³. PAH- ja PCB-yhdisteillä pilaantunut alue sijoittuu kokonaan KTK-penkereen alueelle. Lisäksi Mertakadun penkereen alueella on arviolta 200 m³ öljyillä lievästi pilaantuneita alueita /18/.

3.1.5 Mertakadun koerakentamisalueen saastuneisuustilanne

Koerakenteen maaperän metallipitoisuus (Pb, Zn, Cr, Cu, As, Hg ja/tai Cd) ylitti SAMASE-ohjearvon 20 tutkimuspisteessä. Näistä yhdessä tutkimuspisteessä havaittiin myös SAMASE-raja-arvon ylittävä lyijypitoisuus ja yhdessä pisteessä raja-arvon ylittävä kuparipitoisuus. Lisäksi maaperän PAH-pitoisuus ylitti SAMASE-ohjearvon yhden tutkimuspisteen pintamaakerroksessa. Saman näytteen PCB-pitoisuus ylitti SAMASE-raja-arvon. Kahdesta maaperänäytteestä analysoitu mineraaliöljypitoisuus ei ylittänyt SAMASE-ohjearvoa. Yhdessä orsi-vesinäytteessä havaittiin aistinvaraisten havaintojen perusteella öljyä. Laboratorioanalyysin perusteella tämän näytteen mineraaliöljypitoisuus oli selvästi kohonnut. Edelliset tulokset on esitetty tarkemmin Fundus Oy:n tekemässä koerakennusalueen kunnostussuunnitelmassa /18/.

3.2 LIEJU- JA SAVIKERROSTEN DEFORMOITUMINEN

Mereen tehdyt päätypengerrykset ovat sorruttaneet ja työntäneet sivulle liejua ja savea sitä mukaan kun pengerrys on edennyt. KTK-penger on mahdollisesti vielä 1960-luvulla kokonaisuutena sortunut. Päätypengerrysten korkeus sekä lieju- ja savikerrosten paksuus ovat aiheuttaneet sen, että pääasiassa louheesta koostuva pengermassa on tunkeutunut monin osin lähelle saven alapintaa tai saven alapintaan saakka. Kun kahdelta suunnalta tulleet päätypengerrykset ovat kohdanneet, niin niiden pengermassa on jäänyt ”kellumaan” saven sisälle ja silloin kaikkien näiden penkereiden kohdilta sivuille työntyneet lieju- ja savimassat ovat menettäneet alkuperäiset ominaisuutensa /3/.

Liejun päälle tehdyt täytöt ovat käynnistäneet lieju- ja savikerroksissa kokoonpuristumisen, joka jatkuu edelleen vanhojen täyttöjen alueella. Täyttöjen vaikutuksesta on myös käynnistynyt lieju- ja savikerroksissa vaakasiirtymiä, jotka jatkuvat edelleen /3/. Täytöt, lähinnä KTK-penkereen sortuminen, ovat aiheuttaneet Toukorannan puolella vuonna 1967 saven nousua pintaan laajoilla alueilla (kuva 13).

Toukoranta ei ole luokitellulla pohjavesialueella tai sellaisen suoja-alueella. Alueella ei ole kaivoja eikä lähteitä. Varsinainen pohjavesi virtaa savikerroksen alla olevassa hiekkakerroksessa noin 5 - 25 metrin syvyydellä maanpinnasta. Orsivesi virtaa saven päällä olevassa täytökerroksessa. Alueella tehtyjen tutkimusten mukaan täytekerroksissa olevan orsiveden pinnan korkeusasemaksi on alueella mitattu +0,5 - +1,1. /18/.

3.2.1 Kokoonpuristuminen eli konsolidaatio

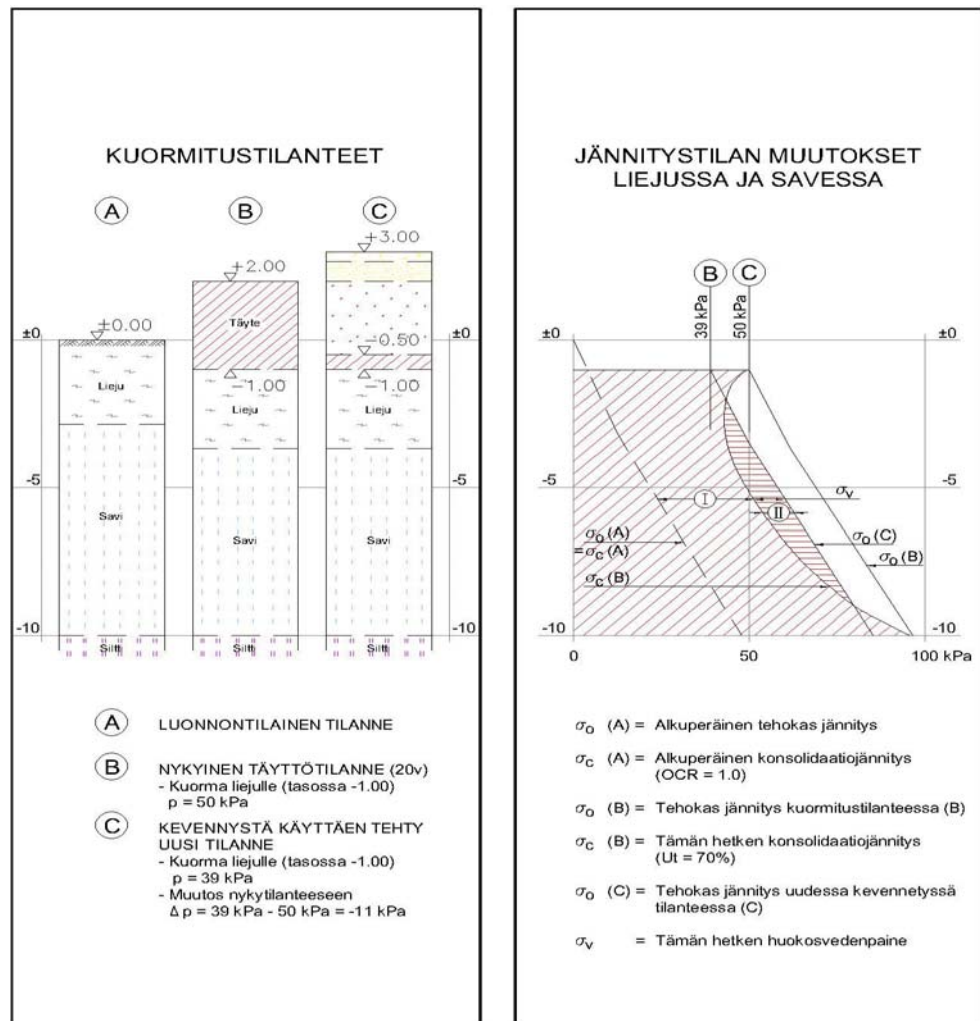
Primääriconsolidaatio

Kuormitettaessa liejua ja savea täyttömailla tapahtuu niiden kokoonpuristumista (maanpinnan painumista), joka ilmenee hitaasti ajan funktiona sitä mukaan, kun kuorman aiheuttama jännitys siirtyy liejussa ja savessa raepaineeksi. Painuman nopeuteen vaikuttaa huokosveden poistumisnopeus (maan konsolidaatio-kerroin) sekä liejun ja saven kerrospaksuus. Käytännöllisesti katsoen koko kaava-alueen savikoilla on primääriconsolidaatio edelleen käynnissä vanhojen täytöjen vaikutuksesta /3/.

Sekundääriconsolidaatio

Kun primääriconsolidaation yhteydessä kuormaa siirtyy liejussa ja savessa huokosvedenpaineesta raepaineeksi käynnistyy tätä kuormitussaa vastaava sekundääriconsolidaatio (hiipuma/creep). Myös sekundääriconsolidaatio tapahtuu hitaasti ajan funktiona ja jatkuu merkittävän suuruisena pitkän aikaa vielä sen jälkeen, kun primääriconsolidaatio on jo päättynyt /3/.

Primääri- ja sekundääriconsolidaation tapahtumista ajan funktiona on havainnollistettu kuvassa 12. Tässä esimerkkitarkastelussa on lieju- ja savikerroksia kuormitettu täyttömailla 20 vuotta ja sen jälkeen kuormitusta on kevennetty. Keventämisestä huolimatta painuminen jatkuu /3/.



Kuva 12 Primääri- ja sekundäärikonsolidaation kehittyminen /3/

Painumien suuruusluokka eri jännitystekijöistä kevennyksen jälkeen.

JÄNNITYSALUE I

- Ei primäärikonsolidaatiota
- Sekundäärikonsolidaatio 110 mm/20 v ja 150 mm/50 v

JÄNNITYSALUE II

- Primäärikonsolidaatio 50 mm/20 v ja 90 mm/50 v
- Sekundäärikonsolidaatio 15 mm/20 v ja 40 mm/50 v

YHTEENSÄ: 175 mm/20 v ja 280 mm/50 v

Sekundäärikonsolidaation painumisnopeus tällä hetkellä (tilanne B)

- 10...15 mm/v /3/.

3.2.2 Vaakasuuntainen deformatuminen

Lieju- ja savikerroksissa tapahtuu vaakasiirtymistä silloin, kun niiden päällä oleva kuormitus ei ole tasainen. Tällainen kuormitustilanne syntyy sekä täytön että kaivamisen seurauksena. Deformaatio ilmenee suuremman kuormituksen kohdalla painumana, kuormitusten muutosvyöhykkeellä vaakasuuntaisena siirtymänä ja keveämmän kuormituksen alueella nousuna, jota mahdollisesti samanaikainen kokoonpuristuminen kompensoi /3/.

Välittömästi epätasaisen kuormitustilanteen synnyttyä tapahtuu niin sanottu alkusiirtymä, joka tarvitaan leikkauslujuuden mobilisoitumiseen leikkausjännitystä vastaavalle tasolle. Tämän jälkeen siirtymät jatkuvat leikkausjännityksen vaikutuksesta vielä vuosia ajan funktiona vaimenevalla nopeudella /3/.

KTK-penkereen meren puolella vuosien 1993 - 1994 kuluessa tehtyjen havaintojen perusteella on tehtävissä seuraavat päätelmät:

- jo pienet kuormituserot saavat aikaan merkittävän vaakasiirtymisprosessin, joka jatkuu monien vuosien ajan.
- vaakasiirtymistä tapahtuu myös muilla kaava-alueen osilla.
- vaakasiirtymien suunta on suurimmasta kuormituskohdasta kaikkiin pienemmän paineen suuntiin, ei pelkästään merelle päin /3/.

Vaakasiirtymät ovat sitä suurempia, mitä lähemmäksi leikkauslujuutta liejua ja savea kuormitetaan. Kyseessä olevan alueen kaltaisissa liejukerroksissa murtotilaan nähden asetettujen varmuuskertoimien arvojen saavuttamista ei voida pitää riittävänä suunnittelukriteerinä pitkäaikaisten vaakadeformaatioiden hallintaratkaisuille /3/.

3.2.3 Lieju- ja savikerrosten kantavuus

Liejun ja saven pieni lujuus asettaa myös rajoituksia sille, miten paljon niitä voidaan epätasaisesti esimerkiksi täytöillä kuormittaa. Vaadittava varmuuskerroin murtumista vastaan riippuu mm. tarkasteltavan alueen tulevasta käyttötarkoituksesta /3/.

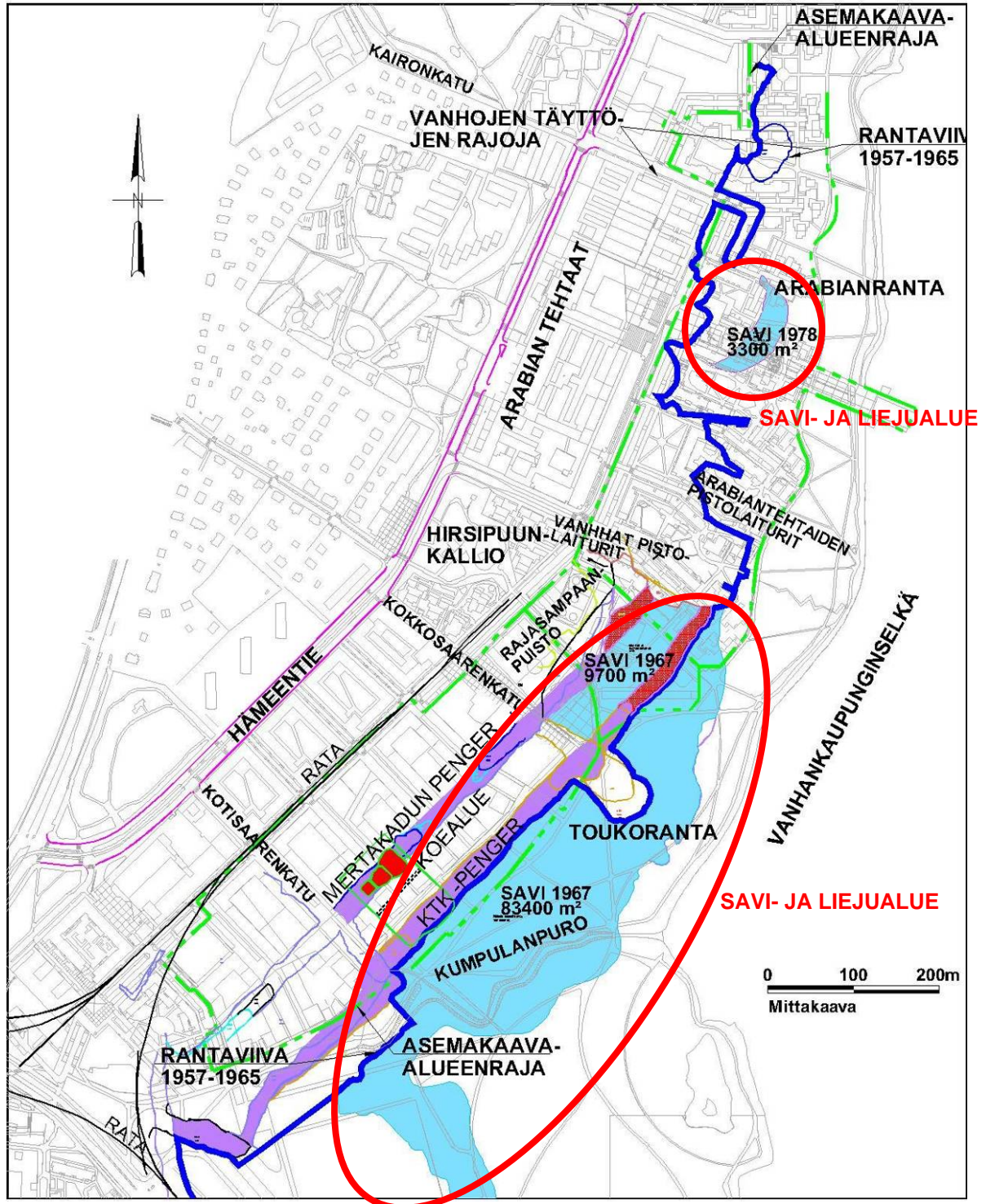
Suomalaisen käytännön mukaan kokonaisvarmuuskertoimen tulee (talonrakennusalueen) rakennuspohjan alueellista sortumista vastaan olla $F \geq 1,80$ /9/. Tierakenteille ei ole määritelty "virallisia" kokonaisvarmuuslukuja. Pohjarakenteiden mitoituksessa suositellaan käytettäväksi osavarmuuskerroinmenettelyä ja eri tilanteille ja olosuhteille on esitetty osavarmuusluvut pohjarakennusohjeissa (RIL 121-2004). Työnaikaisen kaivannon tai maata tukevan rakenteen kokonaisvarmuusluku sortumaa vastaan $F > 1,5$, kun sortuman vaikutus alueella ei ole pysyviä rakenteita /8/. Nykyisellä rantakaistalla ja sen lähialueella maaston tämän hetken varmuustaso (ilman esirakennustoimenpiteitä) on edellä mainittua pienempi /3/.

3.2.4 Pohjan kohoaminen vesialueella

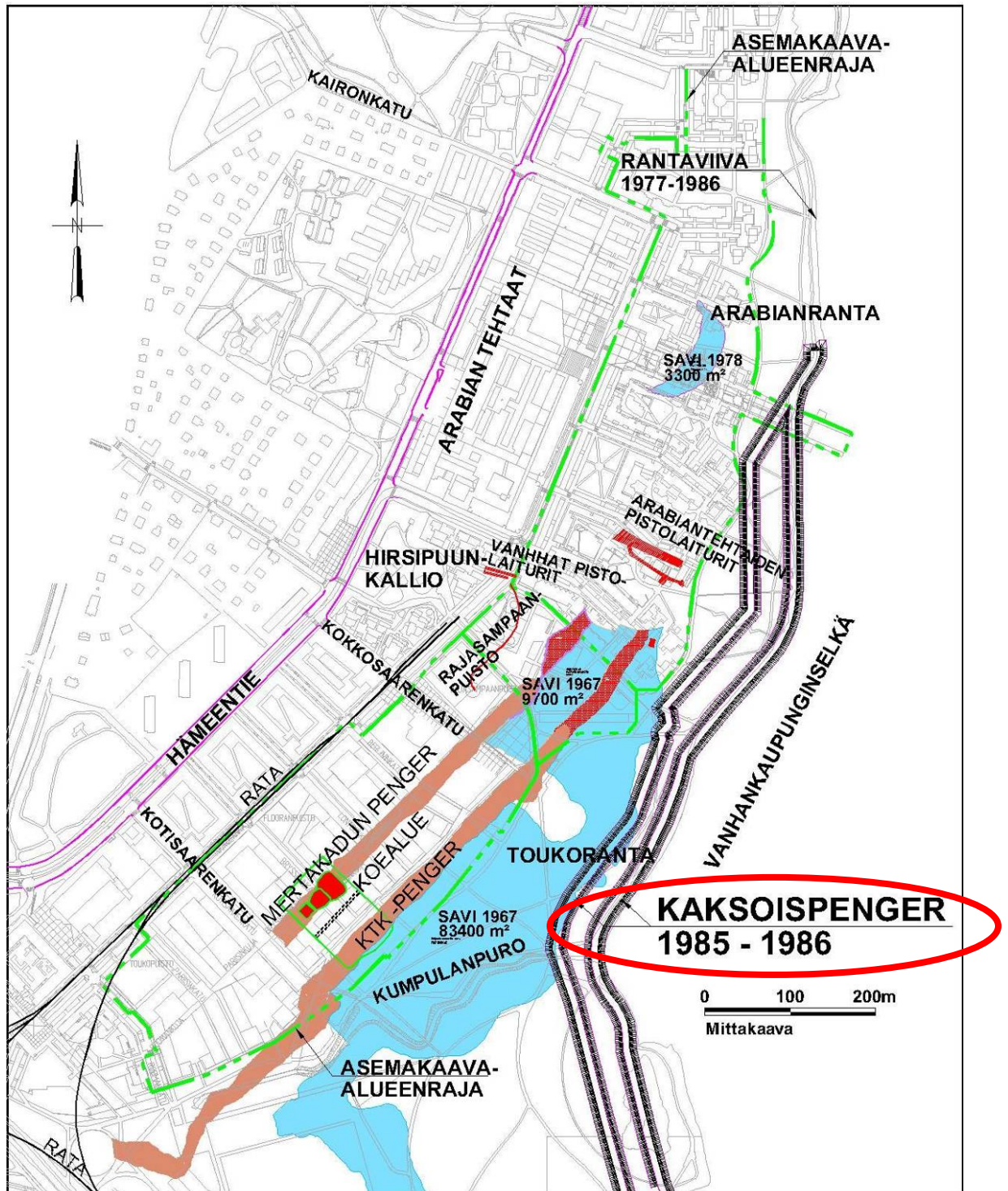
Pohjatutkimusten perusteella täytöt ovat painollaan nostaneet vesialueen pohjaa paikoin 0,5 metriä. Nousu on ollut suurimmillaan Kumpulanpuron läheisyydessä /10/. KTK-penkereen sortuminen on aiheuttanut vuonna 1967 edellä mainitun saven ja liejun kohoamisen vesialueen pohjaan laajalla lähes 83 400 m² suuruisella alueella. Mertakadun penkereen pohjoisosassa on myös 1960-luvulla tapahtunut sortuminen, joka on aiheuttanut pohjan kohoamista noin 9 700 m² suuruisella alueella. Arabianrannan puolella on vuoden 1978 aikana pohja kohonnut varsin pienellä, verrattuna Toukorannan alueeseen, vain noin 3 300 m² suuruisella alueella (kuva 13).

Vuonna 1985 Helsingin kaupungin geotekninen osasto on tehnyt suunnitelman vaaka- ja sivusiirtymien estämiseksi sekä saven ja liejun

kohoamisen pysäyttämiseksi ja rakennuttanut niin sanotun vahvistetun kaksoispenkereen koko Arabianrannan länsirannan pituudelle (kuva 14).



Kuva 13 Vesialueen pohjaan noussutta savea ja liejua



Kuva 14 Länsirannan kaksoispenger

3.3.1 Pohja- ja huokosvedenpaineenmittaus

Pohjavesi on pohjavesivyöhykkeessä olevaa vettä, joka täyttää maa- ja kallioperän huokostilat. Pohjavesivyöhyke alkaa pohjavedenpinnasta. Hienorakeisissa maalajeissa kuten savissa ja silteissä ei voida määrittellä pohjavedenpintaa, vaan veden paineolosuhteita kuvataan näissä maalajeissa huokosvedenpaine-käsitteen avulla. Savialueilla pohjavedenpinnalla tarkoitetaan savikerrostuman alla hiekka- ja moreeni-kerroksista mitattua vedenpintaa. Usein vettä läpäiseviä kerrostumia erottaa vesitiivis kerros. Tällöin ylemmässä läpäisevässä kerroksessa olevaa vettä kutsutaan orsivedeksi ja sen alla olevaa vettä pohjavedeksi /4/.

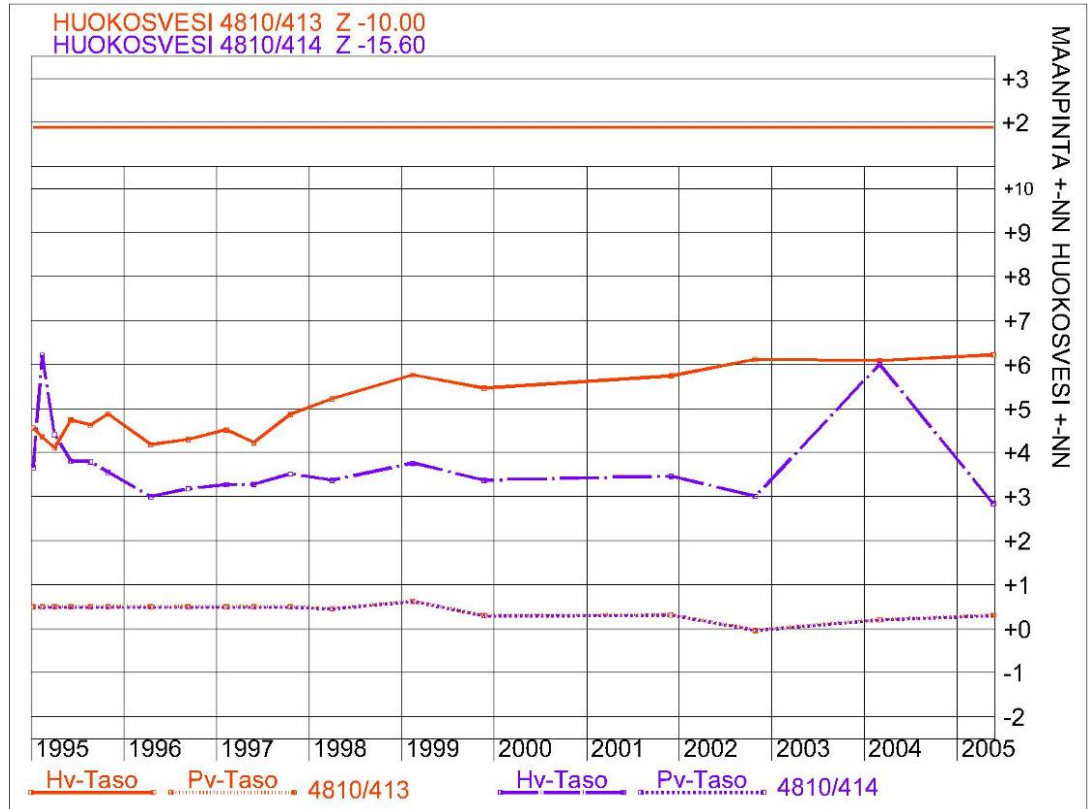
Huokosvedenpainemittaukset ovat geoteknisiä erikoismittauksia. Mittauksia tehdään yleensä vain savi- ja silttimaalajeissa /4/. Erilaisten maarakenteiden, kuten esimerkiksi penkereiden, maapatojen ja luiskien vakavuuden määrittämiseksi tulee tuntea hienorakeissa maakerroksessa vaikuttava huokosvedenpaine, koska maan leikkauslujuus riippuu ratkaisevasti tästä paineesta /12/. Tavallisimpia mittauskohteita ovat:

- rinteiden ja kaivantoluiskien vakavuuden tutkiminen ja seuranta
- hienorakeisten maalajien konsolidaation seuranta esimerkiksi täyttökohteissa
- ympäristövaikutusten seuranta
- paalutustöiden seuranta /4/.

Huokospaineen mittauslaitteistoja on esitetty Suomen geoteknillisen yhdistyksen kairausoppaassa IV Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen. Huokosvedenpaineen mittaaminen tapahtuu joko suljetulla tai avoimella mittaustavalla. Nykyisin sähköiset anturit ovat käyneet yhä yleisemmäksi nopean toimintakykynsä vuoksi /17/.

Pengeralueiden pohja- ja huokosvedenpaine ennen koerakennetta

Huokosvedenpaineen mittaustietoja on ollut käytävissä vain kahdesta eri pisteestä KTK-penkereen läheisyydessä. Huokosvedenpaineen korkeutta on tarkasteltu ainoastaan suhteessa pohjavedenpinnan korkeuteen, lisäksi huokosvedenpaineen sekä pohjavedenpinnan korkeudessa tapahtuneet muutokset on huomioitu kuvaajassa 1. Huokosvedenpaineen korkeus on ollut pisteessä 4810/413 (kuvaaja 1) -10 metrin syvyydessä keskimäärin 4 metriä pohjavedenpinnan yläpuolella vuodesta 1995 vuoteen 1998. Tämän jälkeen ero on ollut noin 5 metriä. Huokosvedenpaine pisteessä 4810/414 syvyydessä -15,6 metriä on ollut tasaisesti noin 3 metriä pohjavedenpinnan yläpuolella. Pohjavedenpinta oli vuoteen 1999 saakka +0,6 metrissä, minkä jälkeen pinta laskeutui +0,3 metriin. Tästä syystä pohjavedenpaineen sekä huokosvedenpaineen erot ovat muuttuneet suuremmiksi. Tämän jälkeen ovat myös painumien nopeudet kasvaneet tasaisesti /6/. Orsivedenpinnan taso alueella noudattaa merivedenpinnan korkeusvaihteluita /1/.



Kuvaaja 1 Huokosvedenpaine pisteissä 4810/413 ja 4810/414 (Hv = huokosvedenpinnan taso ja Pv = pohjavedenpinnan taso)

3.3.2 Painumamittaukset

Painumamittauksia joudutaan suorittamaan muun muassa vanhojen rakenteiden varmuuden ja sopivan vahvistamistavan määrittämiseksi. Laittamalla määrättyihin kohtiin, kuten rakennuksen sokkeliin havaintopisteitä (esim. pallopultteja), joiden korkeusmuutoksia seurataan tiettyin väliajoin suoritetuilla tarkkavaaituksilla, voidaan määrätä rakennuksen painumisnopeus ja arvioida kyseessä olevan ajankohdan jälkeen vielä odotettavissa olevan painuman suuruus. Painumanopeuden määrittäminen tarkkavaaitusten perusteella edellyttää yleensä varsin pitkäaikaisia (useita kuukausia tai vuosia kestäviä) havaintoja. Penkereen poikkileikkauksen painumista voidaan seurata myös maanpinnalle kuormituspenkereen alle asetetun taipuvan vaakaletkun avulla /2/.

Laitteiston rakenteen ja mittaustavan perusteella voidaan erottaa mm. seuraavat painumamittausmenetelmät:

- painumatarkistin
- vaakasuora painumaletku
- pystysuora painumaletku.

Laitteiston valinta riippuu ensisijaisesti mittauskohteesta, tarkkailujakson pituudesta yms. Mikäli suunnitelmassa ei ole muuta määrätty, painuminen mitataan painumatarkistimella. Painumatarkistimella ja vaakasuoralla letkulla mitataan kokonaispainuma maan pinnalla. Pystysuoralla painumaletkulla voidaan mitata eri maakerrosten painumia. Painumatarkistin voi olla betoni- tai teräsrakenteinen tarkistin. Massanvaihtokohteissa painumatarkistin asennetaan täytteeseen mahdollisimman pian pengerryksen jälkeen /17/.

Painumaletkun merkittävimpiä etuja on se, että siitä saadaan jatkuva painumakuvaaja poikkileikkauksesta ja mittausjärjestelyt eivät häiritse työkoneita ja työmaaliikennettä. Työteknisesti letku on myös edullinen, silloin kun louhepenkereitä pengerretään vaiheittain ja yleensäkin korkeissa penkereissä. Haittapuoloina voidaan todeta, että mittaustulokset

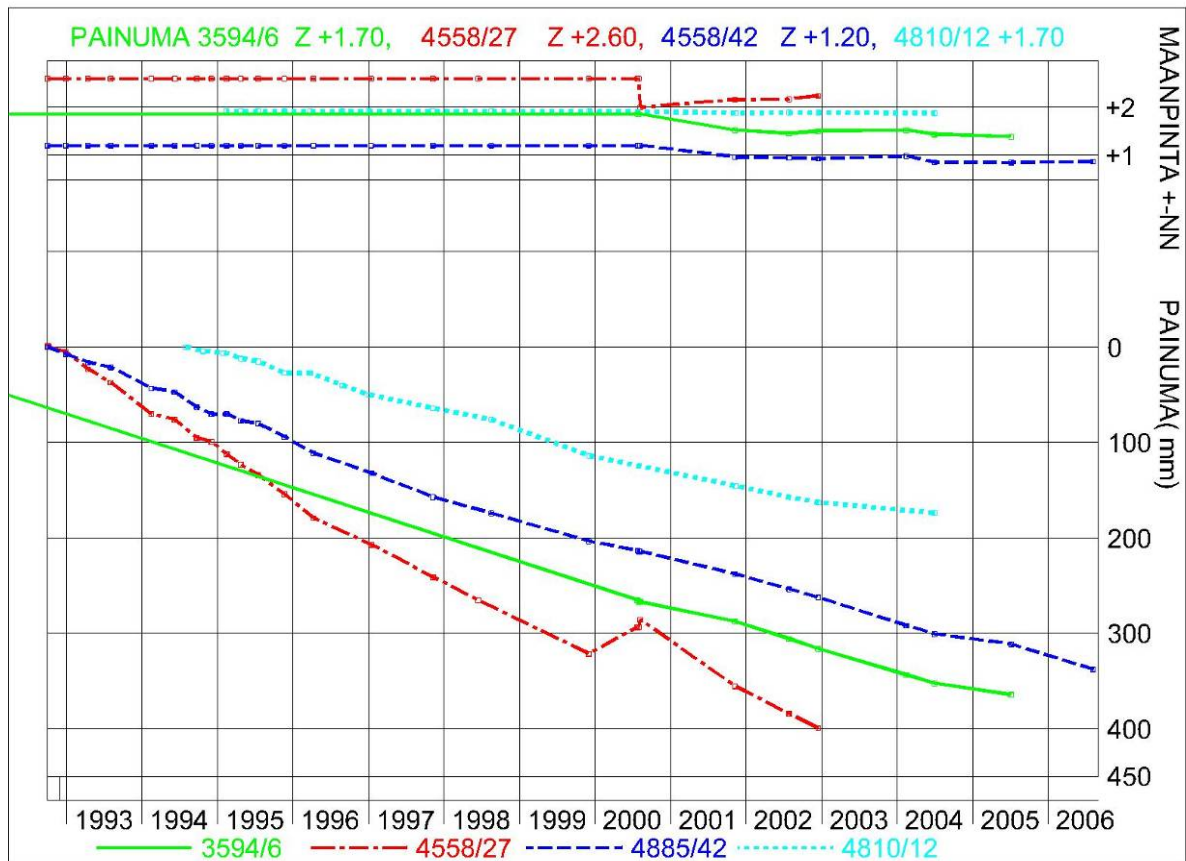
eivät aina ole olleet täysin luotettavia. Letkut myös vaurioituvat suhteellisen helposti esimerkiksi luiskissa tehtyjen täyttöjen yhteydessä, samoin kuin jyrkät painumaerot poikkileikkauksessa saattavat vaurioittaa sitä /17/.

Pengeralueiden painumatilanne ennen koerakennetta

Alueella olevien täyttökuormien aiheuttama painumisnopeus on tällä hetkellä suurinta (noin 30 - 50 mm/v) 1980-luvulla rakennetulla ranta-alueella. Aikaisemmin täytetyillä alueilla painumisnopeus on suurusluokkaa 10 - 30 mm/v /3/. Kaikki painumahavaintopisteet sijaitsevat pohjaantäyttöpenkereiden ulkopuolisilla savialueilla (kuva 16).

Nyt meneillään olevien seurantamittausten perusteella on todettavissa, että alueen tämänhetkinen painuminen koostuu sekä primääri- että sekundäärikonsolidaatiosta /3/. KTK-penkereen alueella olevan neljän mittauspisteen painumisnopeuksista on esitetty aika - painumakäyrät kuvaajassa 2. Helsingin kaupungin geotekninen osasto on lisäksi laskenut painumaennusteet kyseessä oleville pisteille (taulukko 1) /6/.

Ensimmäiset painumamittaukset on tehty pisteessä 3594/6 vuonna 1990 (kuvaaja 2). Piste on painunut keskimäärin nopeudella 28 mm/v lukuun ottamatta vuoden 2000 heinä - elokuun vaihdetta, jolloin nopeus kasvoi yllättäen arvoon 155 mm/v. Pisteessä 4558/25 painumisnopeus on ollut pääosin 10 - 20 mm/v ja pisteessä 4558/27 nopeus on vaihdellut välillä 20 - 60 mm/v keskiarvon ollessa 40 mm/v ja jonka painumaennuste vuosien 2002 - 2032 välillä on 325 mm ja vuosien 2030 - 2032 377 mm lopullisen painuman ennustetaan olevan suuruudeltaan noin 1080 mm /6/.

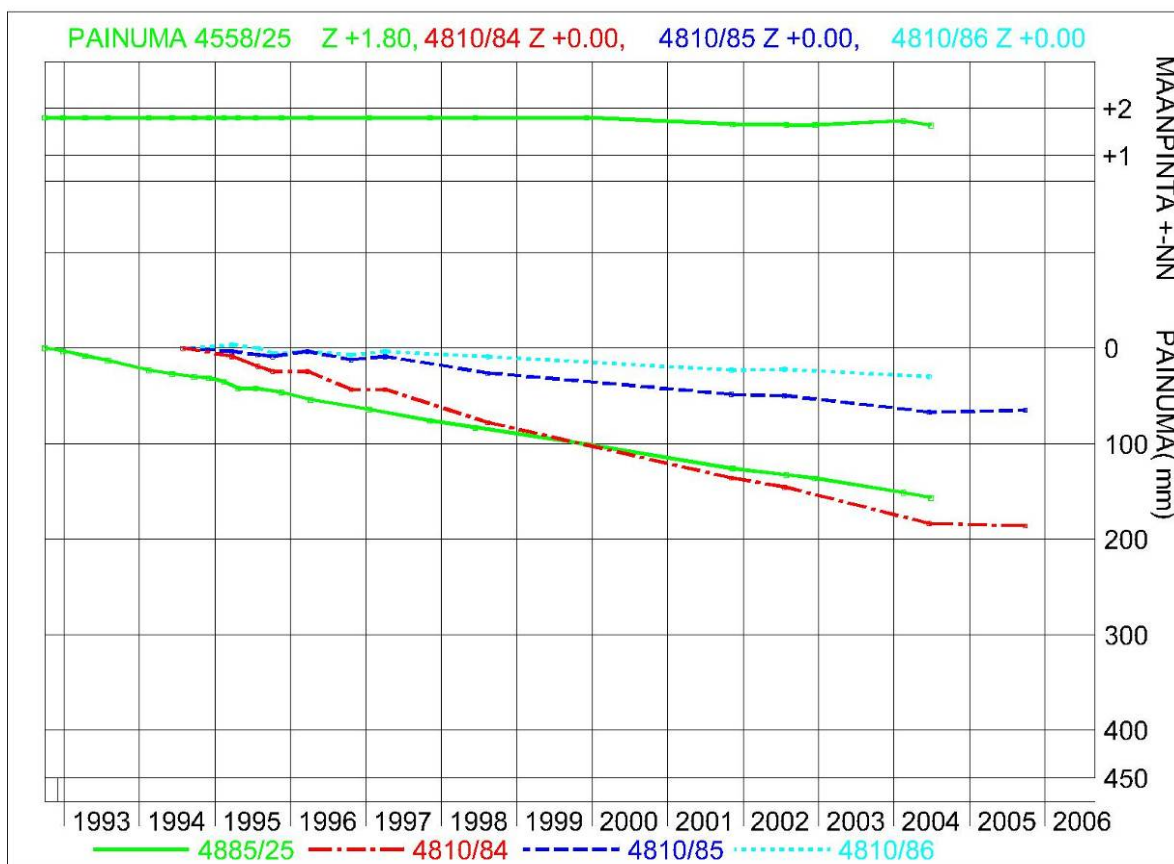


Kuvaaja 2 Painumien kehittyminen KTK-penkereen alueella ajan funktiona pisteissä 4558/25, 4558/27, 4558/42 ja 4810/12 /21/.

Pisteessä 4558/27 on tapahtunut vuoden 2000 heinä - elokuun vaihteessa maanpinnan painumisen sijasta nousua, joka johtunee maanpinnan kuormituksen kevenemisestä tasolta +2.60 tasolle +2.10. Pisteessä 4558/42 painumisnopeus on vaihdellut välillä 20 - 30 mm/v. Kuvaajassa 2 loivasti laskeva käyrä 4558/42 tulee ennusteen (taulukko 1) mukaan painumaan noin 211 mm vuosien 2002 - 2030 välillä ja vuosien 2030 - 2032 välillä 251 mm, kokonaispainuman ollessa arviolta 1132 mm. Pisteiden 4558/27 ja 4810/12 arvioidut painumat vuosien 2002 - 2030 välillä tulevat jäämään alle 220 mm. Pisteiden painumaennusteet on esitetty taulukossa 1 /6/.

Piste	Ennuste v.2030 [mm]	ennuste v.2032 [mm]	lopullinen painuma [mm]
3594/6	viim. 17.12.2002		
4558/27	325	377	1084
4558/42	211	251	1132
4810/12	112	158	732

Taulukko 1 Painumaennusteet /21/.



Kuvaaja 3 Painumien kehittyminen Mertakadun penkereen alueella ajan funktiona pisteissä 4558/25, 4810/84, 4810/85 ja 4810/86 /21/.

Pisteessä 4558/25 painumisnopeus on ollut pääosin 10 - 20 mm/v (kuvaaja 3), lukuun ottamatta vuoden 1995 huhtikuuta, jolloin painumisnopeus kasvoi arvoon 37 mm/v. Myös Pisteessä 4810/84 keskimääräinen painumisnopeus on vaihdellut 10 - 20 mm/v ja painuminen näyttää tasaantuneen vuoden 2004 jälkeen. Pisteessä 4810/85 painumisnopeus on ollut keskimäärin 7 mm/v ja pisteessä 4810/86 3 mm/v.

Pienet painumisnopeudet johtuvat pisteiden kaukaisesta sijainnista meren rantaan nähden. Mertakadun penkereen alueella onkin hyvin havaittavissa maan suureneva painumanopeus merelle päin siirryttäessä. Kuvaajassa 3 loivasti laskeva käyrä 4558/25 tulee ennusteen mukaan painumaan noin 101 mm vuosien 2002 - 2030 välillä ja vuosien 2030 - 2032 välillä 134 mm kokonaispainuman ollessa 658 mm /21/. Pisteille 4810/84, 4810/85 ja 4810/86 ei ole laskettu painumaennusteita painumien tasaantumisen vuoksi.

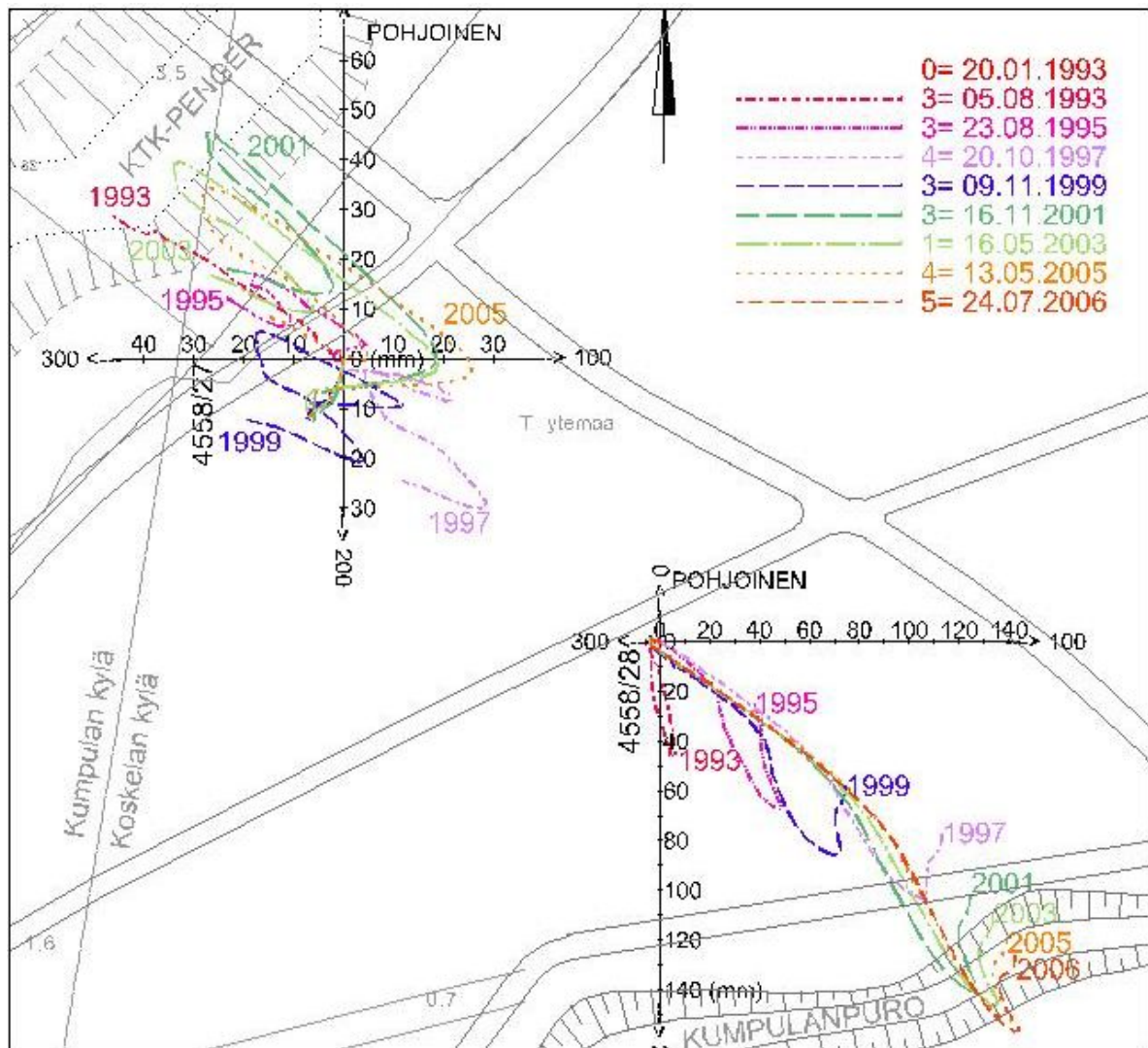
3.3.3 Siirtymämittaukset

Siirtymämittauksia joudutaan joskus suorittamaan maanpaineen rasittamien rakenteiden (esimerkiksi tukimuurien tai siltojen) tai maamassojen sivusiirtymien selvittämiseksi, maapohjassa tai kalliossa esiintyvien halkeamien levenemisen seuraamiseksi maanvieremäalueilla jne. Syvemmillä esiintyvien rakenteiden (esimerkiksi paalujen) tai maakerrostumien sivusiirtymiä voidaan havaita inklinometrillä, joka lasketaan maahan (tai esimerkiksi paaluun) upotettuun taipuisaan putkeen ja jolla putken kaltevuus eri syvyyksissä on todettavissa /2/.

Inklinometrillä voidaan mitata maassa tai paalussa olevan putken tai reiän kaltevuuksia eri syvyyksissä. Mittaustulosten avulla voidaan määrittää putken taipumaviiva. Eri ajankohtina mitattujen taipumaviivoja vertaamalla voidaan määrittää putken tai paalun ja sen ympärillä olevan maamassan liike mittausajankohtien välillä. Inklinometrillä voidaan mitata myös muiden rakenteiden (esimerkiksi tukiseinien) asemaa ja liikettä /17/.

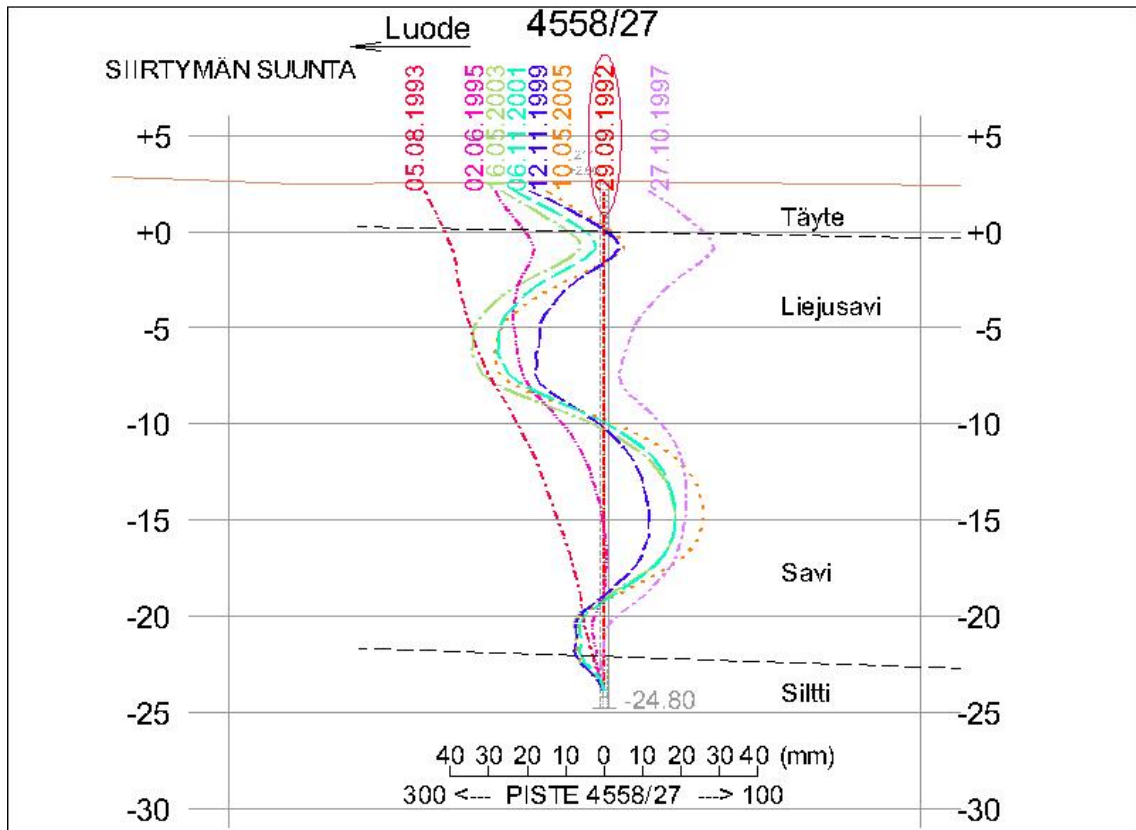
Pengeralueiden sivusiirtymätilanne ennen koerakennetta

KTK-penkereen lähiympäristössä on useita painumaseuranta- ja sivusiirtymämittauspisteitä, joista saatuja mittaustietoja on ollut käytettävissä aina vuodesta 1992 lähtien. Pisteiden sijainti (kuva 15), pisteiden sivusiirtymäkuvaajat ylhäältä katsoen (kuva 16) ja kahden pisteen 4558/27 ja 4558/28 seurantatulokset on esitetty kuvissa 17 ja 18.

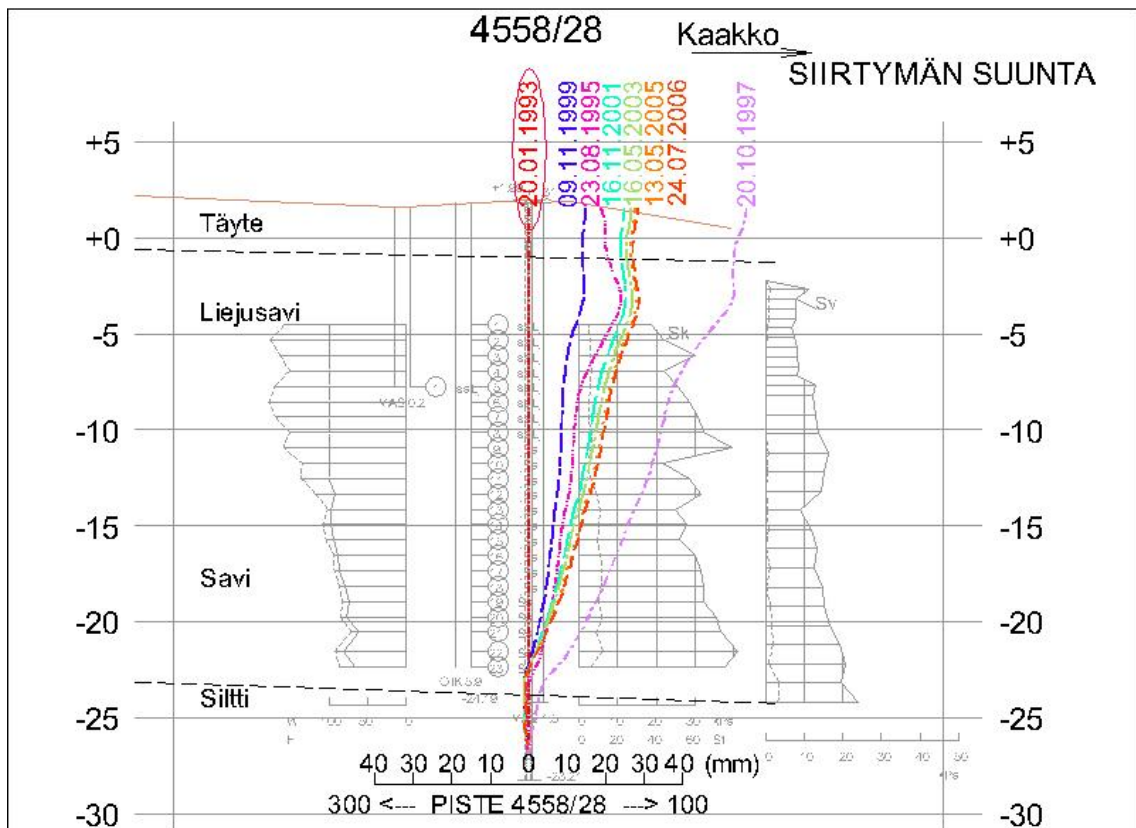


Kuva 16 Pisteiden 4558/27 ja 4558/28 sivusiirtymäkuvaajat vuosina 1992 - 2006

Sivusiirtymämittauspisteet 4558/27 ja 4558/28 ovat olleet asennettuna riittävän kauan, jotta niiden liikkeistä voidaan tehdä johtopäätöksiä. Piste 4558/28 on siirtynyt merelle päin lähinnä -4 m:n syvyydessä vuodesta 1993 lähtien (kuvat 17 ja 18). Piste 4558/27 siirtyminen on tapahtunut luoteeseen KTK-penkereen suuntaan (kuva 16), mutta vuonna 1995 maan siirtyminen on vaihtunut kaakkoon syvyyksillä -1 m ja -15 m (kuvat 17 ja 18). Näiden syvyyksien välissä siirtyminen on kuitenkin jatkunut voimakkaasti vastakkaiseen suuntaan (kuvat 17 ja 18). Piste 4558/28 on siirtynyt tutkimuksen aikana -4 m:n syvyydellä kaakkoon ja pisteen yläpää on siirtynyt lähes pohjoiseen (kuva 18) /6/.

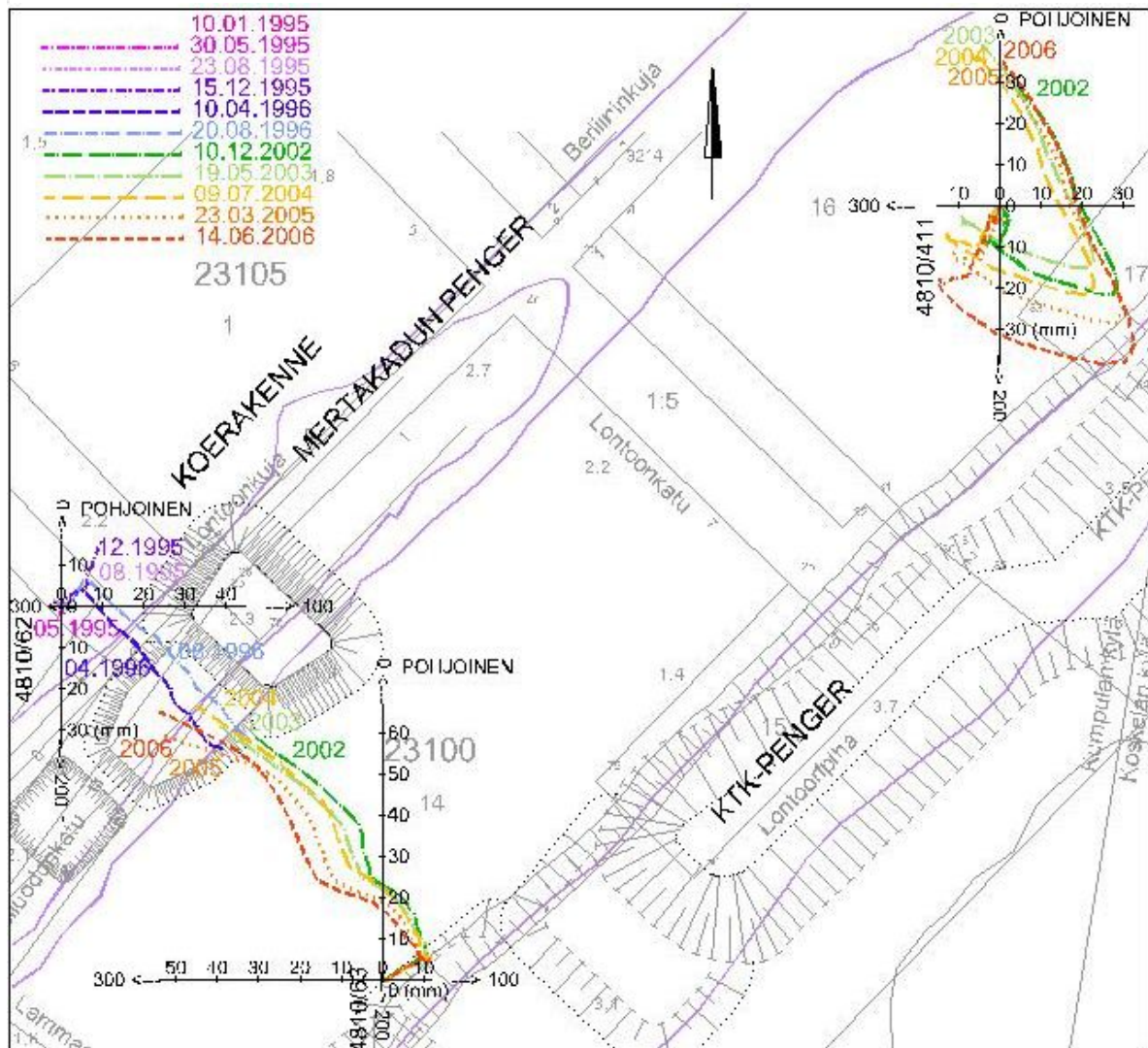


Kuva 17 Lieju ja savikerroksen vaakadeformaatio (sivusiirtymä) pisteessä 4558/27 vuosien 1992 - 2006 välillä



Kuva 18 Lieju ja savikerroksen vaakadeformaatio (sivusiirtymä) pisteessä 4558/28 vuosien 1993 - 2006 välillä

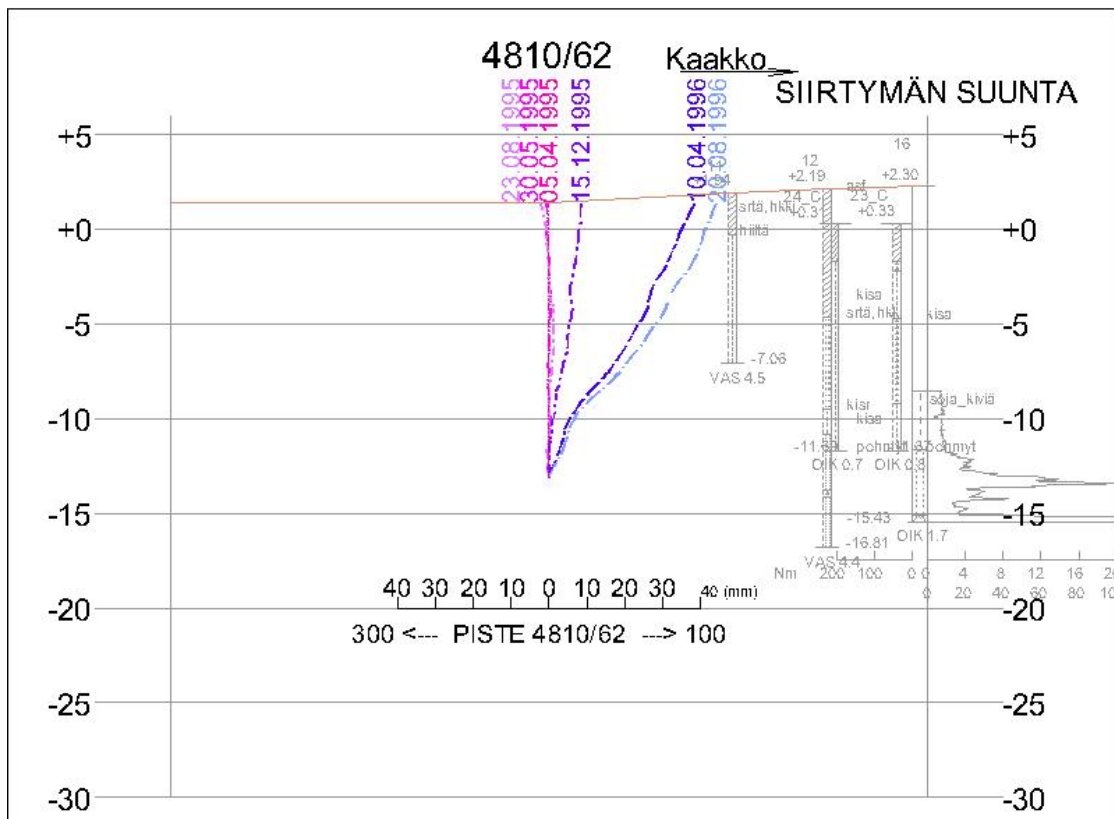
Mertakadun koerakenteen läheisyydestä on kaksi vanhaa sivusiirtymäpistettä ja yksi vertailupiste KTK-penkereen itäreunalta. Mertakadun penkereen liikkeistä on esitetty havaintoja vuosien 2002 - 2006 väliseltä ajalta. Havaintopisteiden sijainti on esitetty kuvassa 19.



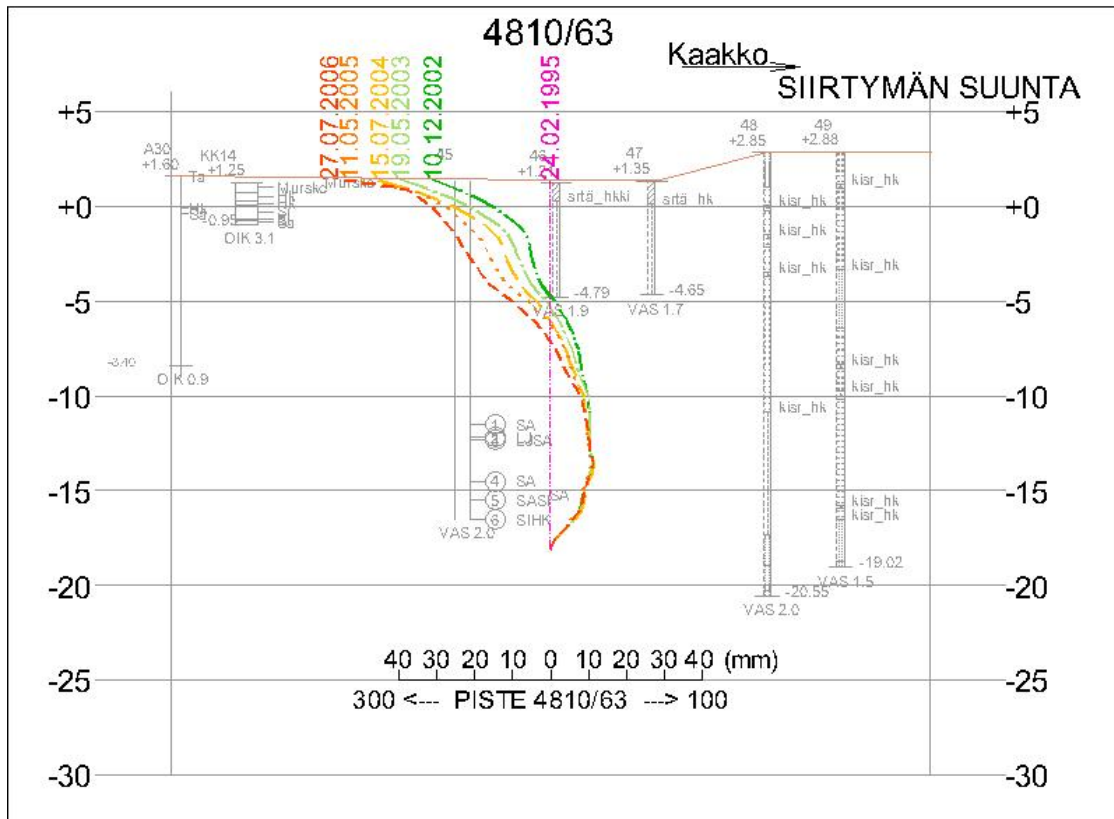
Kuva 19 Pisteiden 4558/63 ja 4810/411 sivusiirtymäkuvaajat ylhäältä katsoen vuosien 2002 - 2006 väliseltä ajalta sekä pisteen 4810/62 sivusiirtymäkuvaaja vuosien 1995 - 1996 väliseltä ajalta

Sivusiirtymämittauspisteet 4810/62, 4810/63 ja 4810/411 ovat olleet myös asennettuina tarpeeksi kauan, jotta niiden liikkeiden suunnasta voidaan tehdä johtopäätöksiä. Pisteestä 4810/62 saatiin mittaushavaintoja vain kahden vuoden (1995 – 1996) ajalta, jonka jälkeen piste on ilmeisesti tuhoutunut (kuvat 20 ja 21). Piste näyttää siirtyneen aluksi vuoden 1995 aikana luoteeseen ja vuoden 1996 aikana nopeu-

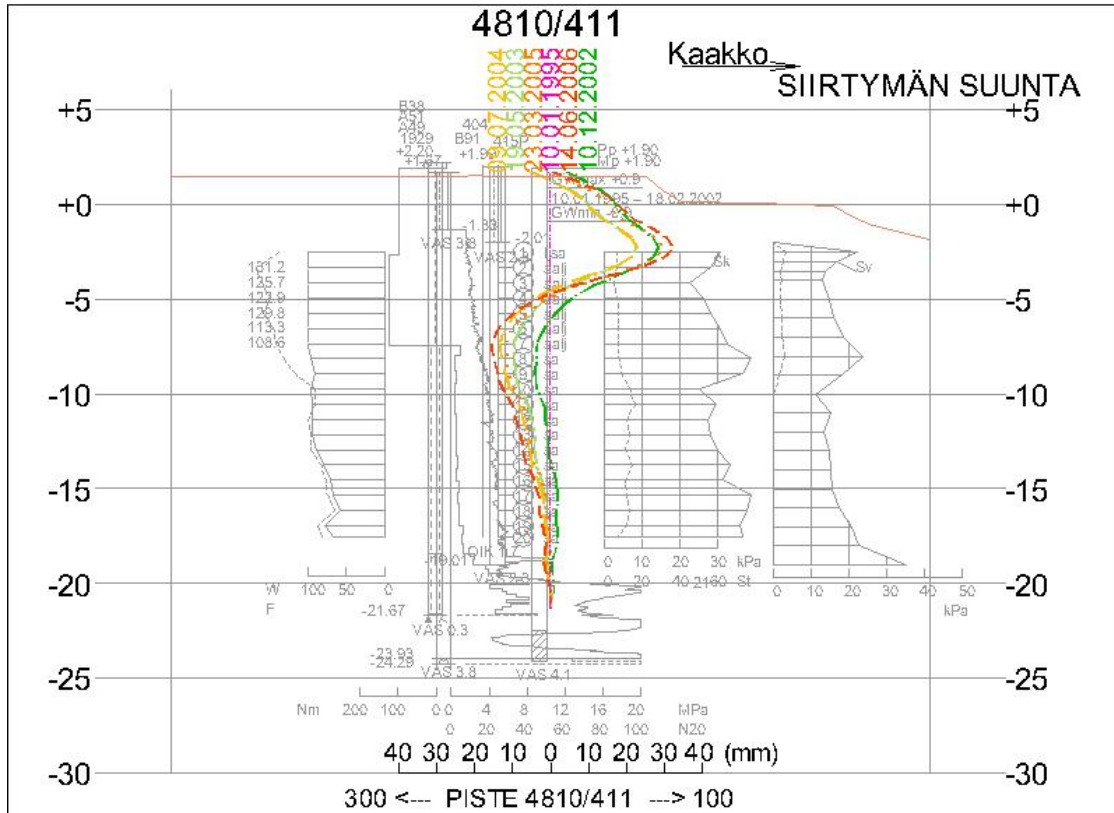
della 45 mm/v kaakkoon eli merelle päin. Piste 4810/411 (kuva 22) on siirtynyt merelle päin lähinnä -4 metrin syvyydessä ja piste 4810/63 (kuva 21) on siirtynyt noin -10 m:n syvyydessä aina pisteiden asentamisvuodesta 1995 lähtien. Maanpinta kahdessa edellisessä pisteessä on kuitenkin siirtynyt vastakkaiseen suuntaan /6/



Kuva 20 Lieju ja savikerroksen vaakadeformaatio (sivusiirtymä) pisteessä 4810/62 vuosien 1995 - 1996 välillä



Kuva 21 Lieju ja savikerroksen vaakadeformaatio (sivusiirtymä) pisteessä 4810/63 vuosien 1995 - 1996 välillä



Kuva 22 Lieju ja savikerroksen vaakadeformaatio (sivusiirtymä) pisteessä 4810/63 vuosien 1995 - 1996 välillä

3.4 RAKENTAMISEN VAIKUTUS LIEJU- JA SAVIKERROKSIIN

3.4.1 Keventäminen

Pehmeikköalueille (savikolle) rakennettaessa kuormat tulevat usein niin suuriksi, että penkereen tai kokonaisen alueen varmuus jää liian pieneksi tai painumat muodostuvat liian suuriksi tai rakenteiden perustuksia tulee varjella liian suurilta kuormilta ja pohjamaan liikkumisen aiheuttavilta vaurioilta. Tällaisten ongelmien ratkaisemiseksi on monia pohjanvahvistustapoja, jotka tekniikoiltaan ovat hyvinkin erilaisia ja erilaisiin olosuhteisiin soveliaita. Yhteinen piirre eri menetelmille on usein suuret kustannukset mutta myös suuret kustannuserot eri vaihtoehtojen välillä /15/.

Kevennystekniikka on pohjanvahvistusmenetelmistä ehkä kaikkein luonnollisin ja yksinkertaisin, vaikutushan on sama kuin pengerkorkeuden alentamisella, kuormia pienennettäessä vakavuus paranee ja painumat sekä muut liikkeet pienenevät. Kevennyksen merkittävä etu on rakentamisen nopeus, menetelmän joustavuus ja soveltuvuus erityyppisiin kohteisiin /15/.

Tienrakennustöissä kevennystarkoituksiin käytetään eri puolilla maailmaa hyvin erilaisia materiaaleja paikallisten olosuhteiden ja materiaalien saatavuuden mukaisesti. Näitä materiaaleja ovat

- kevytsorabetoni
- vaahbetoni
- palaturve
- rengaskeventeet /15/.

Koerakentamiskohteeseen soveltuvia vaihtoehtoja ovat palaturve ja rengasrouhe, sillä nämä materiaalit on tarkoitettu laajojen alueiden keventämiseen. Rengasrouhe on vettä raskaampaa ja sementillä stabiloituna palaturpeesta tulee vettä raskaampi rakenne, jolloin ne soveltuvat koerakenteeseen, joka tehdään osittain pohjaveden pinnan alapuolelle.

Kevytso-abetoni on tarkoitettu pieniin painumakorjauksiin ja sitä kannattaa käyttää tien kantavassa kerroksessa, mutta paksua kevennystä siitä ei tule tehdä, koska materiaali on kallista ja kevennyksen paino kasvaa rakenteen paksuuden kasvaessa. Vaahtobetoni on tarkoitettu matalahkoihin kevennyksiin ja pieniin korjaustöihin, missä se muodostaa kiinteän rakenteen ja missä sen edut tulevat parhaiten esiin.

Palaturpeena käytetään normaalissa polttoturvetuotannossa syntyvää puristettua palaturvetta. Palaturvetta voidaan käyttää vain pysyvästi pohjavesipinnan yläpuolella pysyvissä kohteissa. Palaturve soveltuu parhaiten meluvälleihin ja tiepenkereisiin varsinkin silloin kun kevytsoran kuljetusmatka on pitkä. Rengaskeventeet soveltuvat meluvälleihin ja alemman luokan teihin ja erityisesti tulva-alueille. Rengaskeventeet muodostavat päällysrakenteelle kimmoisan alustan. Rengaskeventeillä rakenteeseen nouseva tulvavesi ei aiheuta nostetta, sillä itse kumi-materiaali on vettä painavampaa eikä ime vettä. /15/.

3.4.2 Massanvaihto ja painumaylipenger

Massanvaihto on tunnettu ja paljon käytetty pohjanvahvistusmenetelmä, jossa huonosti kantava tai kokoonpuristuva pohjamaa korvataan kantavalla materiaalilla. Massanvaihto tehdään joko kaivamalla tai pengertämällä /7/.

Kaivamalla tehtävässä massanvaihdossa pehmeät maakerrokset poistetaan kaivamalla joko kovaan pohjaan tai määräsyyvyteen. Täyttö tehdään yleensä päätypenkereenä luonnollisen maanpinnan tasoon. Menetelmä soveltuu hyvin lyhyehköille ja matalille pehmeiköille sekä matalille soille, joissa kova tai riittävän kantava pohja on välittömästi turpeen alla /7/.

Massanvaihdossa pengertämällä eli pohjaantäytössä, pehmeikön syvyys on yleensä niin suuri, ettei massanvaihto kaivamalla onnistu. Pohjaantäyttösyvydet ovat tavallisesti 5 - 10 metriä, mutta lähes 20

metrin syvyisiä pohjaantäyttöjä on toteutettu onnistuneesti. Korkeana päätypenkereenä ajettava täyttö syrjäyttää ja puristaa pehmeät maakerrokset penkereen sivuille ja eteen. Pengertämisen aikana kaivetaan vastapainona toimivia eteen ja sivuille nousseita massoja pois. Pengerryksen onnistumisen edellytyksenä on, että maapohjaa kuormitetaan vähintään murtotilakuormituksella /7/.

Kaivannot pengeralueella

Kaivannot synnyttävät epätasaisen kuormitustilanteen lieju- ja savikerroksessa. Laaja-alaisina tehtävät matalatkin kaivut käynnistävät vaakasiirtymätilanteen kehittymisen. Syvempien kaivantojen yhteydessä vaakasiirtymät ovat ympäristössä aloitettujen muiden rakennustöiden kannalta merkittäviä, vaikka varmuustaso murtumista vastaan olisikin riittävä /3/.

Pohjaantäytössä voidaan käyttää apuna myös räjäytyksiä, joilla joko pehmennetään maaperää etukäteisräjäytyksin tai korjataan toteutettua pengertä, mikäli täyttömassoja ei saada painumaan suunnitelmassa edellytettyyn tasoon ja muotoon. Räjäyttäminen penkereen alla soveltuu käytettäväksi silloin, kun vanha tiepenger halutaan upottaa riittävän kantavaan pohjaan tai kun pohjaantäyttöpenger on jäänyt kellumaan pehmeän pohjamaan varaan. Parhaiten menetelmä soveltuu kapeisiin penkereisiin. Paras menetelmä on tällöin ylikuormitus ja voimakkaiden panosten sijoittaminen penkereen alle. Pohjamaa saadaan tällöin häirittyä edullisimmassa kohdassa ja voidaan käyttää hyväksi koko penkereen liike-energiaa sen noustessa räjäytyksen voimasta ylöspäin /7/. Räjäyttäminen koekohteessa ei onnistu, sillä sen aikaan saama liike-energia ja värinä aiheuttaisivat saven ja liejun murtumisen, vaakasiirtymisen, ylöspäin nousemisen ja lujuuden pienene-
misen.

Painumaylipenkereellä puolestaan voidaan vähentää haitallisia jälkipainumia. Ylipenkereen poistamisajankohdan määrittämiseksi suorite-

taan painumamittauksia. Suunnitelmissa vaaditut painuma-ajat ovat tavallisesti olleet 6 - 12 kuukautta. Ylipenkereen korotuskriteerin määrittää yleensä suunnittelija. Alle 0.2 metrin painumia ei yleensä korjata pengertä korottamalla /7/.

Käytettäessä murtopengertä sen korkeuteen vaikuttavat pohjaantäytetöolosuhteet, minkä vuoksi ylipengerkorkeus on ratkaistava tapauskohtaisesti. Murtoylipenkereen korkeus pidetään jatkuvasti sellaisessa tasossa, että maapohjan murtotila säilyy /7/.

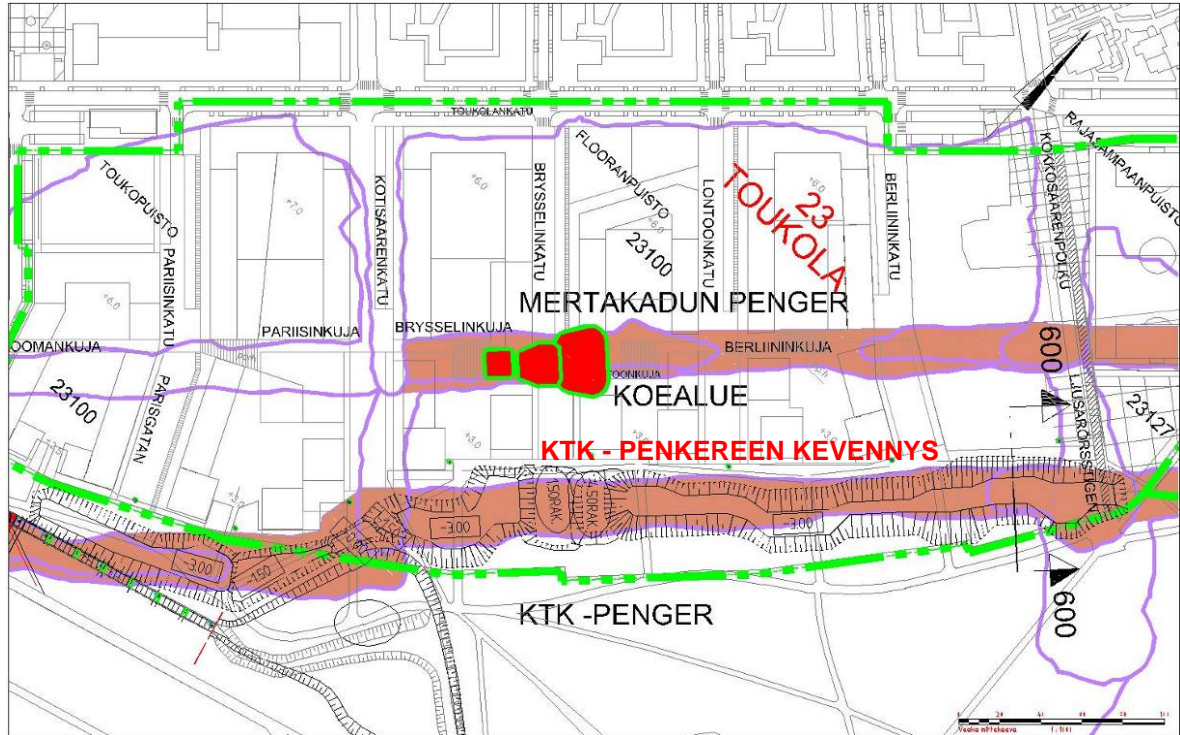
Kevennysten soveltuvuus pengeralueelle

Kevennettäessä nykyistä kuormitustilannetta esimerkiksi massanvaiholla kevyttä täyttömateriaalia käyttäen saadaan jäljellä olevaa primääriconsolidaatiota oleellisesti pienennettyä. Jotta tämä saataisiin kokonaan pysähtymään, tulee savessa vaikuttavan tehokkaan kokonaisjännityksen myös savikerrosten keskiosalla pienentyä alle siellä nyt vallitsevan konsolidaatiojännityksen /3/.

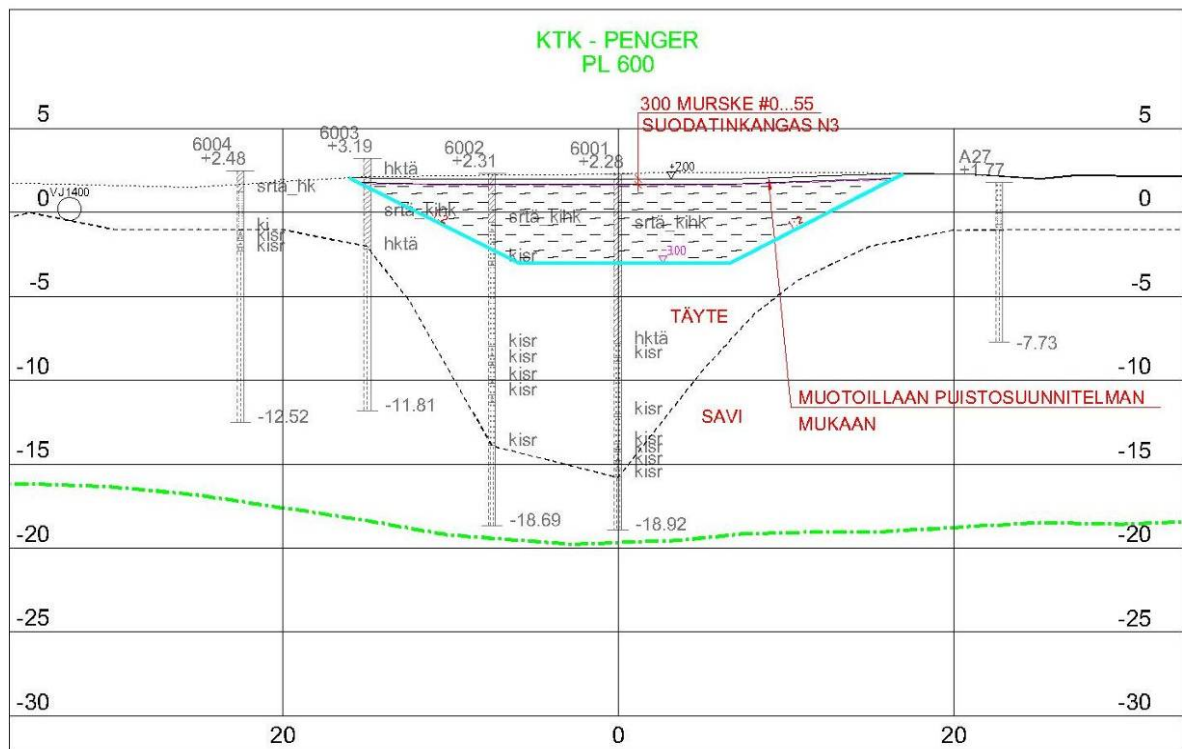
Nykyisten kuormitusten aiheuttama sekundääriconsolidaatio ei ole varsinkaan syvemmillä savialueilla vielä kovin pitkällä. Sen vuoksi kevennyksen jälkeisessä tilanteessa jatkuvan sekundääriconsolidaation suuruus määräytyy kevennystilanteen ja lähes saven luonnontilaisen jännityksen eron mukaisen kuormituksen pohjalta. Kevennys pienentää luonnollisesti sekundääriconsolidaation määrää verrattuna ilman kevennystä olevaan tilanteeseen /3/.

KTK-penkereessä käytettiin kevennysratkaisua, jonka tavoitteena oli pienentää raskaan pengertäytteen maapohjalle aiheuttamaa epätaisaista kuormitusta ja savi- ja liejukerrostumissa syntyviä vaakasiirtymiä. Penger kaivettiin tasoon -3.0 ja kaivanto täytettiin turpeella, joka stabiloitiin kaivannossa massastabilointitekniikalla. Sideaineena käytettiin yleissementtiä 100 kg / stabiloitava turve-m³. Turvetäytön yläpinta muotoiltiin tasoon noin +2,0 ja luiskat muotoiltiin kaltevuuteen

1:5...1:6. Turpeen päälle levitettiin suodatinkangas ja sen päälle 300 mm murskekerros /1/. Keventämisen jälkeen KTK-penkereen alue soveltuu viherrakentamiseen (kuvat 23 ja 24).



Kuva 23 KTK-penkereen kevennysuunnitelmapartta /1/



Kuva 24 Periaateleikkaus KTK-penkereen kevennysratkaisusta /1/

3.4.3 Stabilointi

Syvästabiloinnissa heikosti kantavaa maapohjaa lujitetaan sekoittamalla maahan sideainetta. Tavallisimpia sideaineita ovat nykyisin kalkin ja sementin seokset sekä kalkin, sementin ja teollisuuden sivutuotteiden seokset. Syvästabilointi parantaa penkereen vakavuutta huomattavasti ja pienentää painumia taikka useimmissa tapauksissa poistaa käyttövaiheen painumat kokonaan /16/. Stabilointi lisää maapohjan lujuutta, sillä pilarien lujuus on yleensä 5 - 15-kertainen alkuperäisen pehmeän pohjamaan lujuuteen nähden. Koska pilarien laatu vaihtelee ja koska pilarit kestävät varsin heikosti muita kuin puristusrasituksia, stabiloinnin vaikutus stabiliteettiin voi jäädä tavoiteltua heikommaksi /13/.

Pilaristabilointi käytetään eniten penkereiden painumien rajoittamiseen, jolloin samalla stabiliteetti paranee huomattavasti. Käytettäessä kimmoisia pilareita, jolloin pilarien myötörajaa ei ylitetä, penkereen painumat rajoittuvat rakennusaikana lähes välittömästi tapahtuvaan pieneen painumaan. Myös silloin, kun pilarit mitoitetaan myötäämään, penkereen painumat pienenevät selvästi ja ne tapahtuvat yleensä rakennusaikana muutamassa kuukaudessa /13/. Pilaristabilointia käytetään koerakenteissa kannattamaan pengertä ja samalla parantamaan rakenteen kantavuutta kuten liitteistä 1 ja 2 on nähtävissä.

Koerakenteessa tutkittiin, kuinka muun muassa pilaristabilointi ja kartion mallinen suihkutettu paaluhattu yhdessä teräsbetonipaalun kanssa pystyy kantamaan Mertakadun penkereen kuormia.

3.4.4 Paalutus

Perustaminen paaluilla tulee kysymykseen silloin, kun maapohja ei ole luonnostaan riittävän kantava tai sitä ei saada muutettua riittävän kantavaksi muilla kevyemmällä pohjanvahvistustoimenpiteillä, esimerkiksi massanvaihdolla tai stabiloimalla. Paalutustyön suorittamisen voi teh-

dä vaikeaksi maaperässä olevat esteet ja kerrokset, jotka on vaikea läpäistä tavanomaisin keinoin. Tällaisia esteitä voivat olla esimerkiksi vanhat perustukset, paalu, louheesta tehdyt täytöt tai kiviset maakerrostumat /5/.

Paalutyypinä voidaan käyttää lyöntipaalua, joka on maahan lyömällä upotettava paalu. Paalun lyöminen suoritetaan pudotusjärkäleen tai muun iskevän laitteen avulla. Lyöntipaalu on joko osittain tai kokonaan maata syrjäyttävä. Lyöntipaaluihin kuuluu myös teräsbetonipaalu, joka on massiivinen, poikkileikkaukseltaan yleensä neliön muotoinen, teräksillä vahvistettu, betonista valmistettu paalu /5/.

Paalutus pengeralueella

Maata syrjäyttävät paalutukset aiheuttavat liejun ja saven vaakasiirtymistä, ylöspäin nousemista, lujuuden pienenemistä ja huokosveden ylipainetta. Laajempi paalutuskenttä synnyttää myös alueellisen vaakajännitystilän ja sen mukaisesti vaakadeformaatioiden käynnistymisen /3/.

3.4.5 Lisätäyttöjen vaikutus

Lisätäytön liejulle ja savelle aiheuttama lisäkuormituksen osuus aloitaisi välittömän primäärikonsolidaation. Kun taas lisäkuormaa siirtyy raepaineeksi alkaa myös sekundäärikonsolidaatio. Samanaikaisesti edelleen tapahtuu nykyisten täyttökuormien aiheuttamaa pitkäaikaista primääri- ja sekundäärikonsolidaatiota. Lisätäytöt aiheuttaisivat uusien vaakasiirtymien kehittymistilanteen /3/. Tällä hetkellä lisätäyttöjen tekemiseen kaava-alueella ei ole tarvetta.

3.5 JOHTOPÄÄTÖKSIÄ ESIRAKENTAMISEN LÄHTÖKOHDIKSI

3.5.1 Deformaatioiden merkitys

Kaava-alueella aiemmin eri ajankohtina ja eri tavoin tehtyjen sekä kaavan mukaiseen rakentamiseen liittyen tehtävien täyttöjen kuormituksesta lieju- ja savikerroksissa syntyvien deformaatioiden (painumat ja vaakasiirtymät) ajan funktiona kehittymisen analysointi ja hallinta muodostavat peruslähtökohdan /3/:

- esirakentamis- ja vahvistustoimenpiteiden määrittämiselle alueen eri kohdilla
- eri esirakentamismenetelmien soveltuvuuden ja käyttökelpoisuuden tutkimiselle
- esirakentamis- ja vahvistustoimenpiteiden yksityiskohtaiselle suunnittelulle.

Lisätekijänä alueen deformaatiokäyttäytymisessä on monin kohdin jyrkkäpiirteinen vaihtelu, joka aiheutuu /3/:

- alkuperäisten pohjasuhteiden vaihtelusta kaava-alueella
- mereen tehdyistä päätypengerryksistä
- päätypengerryksen aiheuttamista muutoksista lieju- ja savikerroksissa sekä niiden ominaisuuksissa
- muiden täyttöjen paksuudesta ja täyttöajankohdasta.

3.5.2 Painumalaskelmat

Kaikissa painumalaskelmissa lähdetään maapohjan tämän hetken jännitystilasta, jossa vanhojen täyttöjen mukainen konsolidaatioaste on tarkasteltu osakerroksittain. Seuraavat painumisen osatekijät huomioidaan /3/:

- nykyiseen konsolidaatiojännitykseen saakka ulottuvan jännitysvyöhykkeen jäljellä oleva sekundäärikonsolidaatio
- konsolidaatiojännityksen ylittävän jännityksen (vanhasta täytöstä tuleva jännitys, joka on korjattu lisätäytöllä / kevennyksellä) aiheuttama primääri- ja sekundäärikonsolidaatio

- sekundäärikonsolidaation asteittainen alkaminen jo primääri-
vaiheen aikana sitä mukaan, kun raepaine kasvaa.

Tässä raportissa ei käsitellä painumalaskelmia.

3.5.3 Vaakadeformaatiot

Esirakentamis- ja pohjanvahvistustoimenpiteiden suunnittelun lähtökohdaksi muodostuu se, että suuret ja laajat vaakasiirtymätilanteet kyetään ehkäisemään ja rajattujen kohtien osalta vaakasiirtymien laajuus kyetään rajoittamaan hallitusti. Vaakasiirtymien torjumiseen ja / tai rajaamiseen tarvittavien vaakavoimien laskelmissa ja tarkasteluisissa huomioidaan nykyinen vaakasiirtymätilanne, rakentamisvaiheen tilanteet sekä lopullinen tilanne. Torjuttaessa vaakasiirtymätilanteita täyttökuormia kannattamalla, huomioidaan kannatettavaksi tulevien kuormien suuruuden määrityksessä myös lieju- ja savikerroksissa valitseva nykyinen jännitystilanne (raepaine / huokospaine) /3/.

3.5.4 Alueen stabiiliteetti

Rakennustoimintojen alueelle ulottuvissa liukupinta- tai muissa vastaavissa laskelmissa tulee varmuuskertoimen olla esirakentamisen jälkeisessä tilanteessa (kokonaisvarmuuskertoimella ilmaistaessa) $F \geq 1.80$ /9/. Tämä vaatimus toteutuu lähes automaattisesti silloin, kun esirakentamisen suunnitteluratkaisut perustuvat lieju- ja savikerrosten deformaation analysointiin ja sen mukaiseen mitoitukseen /3/.

4 MERTAKADUN KOERAKENTAMINEN JA PAINUMATARKKAILU

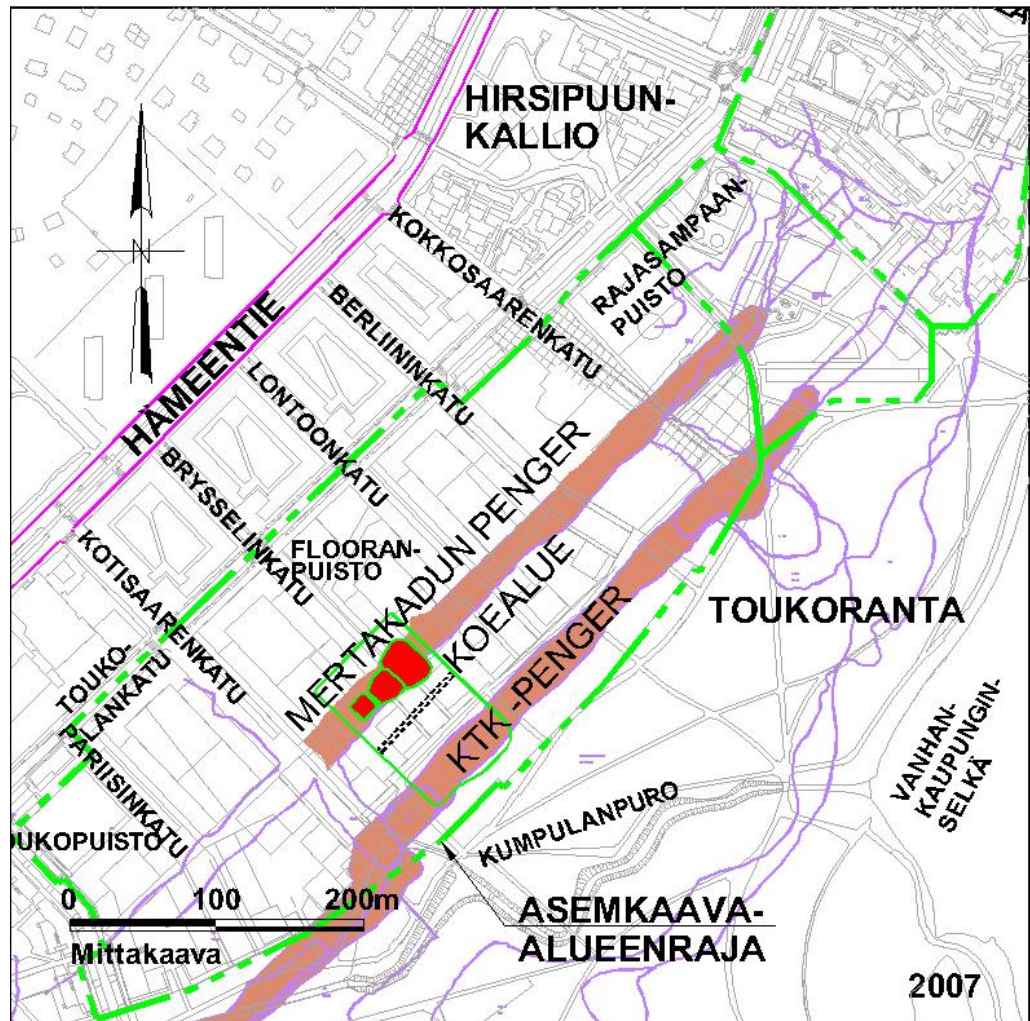
4.1 MERTAKADUN PENKEREEN VAHVISTAMINEN

Toukoranta on suunniteltu asuntoalueeksi, johon on tarkoitus rakentaa kerrostaloja ja katuja. Liejuiseen saveen ja silttiin epätasaisesti painuneet täytemaat sekä kivi- ja louhepenkereet aiheuttavat pitkäaikaisen painumien lisäksi eri ilmansuuntiin eteneviä vaakasiirtymiä /19/.

Painumien vuoksi tulee kaikki täyttöalueelle suunnitellut rakennukset, kadut ja pihat perustaa pehmeiden kerrostumien lävitse ulotettavilla paaluilla. Mertakadun ja KTK-penkereiden välisellä ohuemmalla täytealueella voidaan maapohjaan täytteestä kohdistuvaa kuormitusta vähentää yhtenäisellä paalulaatalla siinä määrin, että rakennusten perusrakenteille haitallisilta vaakasiirtymiltä vältytään. Sitä sijaan laatan alle jäävät suuret pengermassat (Mertakatu ja KTK-penger) aiheuttavat kevennyksestä huolimatta hoikille paaluille vaakataipumia /19/.

Kustannussyistä suunniteltiin KTK-penkereen alue (kuva 25) viheralueeksi, jolloin penkereen vahvistaminen talonrakentamista varten kävi tarpeettomaksi ja penkereen alueella voitiin vahvistamisen sijasta hyödyntää kevennysmenetelmiä, jotka olivat kustannuksiltaan edullisempia. Mertakadun penkereen (kuva 25) pienempi koko, sijainti sekä savikerroksen alhaisempi paksuus tekivät siitä KTK-penkereeseen verrattuna selvästi edullisemmän vahvistamiskohteen /19/.

Koerakentamisen tavoitteena oli löytää teknisesti riittävän luotettava ja taloudellisesti edullinen menetelmä penkereen liikkeiden pysäyttämiseksi /19/.



Kuva 25 Koealueen sijainti

4.1.1 Koerakenteessa sovellettavat ohjeet ja normit

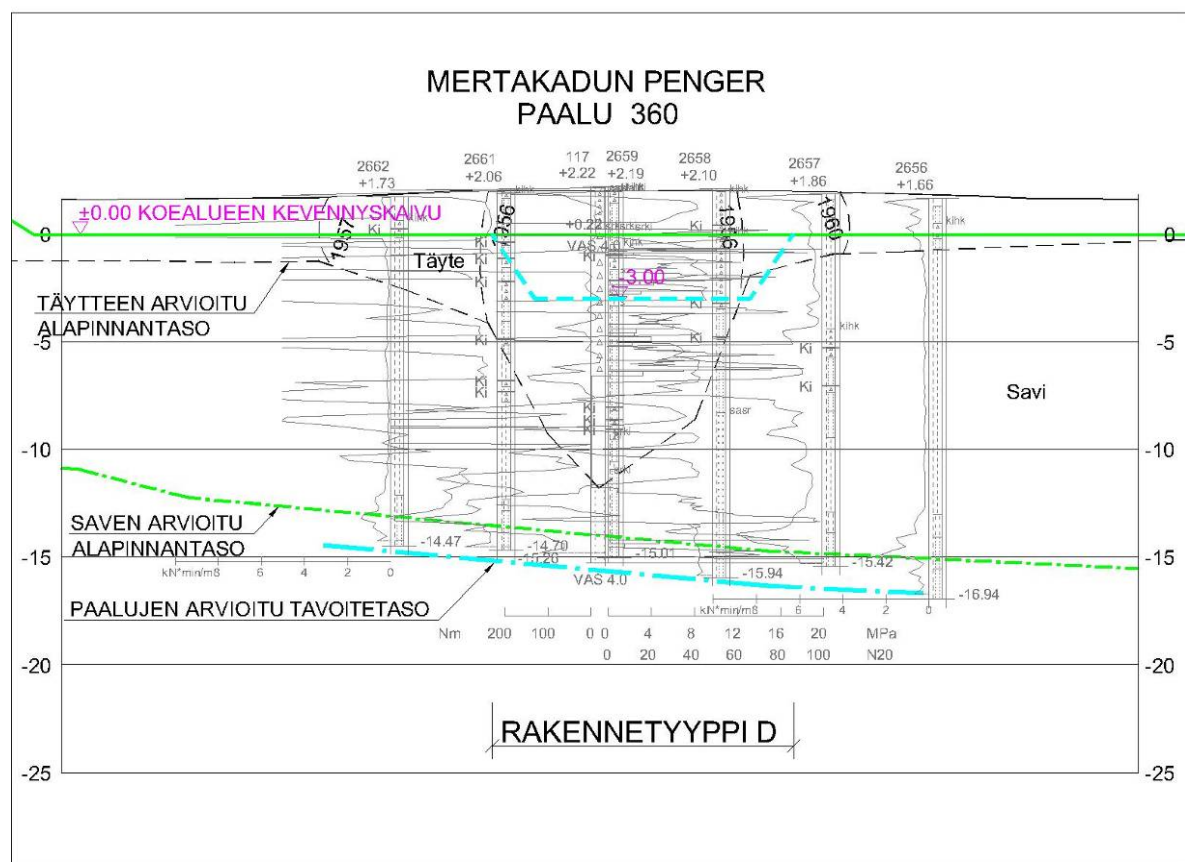
Paalujen rakenteen ja loppulyöntien osalta noudatettiin lyöntipaalu-tusohjetta LPO-87:n paalutusluokalle II annettuja ohjeita. Koeraken-teessa käytettiin (lukuun ottamatta koerakennetyyppejä E, suihkubetoitupaaluhattu) LPO-87 paalutusluokan II mukaisia normaalipaalu-ja /19/. Koerakenne on suunniteltu vuoden 2004 aikana ja rakennettu vuoden 2005 huhtikuussa.

Suihkupaalutuksessa sovellettiin normia SFS-EN 12716, Pohjaraken-nustyöt, suihkuinjektointi. Suihkupaalujen laadunvarmistuksessa, koe-stuksessa, näytteenotossa, mittauspöytäkirjoissa ja tarkepiirustuksis-sa sovellettiin edellä myös mainittua normia /19/.

4.1.2 Koealueen pohjasuhteet

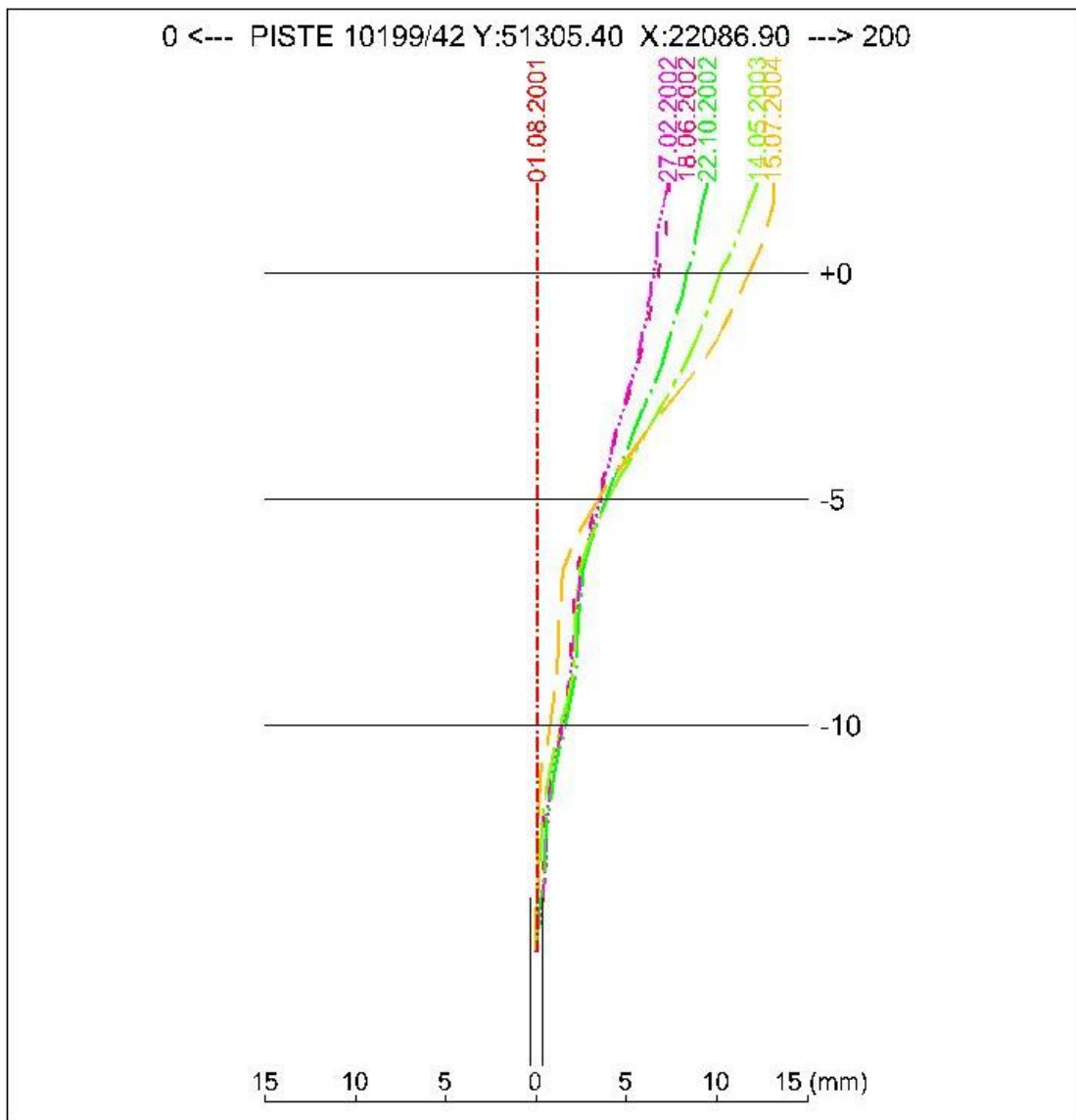
Koealueen (kuva 25) maanpinta oli tasainen vaihdellen Mertakadun kohdalla välillä +2,0...+2,5 ja KTK-penkereen alueella välillä +2,5...+3,5. Mertakatu on päällystetty asfaltilla. Koealueen ylimpänä maakerroksena on kittamaa-aineksia, kuten soraa, hiekkaa ja moreenia sisältävää täytemaata, joka etenkin Mertakadun ja KTK-penkereen kohdilla sisältää runsaasti lohkareita. Havaintoja on tehty myös rakennusjätteistä /19/.

Pääosa täytemateriaalista on tuotu alueelle vuosien 1950 - 1970 välisenä aikana. Täytteen paksuus vaihtelee alueella suuresti. Paksuimmat täytöt ovat edellä mainittujen penkereiden kohdilla /19/. Poikkileikkauksessa paalu 360 (kuva 26) on esitetty rekisteröivällä STD-kairauksella tehtyjä kairauksia, jotka kuvaavat edustavimmin Mertakadun penkereen rakennetta.



Kuva 26 Poikkileikkaus Mertakadun penkereestä paalulta 360

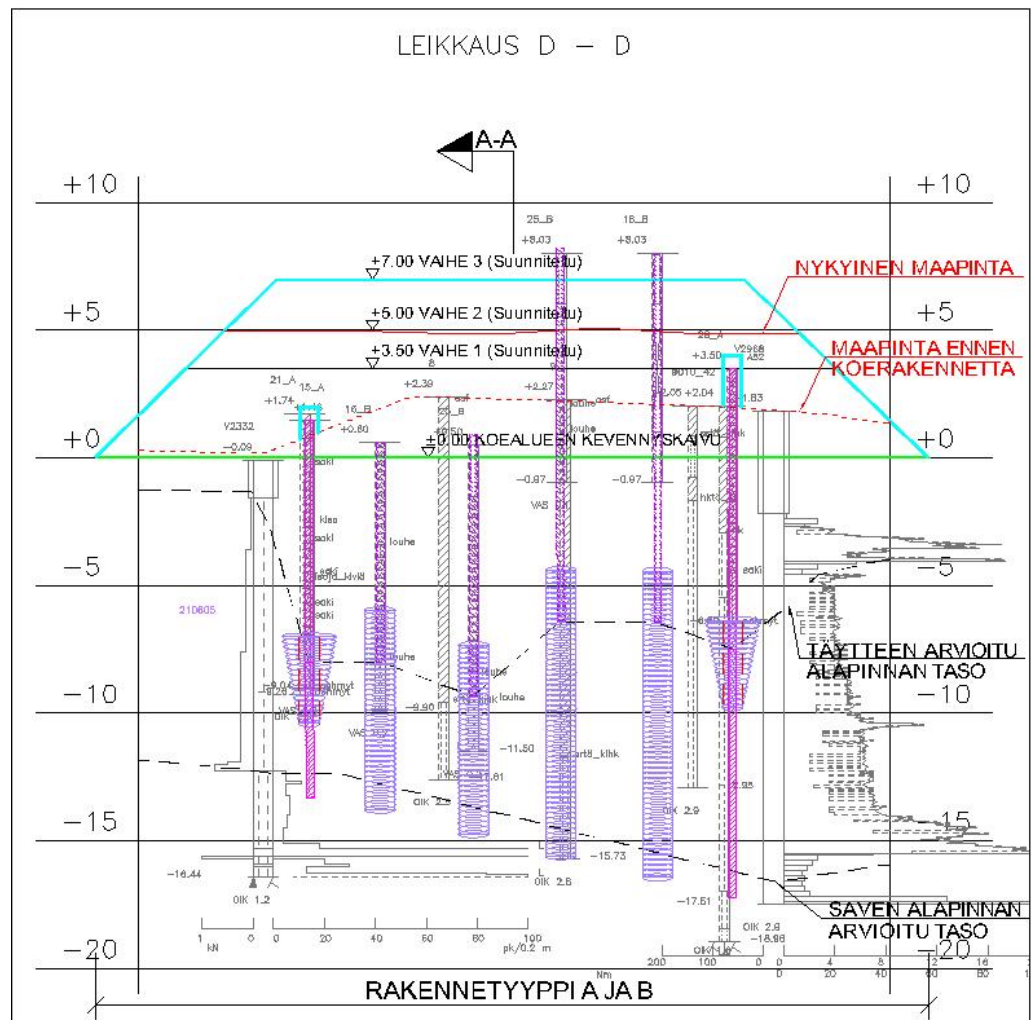
Täyttöainesten seassa ja alapuolella on liejuista savea ja silttiä, joka Mertakadun ja KTK-penkereiden kohdilla on voimakkaasti deformoitunut täyttötöiden yhteydessä. Savi on edelleen plastisoituneessa tilassa ja täytepenkereiden epätasainen kuormitus aiheuttaa savimassassa vaakasuuntaisia liikkeitä. Alueella sijaitsevassa sivusiirtymäpisteessä 10199/42 (kuva 27) on sivusiirtymänopeudeksi mitattu 0,6 mm/kk. Täytekerroksissa olevan pohjaveden pinnan korkeusasemaksi on alueella mitattu +0,5 ... +1,1 /19/.



Kuva 27 Piste 10199/42 sivusiirtymäkuvaaja

Suihkubetonipaaluhanattuinen teräsbetonipaalu (rakennetyyppi A)

Penkereen läpi porattiin asennusputki, jonka kautta suihkutettiin kuitubetonista penkereen alle kartiomuotoinen ”paaluhanattu”. Ennen betonin kovettumista lyötiin sen lävitse teräsbetonipaalu kantavaa pohjaan. Paalupituus valittiin siten, että paalun yläpää jäi tai paalu katkaistiin maan pinnan tasoon. Asennusputki voitiin poistaa paalun asentamisen jälkeen. Paalujen yläpää (kuva 29) suojattiin tynnyrillä siten, että myöhemmin tehtävä ylikuormitus kohdistui penkereeseen ja sen kautta paaluihin /19/.



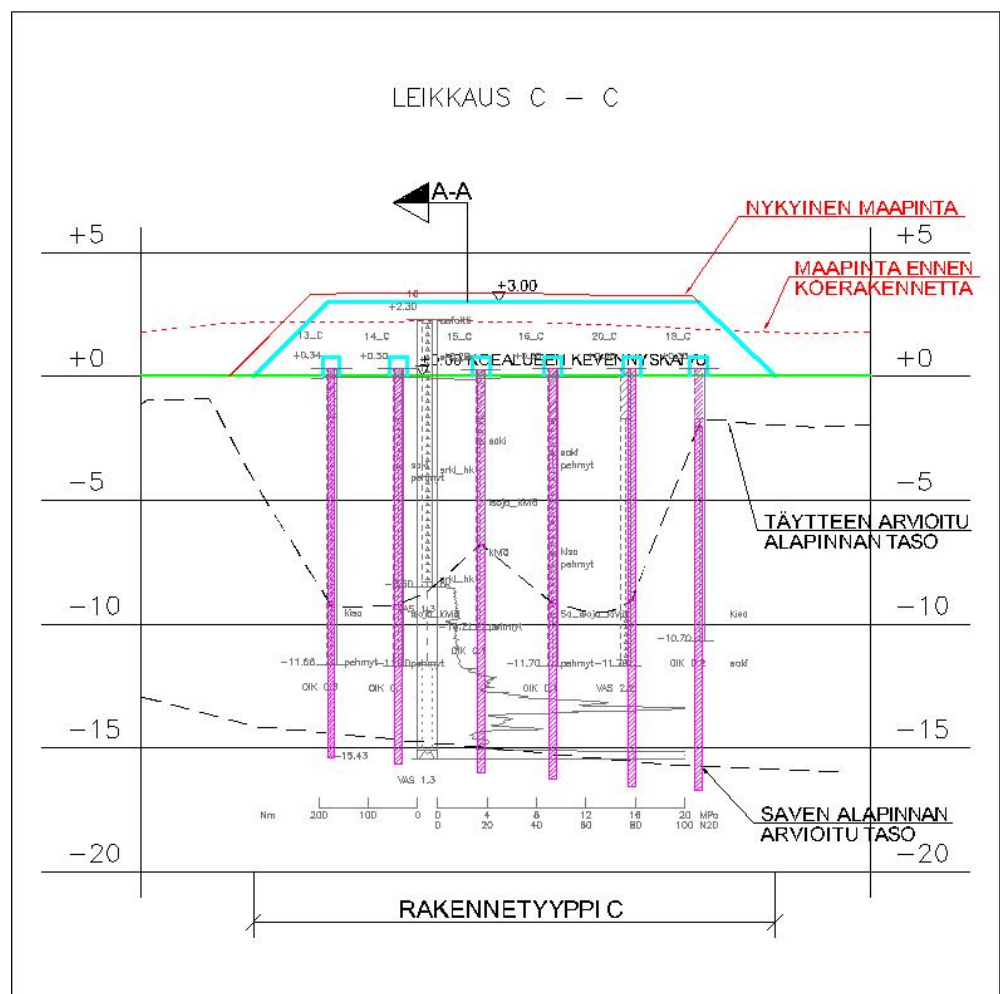
Kuva 29 Suihkubetonipaaluhanattuisen teräsbetonipaalun ja suihkupaa-
lun periaateleikkaus, rakennetyypit A ja B

Suihkubetonipilari (rakennetyyppi B)

Penkereen läpi porattiin putki, jonka kautta suihkutettiin penkereen alle kantavaan pohjaan saakka ulottuva suihkubetonoitu pilari, josta yleisemmin käytetään nimeä suihkupaalu (kuva 29). Paalutusliete ohjattiin putken kautta maanpintaan. Putki voitiin poistaa suihkutuksen jälkeen /19/.

Teräsbetonipaalu (rakennetyyppi C)

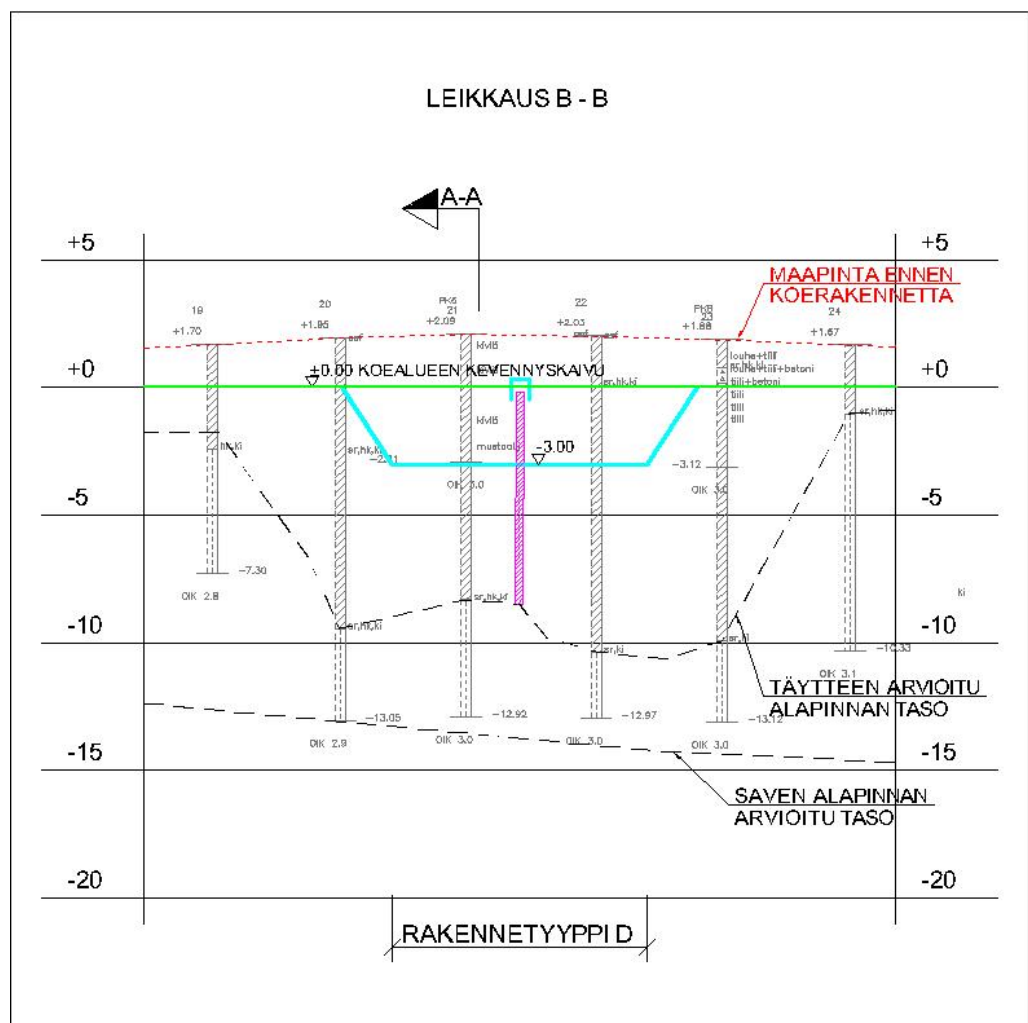
Penkereen läpi poratun putken kautta lyötiin teräsbetonipaalu kantavaan pohjaan (kuva 30). Putki poistettiin ja paalu kiinnitettiin koko pengertäytteen osuudella sementtilaastilla penkereeseen. Esireikä paalulle yritettiin tehdä teräspiikillä lyömällä, jolloin porausta ei olisi tarvittu /19/.



Kuva 30 Teräsbetonipaalun periaateleikkaus, rakennetyyppi C

Teräsbetonipaalu ja kevennyskaivu (rakennetyyppi D)

Penkereen läpi poratun putken kautta lyötiin teräsbetonipaalu kanta-vaan pohjaan (kuva 31). Putki poistettiin ja paalu kiinnitettiin koko pengertäytteen osuudella sementtilaastilla penkereeseen. Lisäksi pengertä kevennettiin korvaamalla penkereen yläosa kevennysmateriaalilla. Kevennysmateriaalina käytettiin rengasrouhetta, jonka pintaan levitettiin 300 mm paksu hiekkakerros. Kevennyskaivun lopullinen laajuus ja syvyys määräytyivät työn aikana /19/.



Kuva 31 Teräsbetonipaalun ja kevennyskaivun periaateleikkaus, rakennetyyppi D

4.2 SUUNNITTELIJAN OHJEISTUS KOERAKENTEEN TEKEMISTÄ VARTEN

4.2.1 Kustannusten ja toteutuksen seuranta

Urakoitsija ohjeistettiin pitämään porauksista ja paalutuksista asianmukaista pöytäkirjaa. Rakennetyypin E (suihkubetonipaaluhatu) vetokokeesta urakoitsijan tuli piirtää voima - siirtymäkäyrä. Koerakentamisesta urakoitsijan tuli rekisteröidä tarkkaan eri vaiheiden ja menetelmien työsaavutukset, kone-, palkka- ja tarveainekustannukset ja luovuttaa tiedot rakennuttajalle, joka tässä tapauksessa on Helsingin kaupungin rakennusvirasto. Toteutuksesta tuli laatia raportti, jonka tiedot ovat luottamuksellisia, ja niitä rakennuttajan tuli käyttää vain loppuarvioinnissa, mutta niitä ei ollut tarkoitus jakaa lopullisen vahvistamisurakan kyselyssä /19/.

4.2.2 Paalukokeet

Lyöntipaalut tuli varustaa inklinometrimittausputkilla ja jännitysantureilla. Muutamille lyöntipaaluille tuli tehdä PDA-mittauksia. Maanpintaan tuli asentaa painumamittareita, jotka tuli ulottaa kuormituspenkereiden yläpintaan. Menetelmät A ja B (suihkubetonipaaluhatulla varustettu teräsbetonipaalu ja suihkupaalu) oli tarkoitus koestaa 7 metriä korkealta kaivumassasta rakennetulta kuormituspenkereeltä ja menetelmä C (teräsbetonipaalu) 3 metriä korkealta kaivumassasta rakennetulta kuormituspenkereeltä. Menetelmän E (suihkubetonipaaluhatu) betonipaalu oli tarkoitus vetää tunkeilla irti kannakkeesta, P_{max} 1800 kN / koeveto /19/.

4.2.3 Seuranta- ja tarkkailumittaukset

Ennen paalujen koestusta Helsingin kaupungin mittausosaston tuli mitata painumat ja sivusiirtymät, kuormituspenkereiden rakentamisen jälkeen tuli mitata edellisten mittausten lisäksi painumat tietyin välein, paalujen jännitykset ja taipumat sekä lukea inklinometriputket /19/.

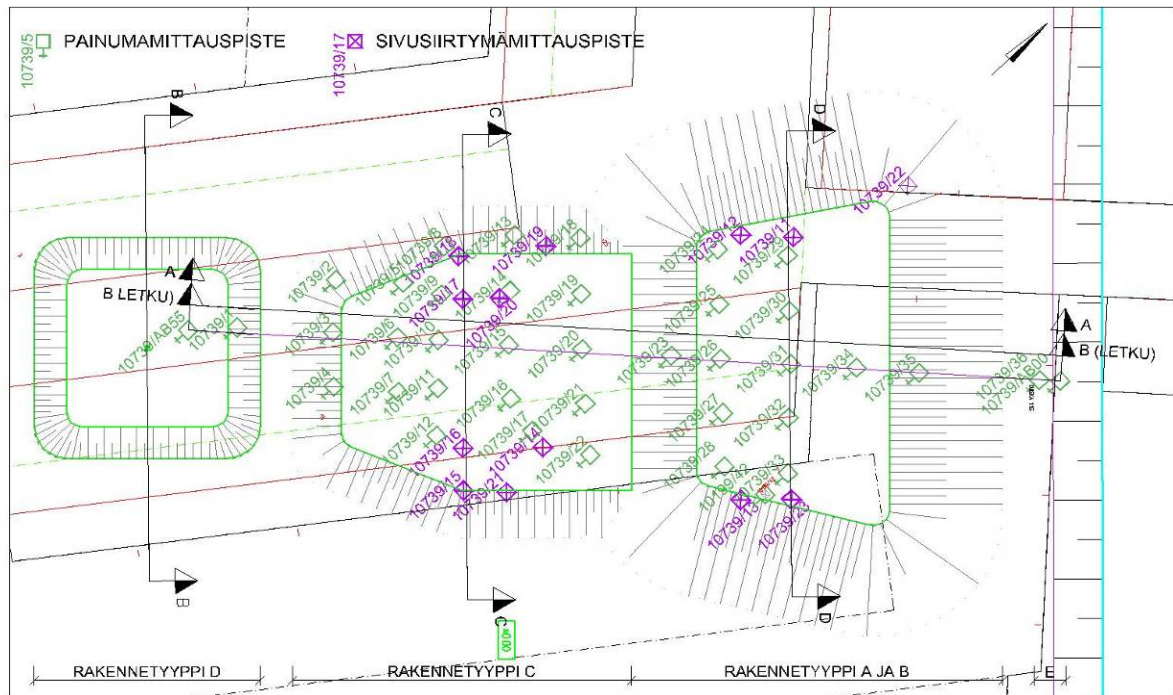
Painumamittauspisteinä, painumapeekeleinä tuli käyttää (19 kpl) teräsbetonista 300 x 300 lyöntipaaluja, joka lyötiin 2 - 3 metriä kaivutason alapuolelle. Yläpää tuli jättää 0,5 m maanpinnan tai ylikuormituspenkereen yläpuolelle. Ennen paalujen lyömistä, rakennuttajan tuli asennuttaa sellaiset mittapisteet paaluihin, että niistä pystyttiin koekuormituspenkereiden täytön aikana suorittamaan painumaseuranta-mittauksia. Ennen täyttöä tuli mitata lähtöarvot ja täytön aikana arvoja tuli mitata kerran viikossa. Tulosten perusteella mittausväli voitiin muuttaa suoritettavaksi neljän viikon välein. Seuranta tuli suorittaa tarkkavaaituksena ja kiintopisteen oli oltava painumaton /19/.

Helsingin kaupungin rakennusviraston tuli asennuttaa Mertakadun koealueelle kolme inklinometrimittausputkea. Putket tuli upottaa savi-kerrostuman lävitse kantavaan pohjaan ja mitata lähtötilanne. Kaivutöiden ja koekuormituspenkereiden täytön aikana mittauksia tuli suorittaa kerran viikossa. Tulosten perusteella mittausväli voitiin muuttaa suoritettavaksi neljän viikon välein. Mittausten yhteydessä tuli mitata myös putkien yläpäiden absoluuttiset sijaintikoordinaatit /19/.

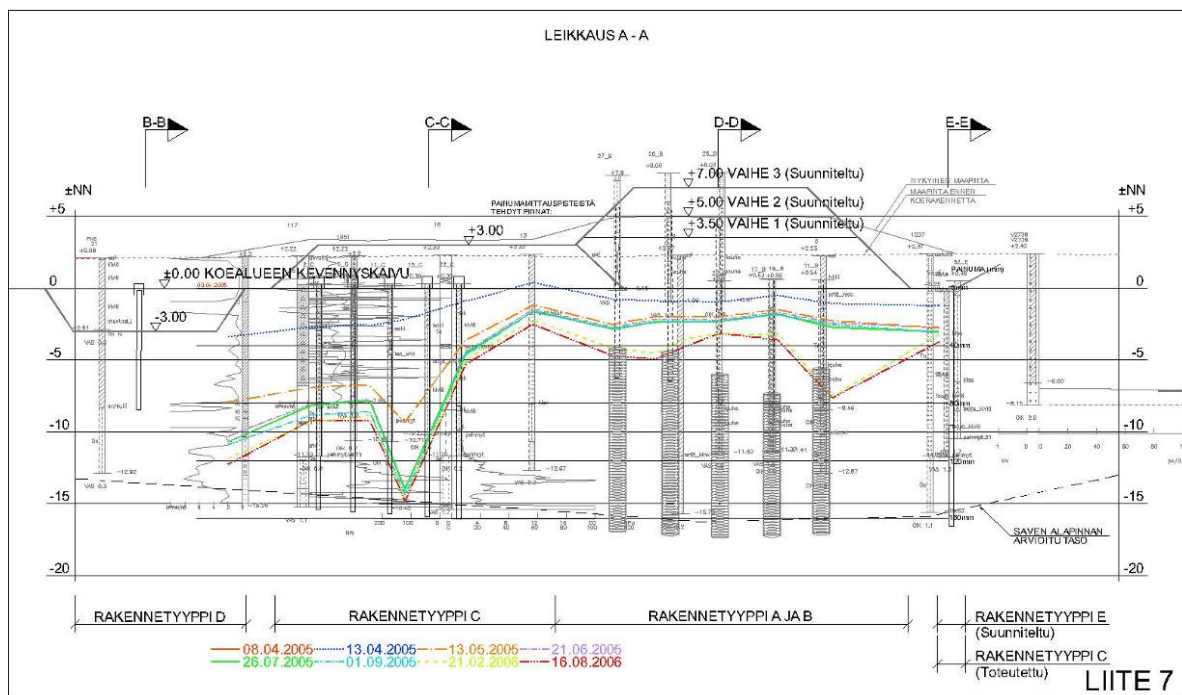
Mittausten ja kustannusselvitysten perusteella Helsingin kaupungin rakennusvirasto laati loppuraportin, joka sisälsi suositukset lopullisista pohjanvahvistusmenetelmien valinnoista /19/.

4.3 KOERAKENTTEEN PAINUMATARKKAILU

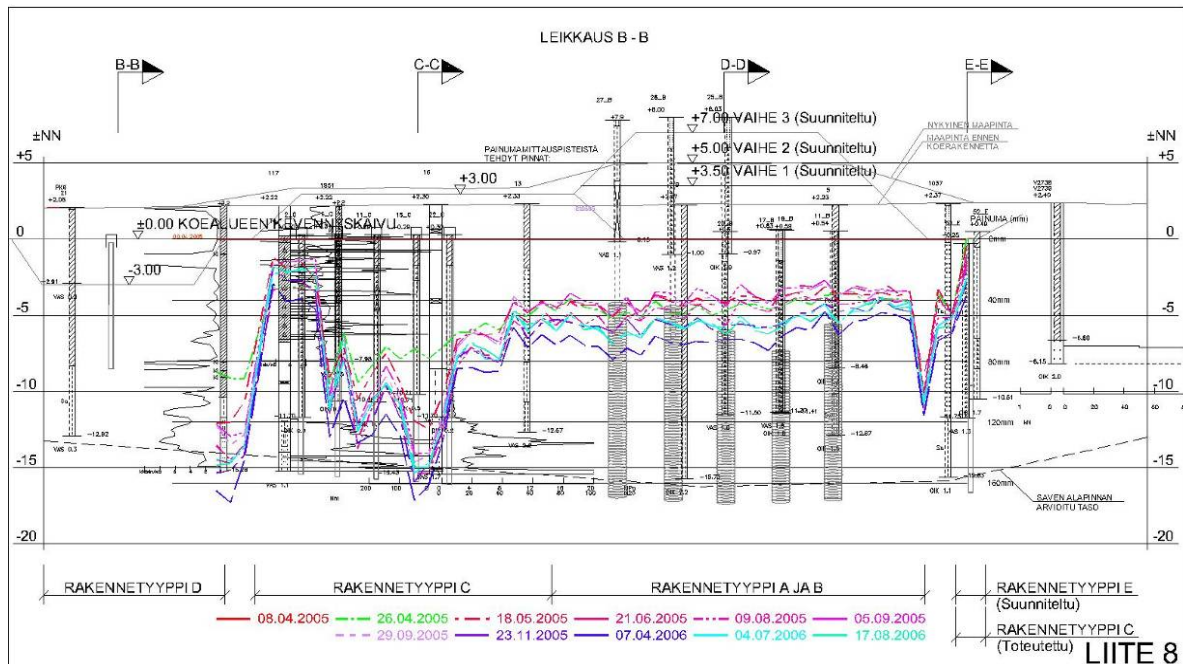
Helsingin kaupungin rakennusvirasto on asennuttanut koealueelle 36 painumamittauspistettä ja 13 sivusiirtymämittauspisteitä (kuva 33). Painumamittauksia on suoritettu jokaisesta mittauspisteestä vähintään 12 mittauskertaa 7.4.2005 - 16.8.2006 välisenä aikana, siten että yhdeksän mittauksia on tehty vuoden 2005 aikana ja loput kolme vuoden 2006 aikana (kuva 34). Rakennusvirasto on asennuttanut koealueelle myös painumaletkun ja siitä on mittaustuloksia samalla aikaväliltä (kuva 35).



Kuva 33 Uusien painuma- ja sivusiirtymämittauspisteiden sijainti koalueella



Kuva 34 Painumamittaustuloksia rakennetyypeittäin, havainnot ovat yksittäisistä mittauspisteistä (liitteessä 7 esitetty leikkaus A - A suuremmissa mittakaavassa)

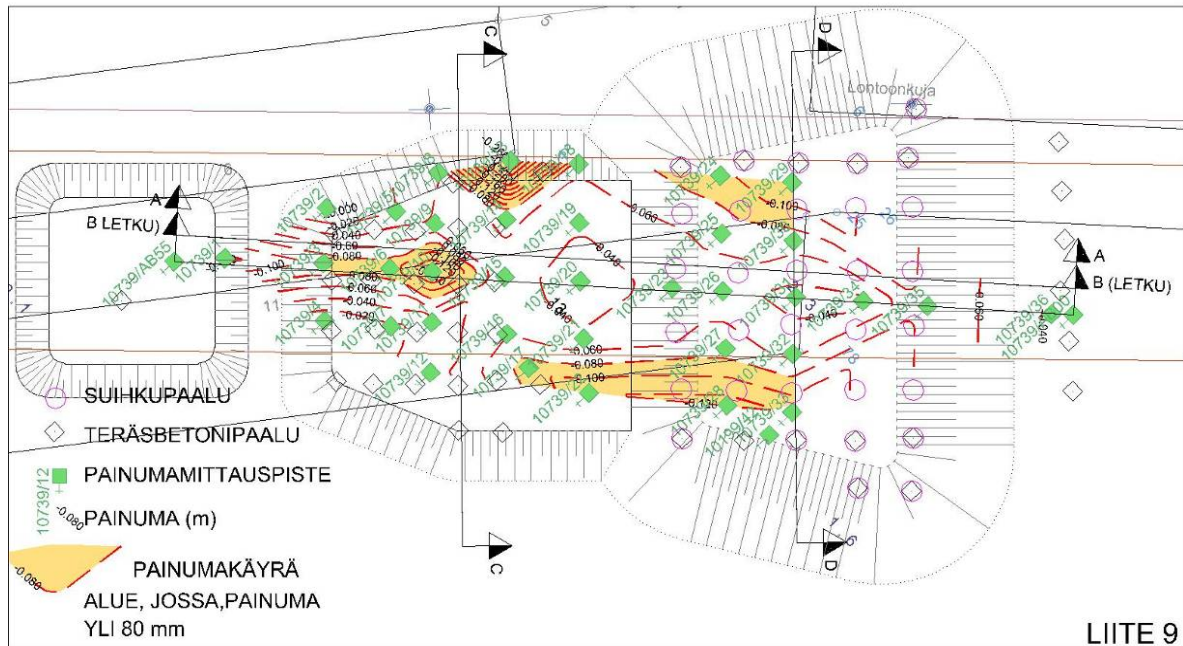


Kuva 35 Painumamittausletkun tulokset rakennetyypeittäin (liitteessä 8 on esitetty leikkaus B - B suuremmassa mittakaavassa)

Koerakenteen painumien mittaus on pääasiassa lopetettu 16.8.2006 mennessä kuitenkin niin, että osaa mittauksista on jatkettu aina vuoden 2006 loppuun saakka. Tällä hetkellä koerakenteesta on noin puolet purettu Toukorannan esirakentamistöiden alta.

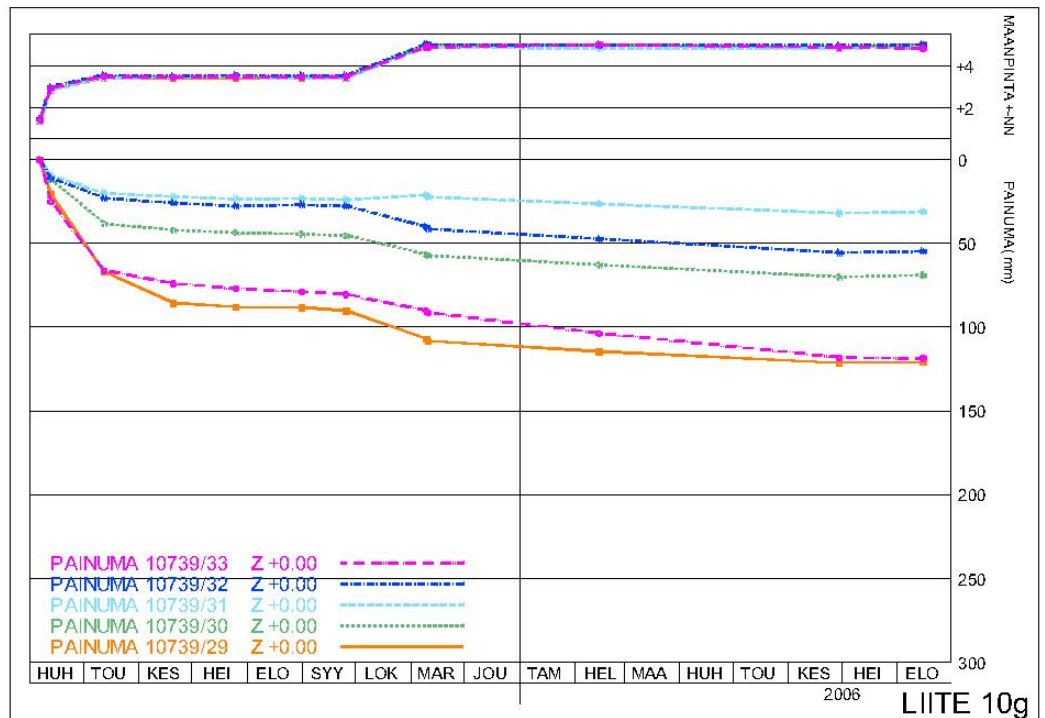
4.3.1 Painumamittaus tuloksia rakennetyyppien A ja B koealueella

Rakennetyyppien A ja B (suihkubetonipaaluuhattuinen teräsbetonipaalu sekä suihkupaalu) koealueelle on sijoitettu 13 painumamittauspistettä, joista kaikista on havaintoja 7.4.2005 - 16.8.2006 väliseltä ajalta. Mittauksia on suoritettu yhteensä 12 eri ajankohtana. Mittauspisteiden numerot ovat 10739/23 - 10739/36 ja niiden sijainti on esitetty kuvassa 36, lisäksi liitteessä 9 on esitetty painumamittauspisteiden sijaintikartta suuremmassa mittakaavassa. Kaikista 36 mittauspisteen havainnoista on tehty painumakuvaajat, jotka on esitetty tarkemmin liitteissä 10a - 10g.



Kuva 36 Painumamittaustepisteiden sijainti koalueella (liitteessä 9 on esitetty tämä kartta suurempana)

Mittaustulokset osoittavat sen, että koalueen reunimmatisimmat pisteet 10739/24, 10739/28, 10739/29, 10739/33 ja 10739/35 painuvat eniten (kuva 37). Painumat vaihtelevat 76.3 - 131.3 mm välillä. Näistä pisteistä ainoastaan 10739/24, 10739/29 ja 10739/33 antavat tietoa suihkubetonipaaluhatun ja teräsbetonipaalun yhteistoiminnasta rakenteessa sen painumista vastaan. Painumat vaihtelevat näissä pisteissä 94.3 - 120.8 mm välillä, mikä on liian paljon kun tavoitteena on saavuttaa "lähes" painumaton rakenne /24/. Koalueen keskellä olevat pisteet antavat puolestaan tietoa, siitä miten suihkupaalut ottavat vastaan penkereeltä tulevat kuormat ja miten ne kannattavat penger-tä. Painumat keskialueella vaihtelevat 30.9 - 66.7 mm välillä. Tällaiset pienet painumat voidaan sallia rakenteelle. Painumat tapahtuvat A-kirjaimen muotoisena kohtisuoraan penkerein poikkileikkausta vastaan (kuva 39).



Kuva 37 Rakennetyyppien A ja B painumamittaustuloksia (liitteessä 10g kuva suuremmissa mittakaavassa)

Alueelle asennetusta painumaletkusta saadaan lisätietoa painumista. Letkun sijainti on esitetty kuvassa 36. Letkusta saadaan koko koeläpän leikkaava penkereen pituussuunnassa kulkeva jatkuva painumakuvaaja, joka on esitetty kuvassa 35 ja liitteessä 8 suuremmissa mittakaavassa. Painumaletkun tulokset tukevat yksittäisten mittauspisteiden tuloksia ja osoittavat, että suurimmillaankin painumat suihkupäälajien alueella jäävät alle 80 mm. Letkun suuri painumahuippu korotuspenkereen luiskan alareunassa alueen pohjoispäässä osoittaa sen kuinka helposti letku voi vaurioitua ja antaa vääriä tuloksia. Painumaletku kulkee läpi koerakenteen antaen painumatuloksia suihkupäälajien alueelle mutta ei suihkubetonipäälajilla varustetulle teräsbetonipäälajien alueelle.

Rakenteen painumista ei saada lopullista tietoa, koska pengertä ei koskaan korotettu suunnitelmissa esitettyyn +7,00 tasoon vaan pengerkorkeus jätettiin tasolle +5,00. Painumamittauspisteet eivät sijainneet koerakenteen A - B koko alueelle vaan ainoastaan noin puolella siitä. Tämän vuoksi mittaustulokset antavat alueen sivuille (kuva 36)

suuret yli 80 mm painumat, jotka voidaan tulkita siten, että suihkubetonipaaluhattu - teräsbetonipaalu yhdistelmä ei toimi eikä sen uskottu-kaan toimivan /24/.

Painumakuvaajista (kuva 37 ja liitteet 10e – 10g) on havaittavissa, että painuminen on tasaantunut vuoden 2006 toukokuun jälkeen, mitä myös painumaletku osoittaa. Viimeinen letkussa tapahtunut painuma on mitattu 7.4.2006, mutta jo seuraava mittaus 4.7.2006 näyttää penkereen painumisen loppuneen ja mittaustulos on pienempi kuin huhtikuun tulos. Samoin penkereen korotus tasosta +3.00 tasolle 5.00 loka - marraskuun vaihteessa 2005 näkyy painumakuvaajassa painuman suurenemisena.

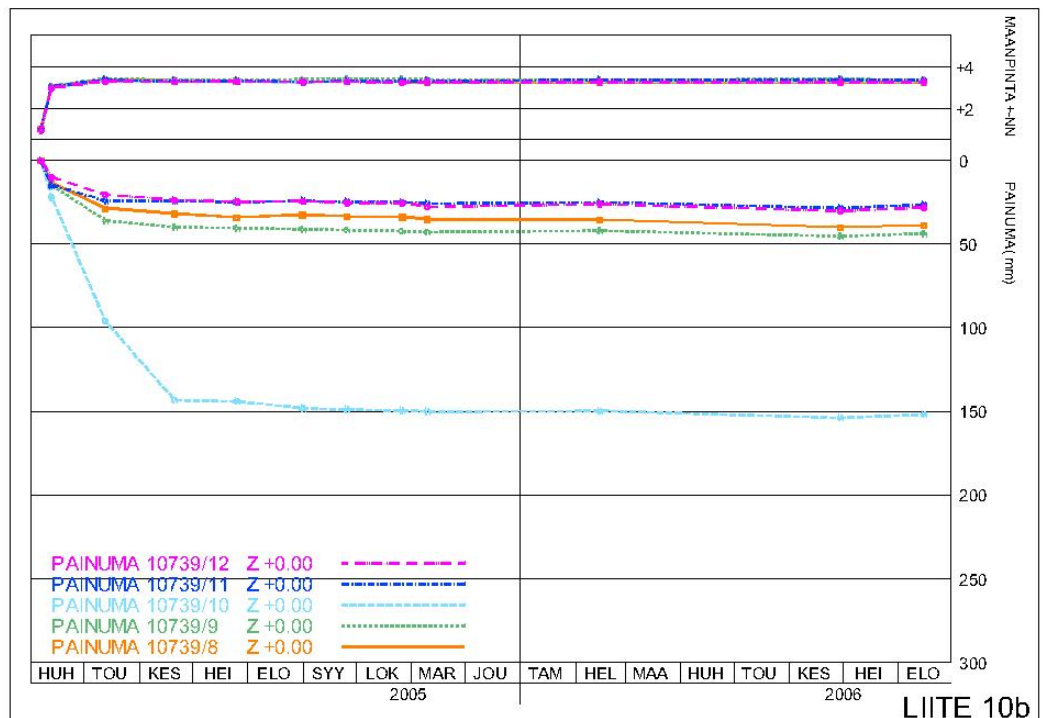
4.3.2 Painumamittaustuloksia rakennetyypin C koealueelta

Koerakennetyypin C (teräsbetonipaalu) alueelle on sijoitettu 21 painumamittauspistettä, joista kaikista mittauksia on suoritettu yhteensä 12 eri ajankohtana. Mittauspisteiden numerot ovat 10739/2 - 10739/22 ja niiden sijainti on esitetty kuvissa 33 ja 36, lisäksi liitteessä 9 on esitetty painumamittauspisteiden sijaintikartta suuremmassa mittakaavassa. Mittauspisteiden havainnoista tehdyt painumakäyrät on esitetty tarkemmin liitteessä 10a – 10d.

Mittaustulokset osoittavat, että suurimmat painumat tapahtuvat koealueen C eteläpäässä kuva 38. Painumat vaihtelevat 94.3 - 151.8 mm välillä. Pisteessä 10739/13 on mitattu suuri 278.6 mm painuma, mikä selittyy paalun rikkoutumisella, koska pistettä ympäröivät muut mittauspisteet ovat antaneet pieniä alle 50 mm painumatuloksia. Pisteissä 10739/17 ja 10739/22 on mitattu suuria painumia 90.5 – 119.1 mm (liitteet 10a - 10d). Näin suuria painumia ei rakenteelle sallita /24/.

Painumamittausletku osoittaa rakennetyypin C osalta suuria painumia (suurimmillaan yli 160 mm) keskellä koealuetta. Myös yksittäisten mittauspisteiden havainnot osoittavat, että rakennetyyppi C painuu kes-

keltä aluetta eniten. Alueen painumissa on myös huomioitavissa sama ilmiö kuin edellisessä rakennetyypissä eli se, että poikkisuuntaan pengertä vastaan katsottaessa sen reuna-alueilla painumat ovat suurempia kuin muualla. Alueen painumat tapahtuvat m-kirjaimen muotoisena (kuva 40). Alueen keskellä olevat suuret painumat pienenevät lähestyttäessä suihkupaalualuetta penkereen pituussuuntaisesti.



Kuva 38 Rakennetyypin C painumamittaustuloksia (liitteessä 10b kuva suuremmassa mittakaavassa)

Painumakuvaajista (kuva 38 ja liitteet 10a - 10d) on havaittavissa painumisen tasaantuminen vuoden 2006 toukokuun jälkeen samoin kuin edellisessä rakennetyypissä. Painumaletkun suurin painuminen on mitattu 7.4.2006, mutta jo seuraava mittaus 4.7.2006 näyttää penkereen painumisen loppuneen ja mittaustulos on pienempi kuin huhtikuun tulos eli painumien näyttää tasaantuneen. Alueen muiden mittauspisteiden, jotka sijaitsevat m-kirjaimen ylälenkeissä, painumat ovat olleet hyvin pieniä alle 50 mm luokkaa.

4.3.3 Painumamittaustuloksia rakennetyyppien D ja E koealueelta

Rakennetyyppien D (teräsbetonipaalu ja kevennyskaivu) ja E suihku-betonipaaluhatu) alueella ei ole varsinaisesti suoritettu painumaseuranta. Rakennetyypin D (kuva 41) alueella oli tarkoitus ainoastaan selvittää kuinka paalun lyöminen kevennysaineen (rengasrouhe) ja penkereen läpi onnistuu. Rakennetyypin D alueelle osui kuitenkin yksi painumamittauspisteistä (10739/1). Pisteeseen painumaksi mitattiin 30.6.2007 126.6 mm. Painumaletkun päätepiste (10379/55) loppui rakennetyypin D alueelle ja painuma kyseisessä pisteessä oli yli 160 mm.

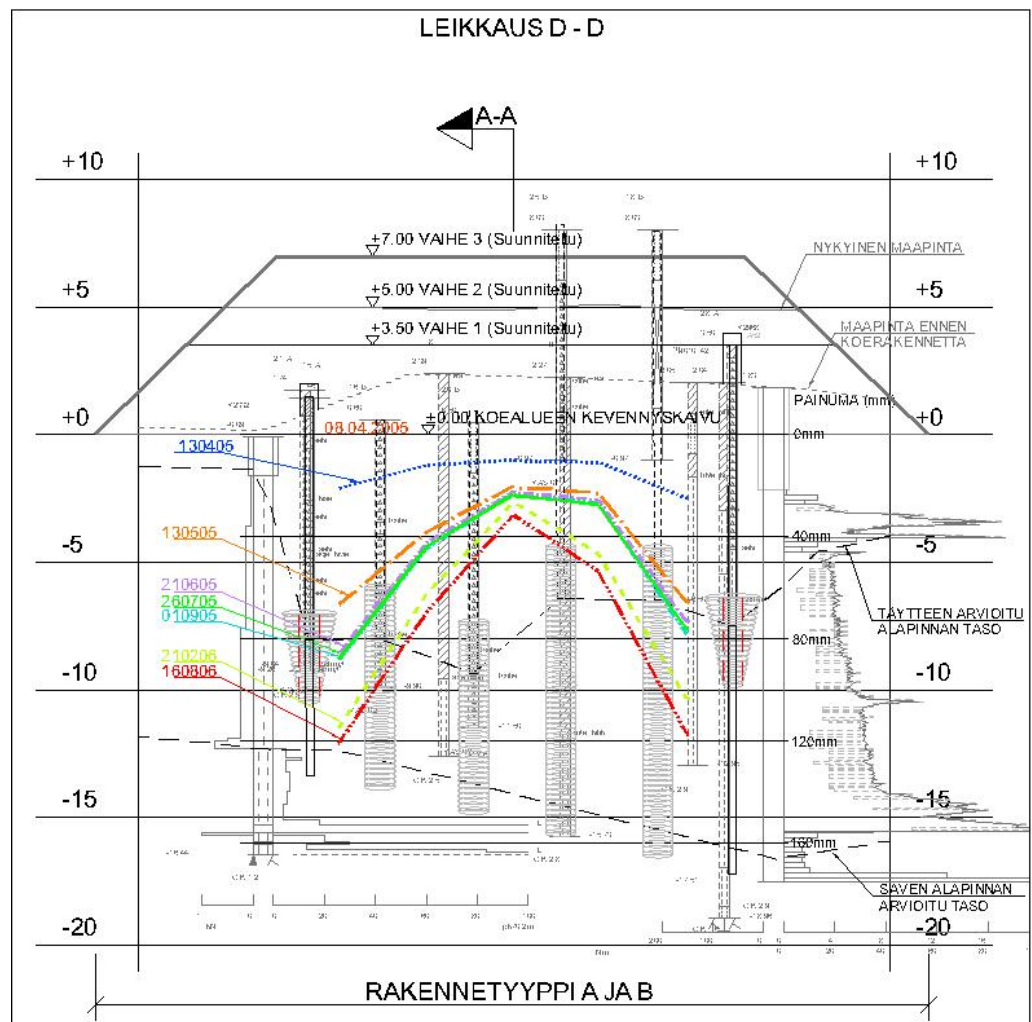
Rakennetyypin E (suihkubetonipaaluhatu) alueelle on sijoitettu yksi varsinainen mittauspiste 10379/36, jonka painumat ovat olleet pieniä (suurimmillaankin alle 38 mm). Painumaletkun päätepisteeseen 10739/00 painumasta ei ole mittaustietoa eikä sen läheisyydestä saatu luotettavia havaintoja, koska edellinen havaintopiste näyttää vaurioituneen. Toisaalta rakennetyypin E olikin tarkoitus vain selvittää suihkubetonoidun paaluhatus, teräsbetonipaalun, penkereen lohkareiden ja betonin tartuntaa toisiinsa, mutta tätä rakennetyypin E ei koskaan toteutettu työmaalla vaan se korvattiin betonivaippaisella paalulla /23/.

5 LOPPUPÄÄTELMÄ

5.1 RAKENTEIDEN SOVELTUVUUS ESIRAKENTAMISEEN

5.1.1 Suihkubetonipaaluhattuinen teräsbetonipaalu ja suihkupaalu

Suihkubetonipaaluhattuinen teräsbetonipaalu (rakennetyyppi A) toiminnasta ei saatu täyttä varmuutta, sillä tämän rakennetyypin alueelle ei sattunut kuin kolme painumamittauspistettä ja ne osoittivat suuria painumia (suurimmillaan 120 mm).



Kuva 39 Poikkileikkaus rakennetyypin A ja B painumista

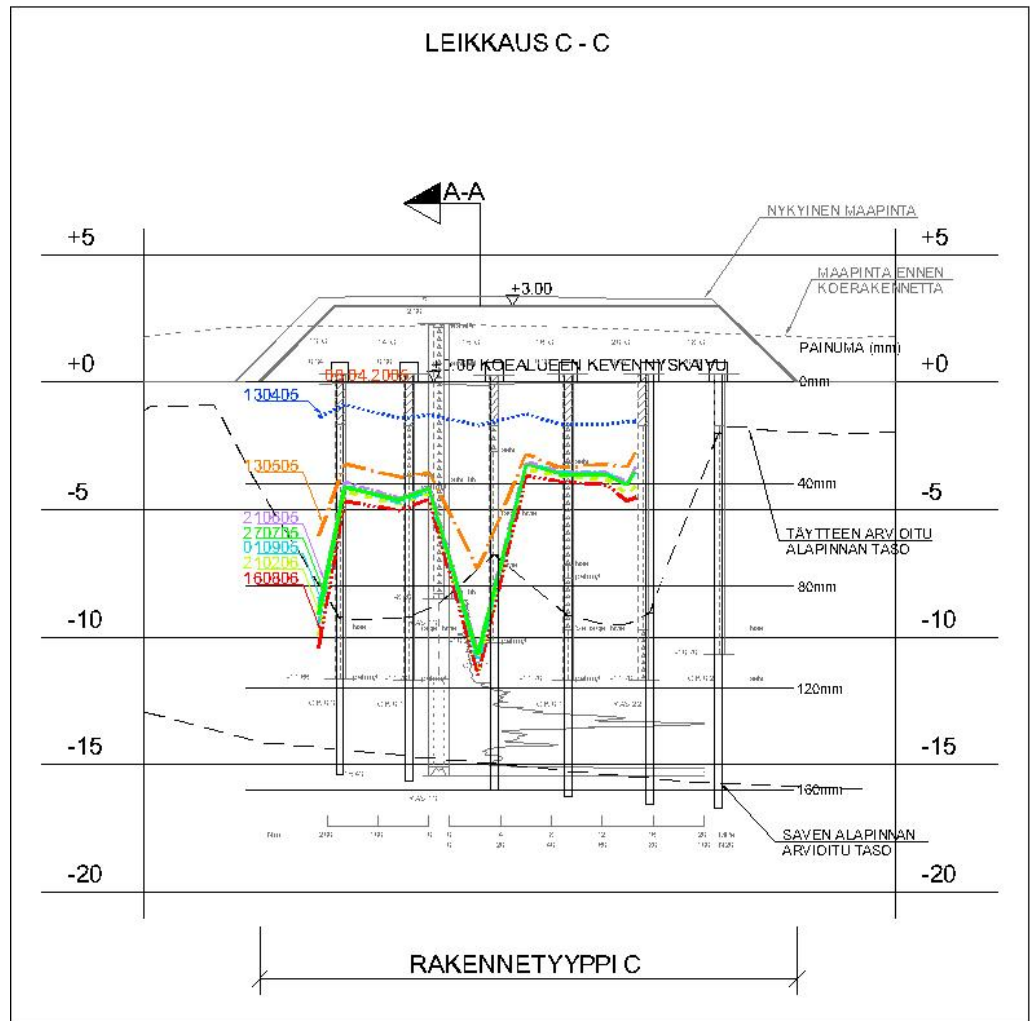
Rakennetta A (kuva 39) ei voida luotettavasti käyttää penkereen painumien hallitsemiseen varsinkin kun tavoitteena on "lähes" painuma-

ton rakenne. Rakennetta voidaan harkita käytettäväksi kevyiden katurakenteiden alla, mutta vaativien rakenteiden ja Mertakadun penkereen vahvistamiseen siitä ei ole.

Suihkupaalut (rakennetyyppi B) toimivat erittäin hyvin, mikä aikaisempien kokemusten pohjalta oli odotettavissakin. Paalut tehtiin suunnitelmien mukaisesti ja suihkutettiin metrin verran kantavan kerrokseen /23/. Koerakenteen B painumat olivat pieniä vaihdellen 0 - 80 mm välillä. Alueen keskiosassa, (samassa linjassa, missä rakennetyypin C painumat olivat suuria), painumat olivat pieniä alle 50 mm painumia. Lopullista varmuutta painumista ei saatu, koska koekuormituspengetä ei koskaan korotettu suunniteltuun lopulliseen +7.00 tasoon, vaan korotuspenger jätettiin tasolle +5.00. Rakennetta voidaan käyttää vaativien katurakenteiden alla ja erityisesti rakenne soveltuu Mertakadun penkereen vahvistamiseen (kuva 39).

5.1.2 Teräsbetonipaalu

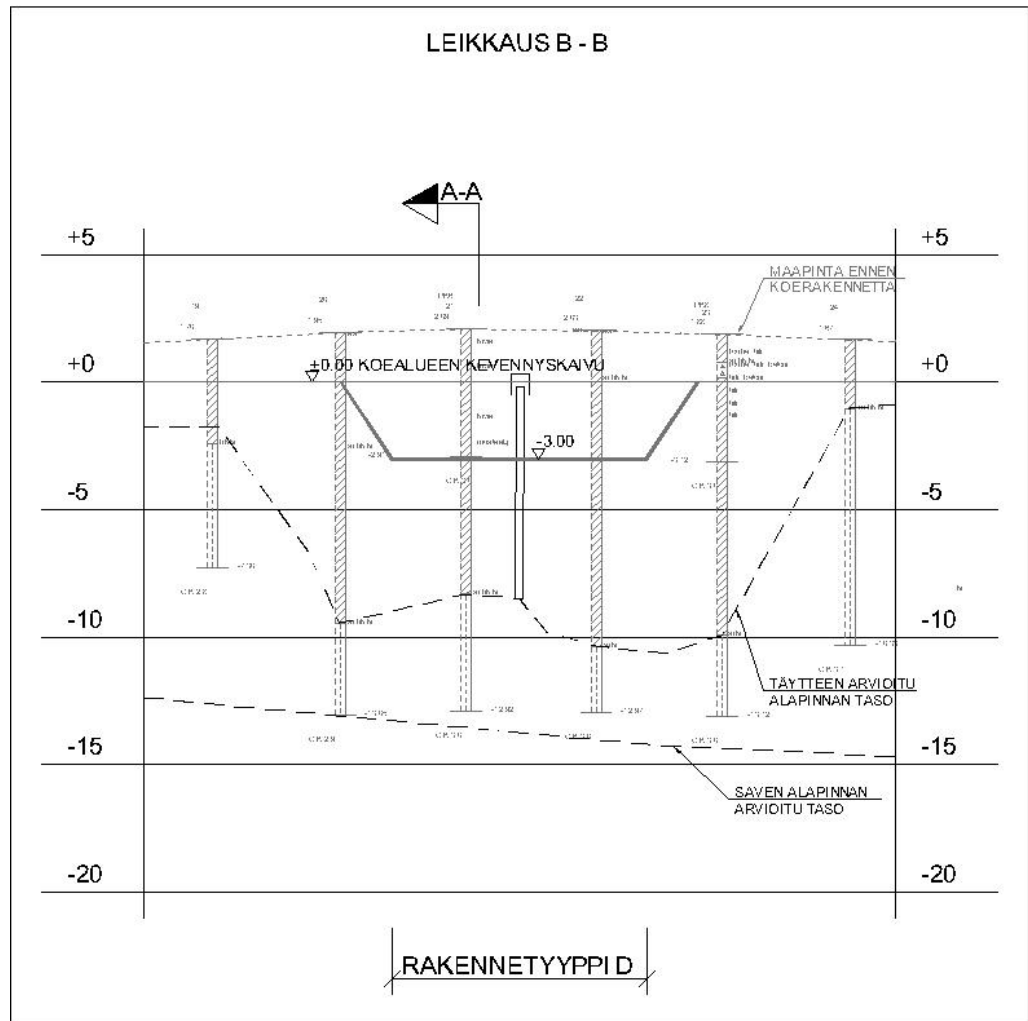
Teräsbetonipaalun (rakennetyyppi C) paalu oli uhkarohkea kokeilu siitä saadaanko tartunta paalun, betonin ja penkereen lohkareiden välillä toimimaan. Onnistuessaan paalurakenne olisi ollut taloudellinen verrattuna suihkupaaluihin. Painumien suuruudet 0 - 265 mm osoittivat kuitenkin, että paalutyyppiä ei voida ja sitä ei tule käyttää vaativien rakenteiden alla. Viherrakenteiden ja kevyenliikenteen katurakenteiden alle paalutyyppiä voidaan harkita käytettäväksi, mutta Mertakadun penkereen vahvistamiseen ei tätä rakennetta tule käyttää (kuva 40).



Kuva 40 Poikkileikkaus rakennetyypin C painumista

5.1.3 Teräsbetonipaalu ja kevennyskaivu

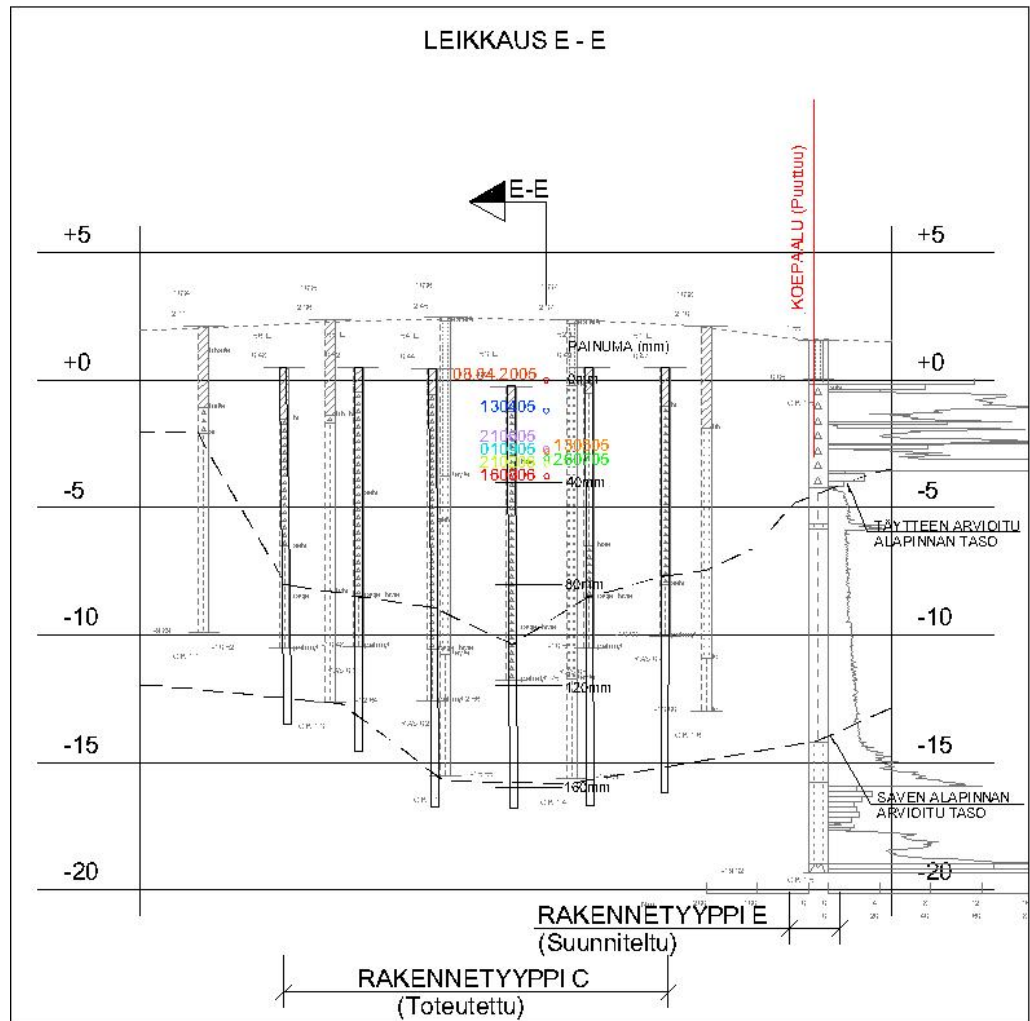
Teräsbetonipaalun ja kevennyskaivun (rakennetyyppi D) tarkoituksena oli ainoastaan tarkastella kuinka paalun lyönti kevennysaineen ja penkereen läpi onnistuu. Painumamittauksia ei tarvinnut tehdä tälle paalutyyppille, koska paalua ei lyöty edes kovaan pohjaan vaan ainoastaan täytteen (penkereen) alapintaan kevennysaineen läpi (kuva 41).



Kuva 41 Poikkileikkaus rakennetyypistä D

5.1.4 Suihkubetonipaaluhatu

Varsinaista suihkubetonipaaluhatun paalua (rakennetyyppi E) ei tehty, koska sille ei olisi saatu vedettäessä vastusta viereisistä paaluista /23/. Sovittiin suunnittelijan, urakoitsijan ja tilaajan eli Helsingin kaupungin rakennusviraston kanssa, että suihkubetonipaaluhatu (rakennetyyppi E) korvataan teräsbetonipaaluilla (rakennetyyppi C), joissa on myös pieni betonipinta paalun ympärillä. Suihkubetonipaaluhatun (rakennetyyppi E) paalu olisi ollut kuin rakennetyypin A teräsbetonipaalu, mutta vain huomattavasti lyhyempi (kuva 42).



Kuva 42 Poikkileikkaus rakennetyypin C (E) painumista

Alkuperäisenä tarkoituksena oli vetää paalu ylös ja tarkastella betonin tarttuvuutta paalun ja ympäröivän pengeraineksen (louheen) välillä. Lohkareet ja kivet olivat kuitenkin niin saven ympäröimiä, että betonin tarttuvuus vain lähimpiin lohkareisiin oli hyvä, mutta kokonaisrakenteena se ei olisi toiminut toivotulla tavalla.

5.1.5 Yhteenveto tuloksesta

Painumien vuoksi tulee kaikki täyttöalueelle suunnitellut rakennukset, kadut ja pihat perustaa pehmeiden kerrostumien lävitse ulotettavilla paaluilla ja paalulaatoilla. Mertakadun viereisellä, ohuemmalla täyttöalueella voidaan täytteestä maapohjaan kohdistuvaa kuormitusta vähentää yhtenäisellä paalulaatalla siinä määrin, että rakennusten pe-

rustusrakenteille haitallisilta vaakasiirtymiltä vältytään. Sitä vastoin suuret, laatan alle jäävät, pengermassat aiheuttavat kevennyksestä huolimatta hoikille paaluille vaakataipumia.

Aikaisemmissa suunnitteluvaiheissa on KTK-penkereen vahvistaminen rakennuskelpoiseksi todettu muodostuvan kustannuksiltaan erittäin kalliiksi. Vahvistamisen sijaan on katsottu tarpeelliseksi keventää KTK-penkereen ympäristölle aiheuttamaa kuormitusta ja sijoittaa rakennusmassat rakenteiden kannalta turvalliselle etäisyydelle penkereestä. Keventämisen jälkeen penkereen aluetta voidaan käyttää viherrakentamiseen.

Mertakadun penkereen vahvistamistavaksi tulee valita rakennetyyppi B eli suihkupaalut. Suihkupaalut tulee ulottaa kovaan pohjaan vähintään metri niin kuin koerakenteessakin. Paalutyypin valinta perustuu painumamittaustuloksiin, jotka antoivat pienimmät painumat juuri tälle rakennetyypille. Mertakadun pengertä voidaan käyttää vahvistamisen jälkeen vaativienkin katurakenteiden alla, mutta vaativien asuinrakennusten alle siitä ei ole.

Maapohjan deformatumiseen vaikuttaa kuitenkin ratkaisevasti penkereen sisäinen rakenne ja myös penkereen ulottuvuudet, joita tässä tapauksessa on arvioitu tehtyjen kairausten pohjalta. Kyseisten olosuhdetekijöiden määrittämiseen liittyvä epätarkkuus on penkereen paalutamisessa pidettävä mielessä.

Tulevalla korttelialueella on jatkettava sekä painuma- että siirtymätarkkailua asentamalla alueelle riittävästi mittauspisteitä. Seurantamittauksia tulee jatkaa riittävän pitkään rakennustöiden valmistumisen jälkeen.

6 LÄHDELUETTELO

Painetut lähteet

- /1/ Gulin Kai, Toukoranta, KTK-penkereen keventäminen, työohje, Helsinki 2005, WSP LT-Konsultit Oy.
- /2/ Helenelund K. V, Pohjarakennus 143, Otaniemi 1974. Otakustantamo.
- /3/ Hiltunen Reino, Toukolanranta, pohjarakennusselvitys, Helsinki, 1996. Fundus Oy.
- /4/ Kairausopas IV. Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen, Suomen geoteknillinen yhdistys ry, Helsinki 1987, Rakentajain kustannus Oy.
- /5/ Kemppinen Hannu, Paalutustyöt vaikeasti läpäistävien täyttöjen kohdalla, Diplomityö, Espoo 2006.
- /6/ Lahdenranta Tuuli, Toukolanranta, Seurantatulosten välianalyysi 7.8.2003, Helsinki, 2003. Fundus Oy.
- /7/ Massanvaihto, Tielaitoksen selvityksiä 2/1993, TIEL 3200127, Helsinki 1993, Painatuskeskus Oy.
Saataavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/massanvaihto.pdf>
- /8/ Rakennuskaivanto-ohje, RIL 181-1989, Helsinki, 1989. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- /9/ Pohjarakennusohjeet, RIL 121-2004, Helsinki, 2004. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- /10/ Pohjarakennussuunnitelma, GEO 3114 / 10.4.1985. Helsinki, 1985. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto.

- /11/ Pohjarakentamisen laaduntarkkailussa ja valvonnassa käytettäviä mittausmenetelmiä, TIEL 2210014-2000, kohdat 61 – 64, Helsinki 2000. Tielaitoksen painotuotepalvelu. Saatavissa:
http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/lisaykset_yleiset_2000-4000.pdf
- /12/ Rantamäki M. - Jääskeläinen R. - Tammirinne M. Geotekniikka 464, Espoo 1984, Otakustantamo.
- /13/ Syvästabiloinnin suunnitteluohje, Tiehallinto, Tarkistettu verkkojulkaisu TIEL 2100008-v-04, Helsinki 2001, Oy Edita Ab. Saatavissa:
<http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100008-v-04.pdf>
- /14/ Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet, Tiehallinnon tekniset ohjeet 1/2007, TIEH 2100002-01. Helsinki, 2001. Oy Edita Ab. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100002-01i.pdf>
- /15/ Tien kevennysrakenteet, Tielaitoksen selvityksiä 28/1997, TIEL 3200475, Helsinki 1997, Oy Edita Ab, Saatavissa:
<http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/tienkevennysrakenteet3200475.pdf>
- /16/ Tien perustamistavan valinta, TIEL 2100019-v-03, Tiehallinto, Helsinki 2003, Oy Edita Ab. Saatavissa:
http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/210001903tien_perustamistavan_valinta.pdf
- /17/ Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselostukset TYLT: Yleiset perusteet. - Lisäykset ja muutokset vuonna 2000, TIEL 2210014-2000, kohdat 61 - 64, Pohjarakentamisen laaduntarkkailussa ja valvonnassa käytettäviä mittausmenetelmiä, Helsinki 2000. Tielaitoksen painotuotepalvelu. Saatavissa:
http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/lisaykset_yleiset_2000-4000.pdf
- /18/ Turpeinen, Riina, Koerakennusalueen kunnostussuunnitelma, Helsinki, 2004. Fundus Oy - WSP Environmental:n työselostus nro 2111.

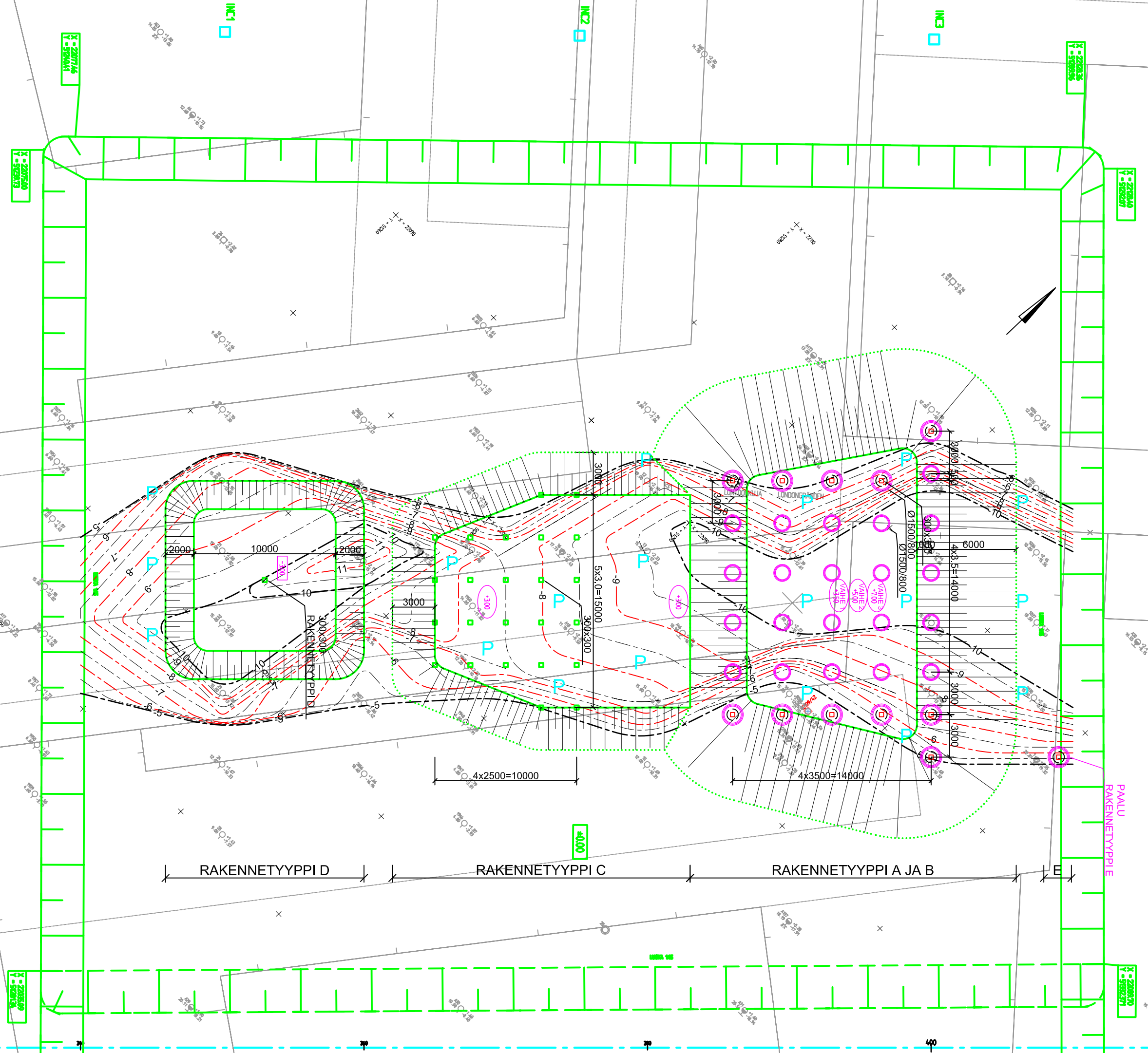
- /19/ Wikström, Ragnar, Mertakadun koerakentaminen, Helsinki, 2004.
Fundus Oy:n työselostus nro 1876.

Painamattomat lähteet

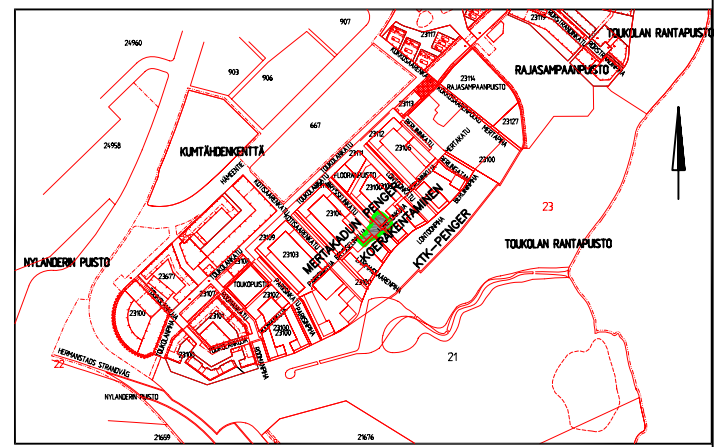
- /20/ Kairaukset, Helsinki, 1992 - 2006. Helsingin kaupungin geotekninen-
osasto
- /21/ Painumaseurantamittaukset, Helsinki, 2006. Helsingin kaupungin geo-
tekniinenosasto
- /22/ Sivusiirtymämittaukset, Helsinki, 2006. Helsingin kaupungin geotek-
ninenosasto
- /23/ Tarkkio Tarmo, Skanska Oy, Helsinki 2007, Tapaaminen Skanskan
toimitiloissa.
- /24/ Wikström Ragnar, WSP Finland Oy, Helsinki 2007, Asiantuntuja lau-
suntoja WSP:n toimitiloissa

Sähköiset lähteet

- /25/ <http://www.hesa.fi>
- /26/ <http://www.helsinkivirtualvillage.fi/Resource.phx/adc/toimialue.htx>



- MERKINTÖJEN SELITYS:**
- SUIHKUPAALU Ø1500 / 800 RAKENNETYYPPI A
 - SUIHKUPAALU Ø1200 RAKENNETYYPPI B
 - PAINUMAPEEKELI TB-PAALU 300x300 RAKENNETYYPPI C
 - TB-PAALU 300x300 RAKENNETYYPPI D
 - SUIHKUPAALU Ø1500 / 800 RAKENNETYYPPI E
 - TÄYTTEEN ALAPINNAN ARVIOITU KORKEUSTASO
 - +3.00 SUUNNITELTU TÄYTÖTASO
 - 3.00 SUUNNITELTU KAIVUTASO
 - UUSI INKLINOMETRIMITTAUSPISTE



PIENENNÖS 1:2

REV	PVM	TEKIJÄ	ERITTELY

KOISA/KYLA	KORTTI/TKL	TONTTI/RNO	VRANKOHSEN MERKINTÖJÄ
RAKENNUSLOPPEE	RAKENNUSLOPPEE	RAKENNUSLOPPEE	ADRESSE NO
RAKENNUSKOHTEEN NIMI JA OSOITE	RAKENNUSKOHTEEN NIMI JA OSOITE	RAKENNUSKOHTEEN NIMI JA OSOITE	RAKENNUSKOHTEEN NIMI JA OSOITE
TOUKORANTA MERTAKADUN Penger KOERAKENTAMINEN	TOUKORANTA MERTAKADUN Penger KOERAKENTAMINEN	TOUKORANTA MERTAKADUN Penger KOERAKENTAMINEN	TOUKORANTA MERTAKADUN Penger KOERAKENTAMINEN
HELSINKI	HELSINKI	HELSINKI	HELSINKI
WSP Finland Oy Hämeentie 7 FI-00210 Helsinki Puh: 0207 864 11 Fax: 0207 864 600	WSP PRT: Sirpa Taral RTV: Di R. Wikström	SUUNNITTELU PVM 31.05.2007 SUUNNITTELU PVM 31.05.2007	TYÖ NO PRJ NO REV
		GEO TUTTYÖ LITE1	

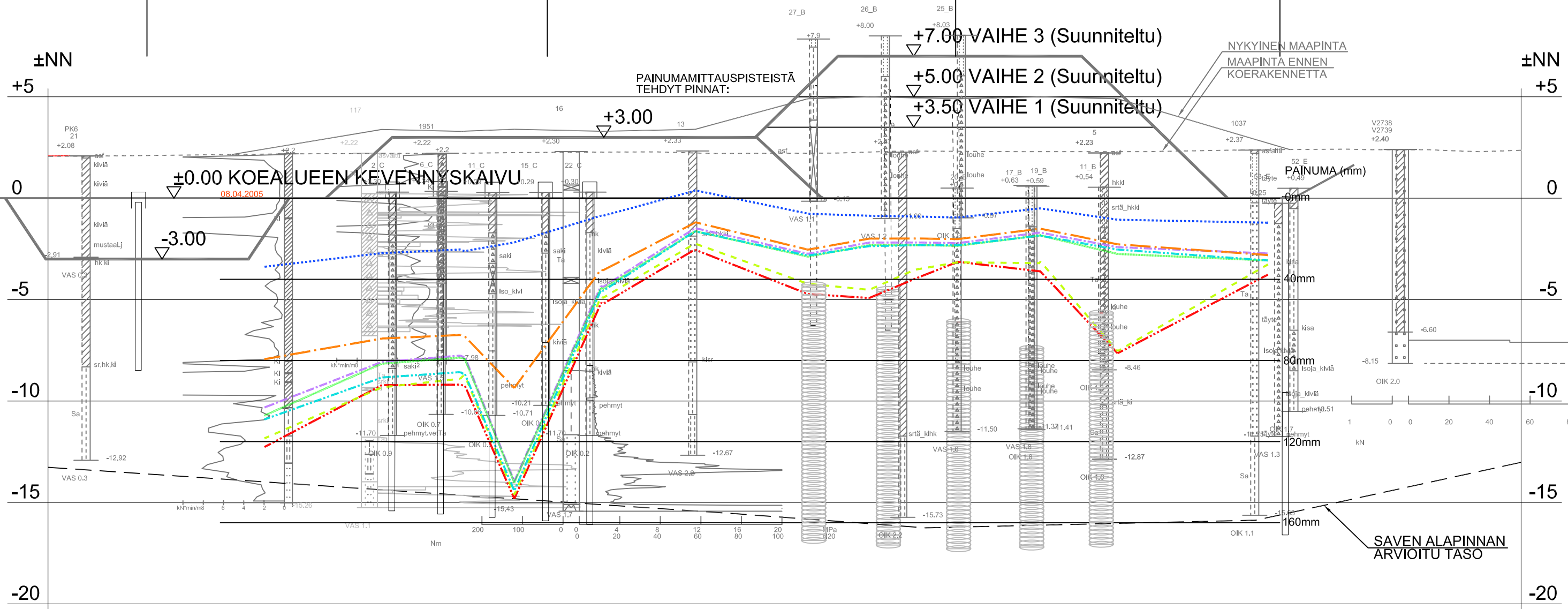
LEIKKAUS A - A

B-B

C-C

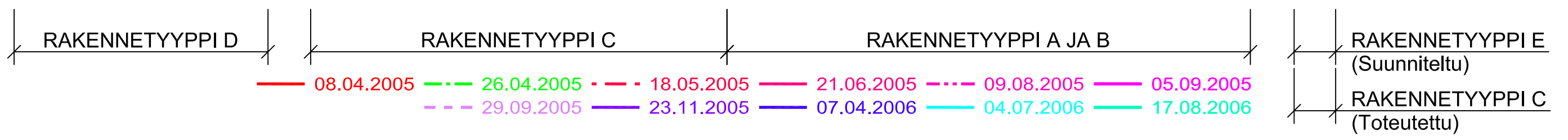
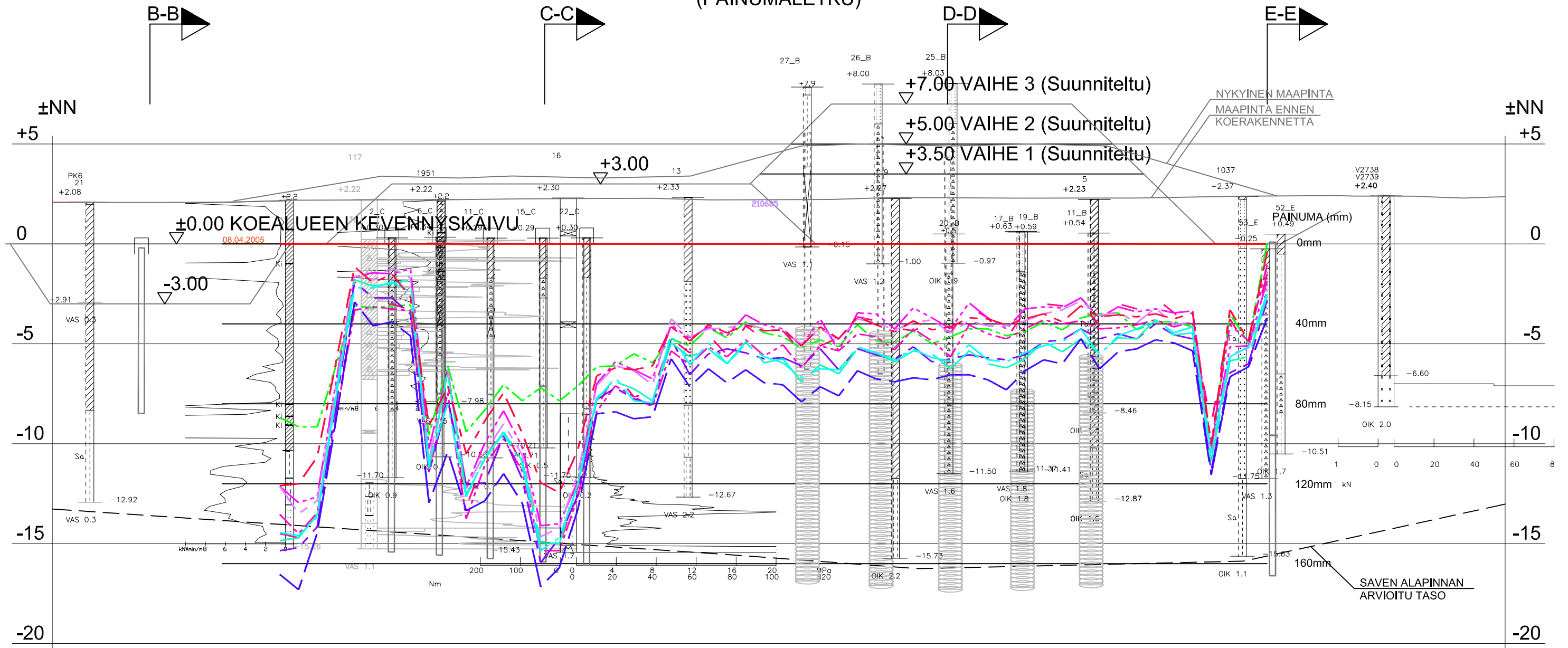
D-D

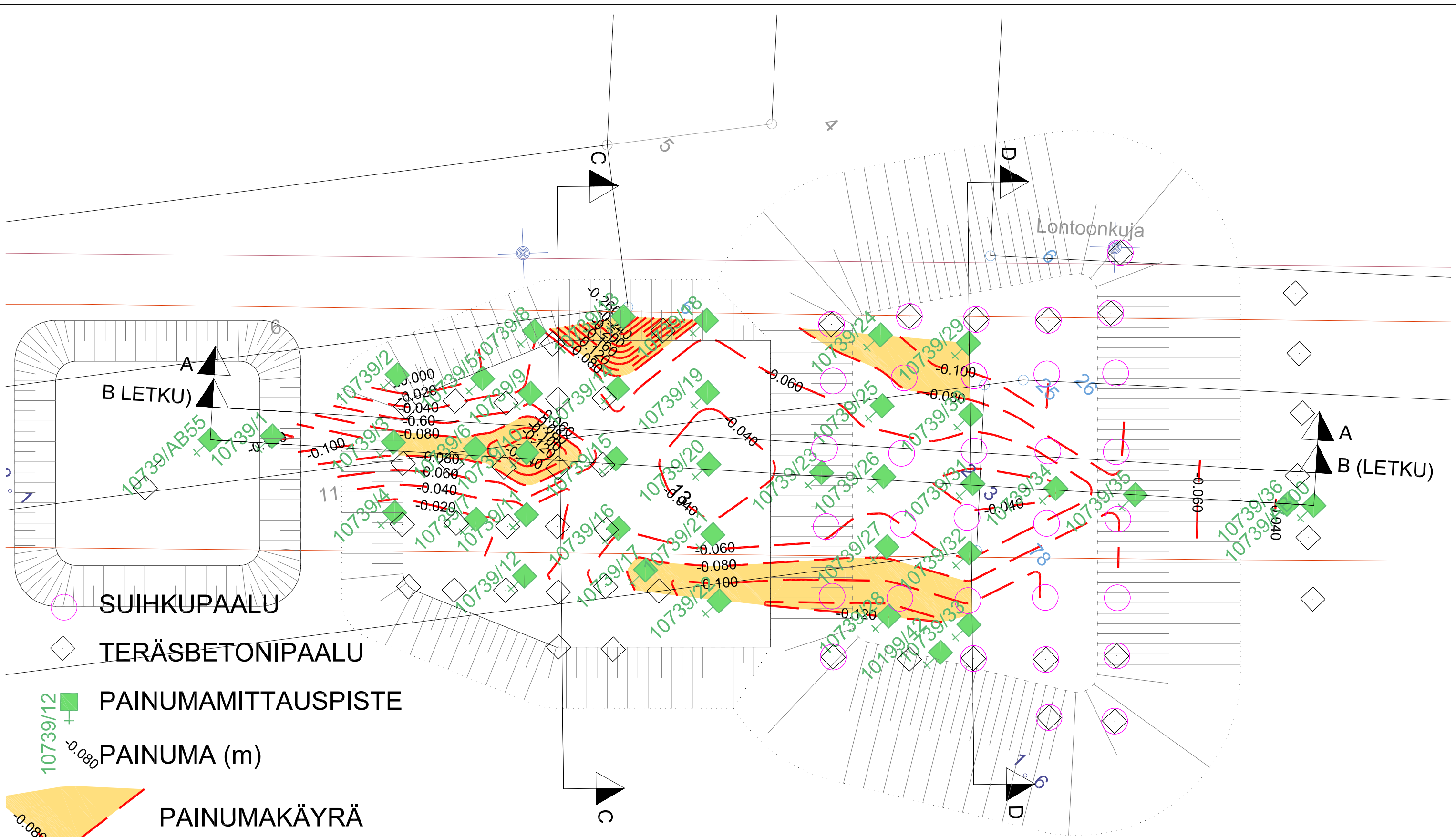
E-E



<p>RAKENNETYYPPI D</p>	<p>RAKENNETYYPPI C</p>	<p>RAKENNETYYPPI A JA B</p>	<p>RAKENNETYYPPI E (Suunniteltu)</p>
<p> — 08.04.2005 - - - 13.04.2005 - · - · 13.05.2005 - · - · 21.06.2005 - - - 26.07.2005 - · - · 01.09.2005 - · - · 21.02.2006 - - - 16.08.2006 </p>			
			<p>RAKENNETYYPPI C (Toteutettu)</p>

LEIKKAUS B - B
(PAINUMALETKU)





B LETKU)

SUIHKUPAALU

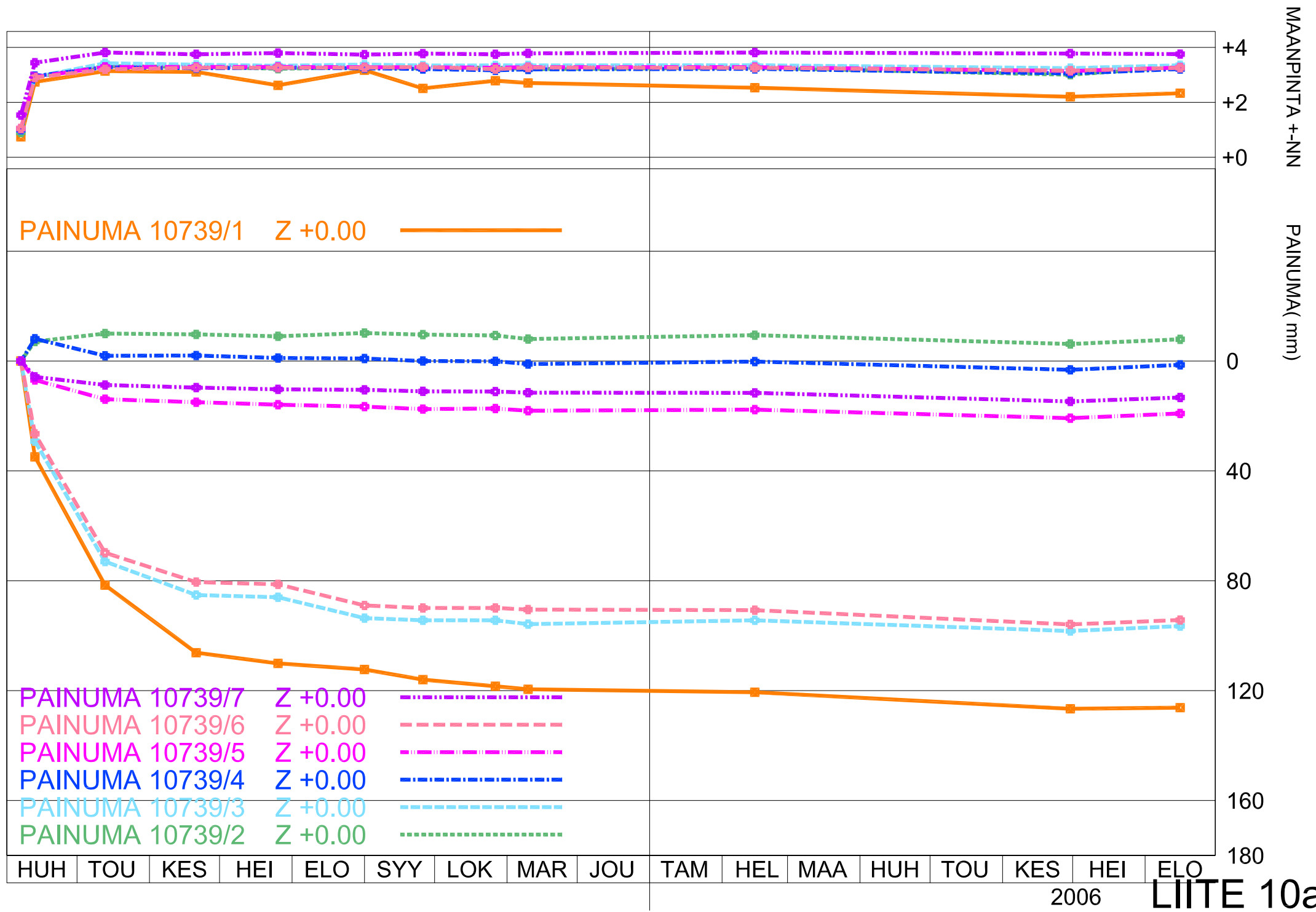
TERÄSBETONIPAALU

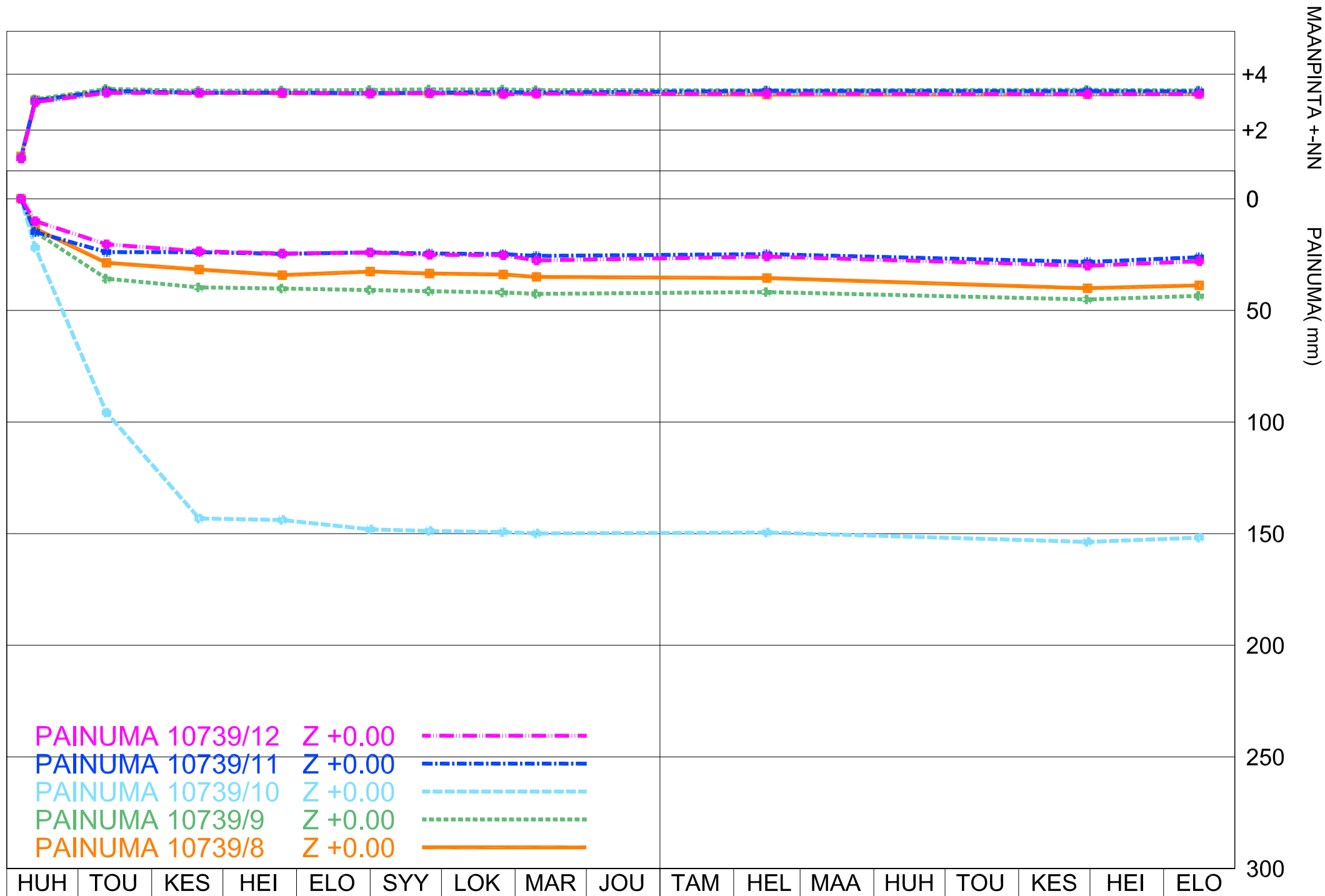
PAINUMAMITTAUSPISTE

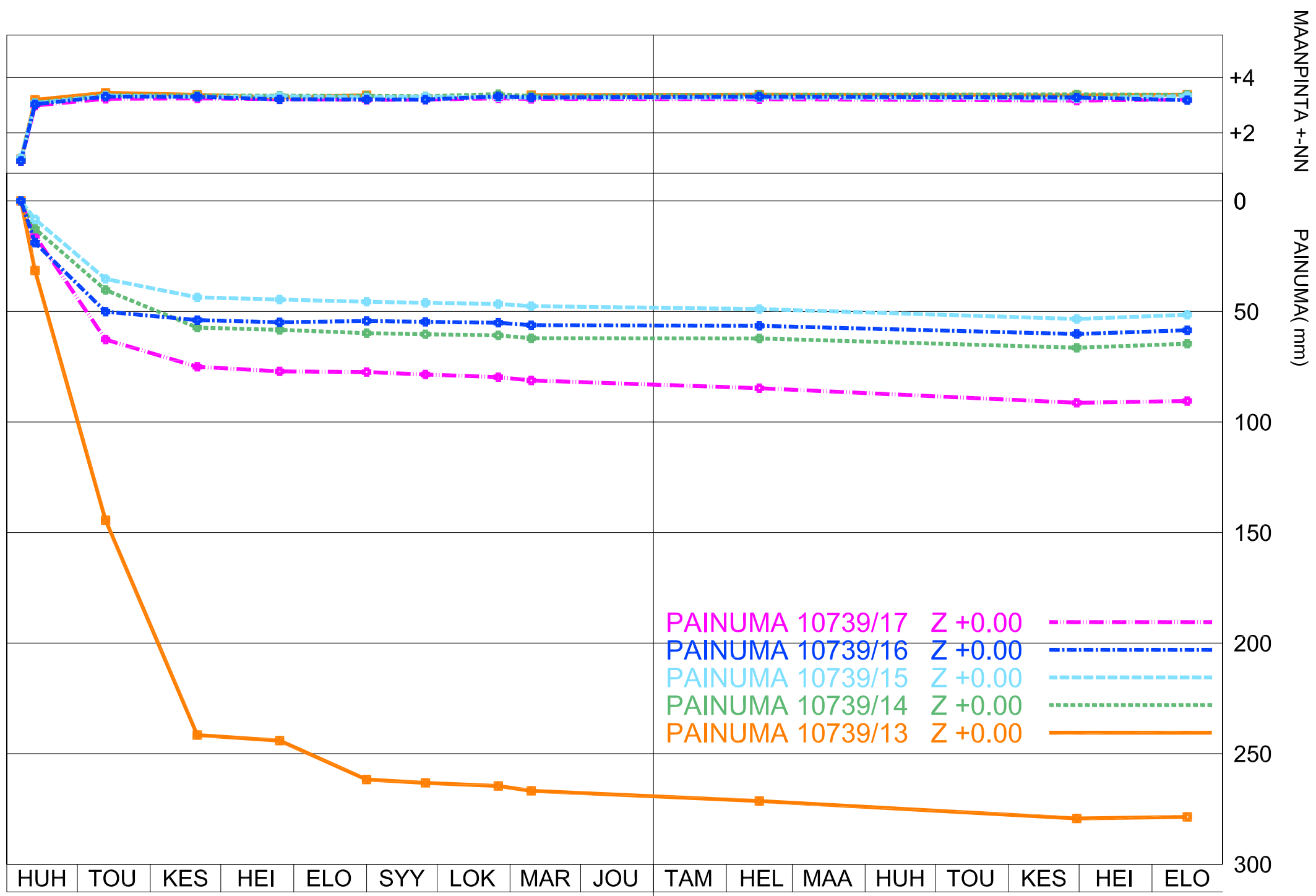
PAINUMA (m)

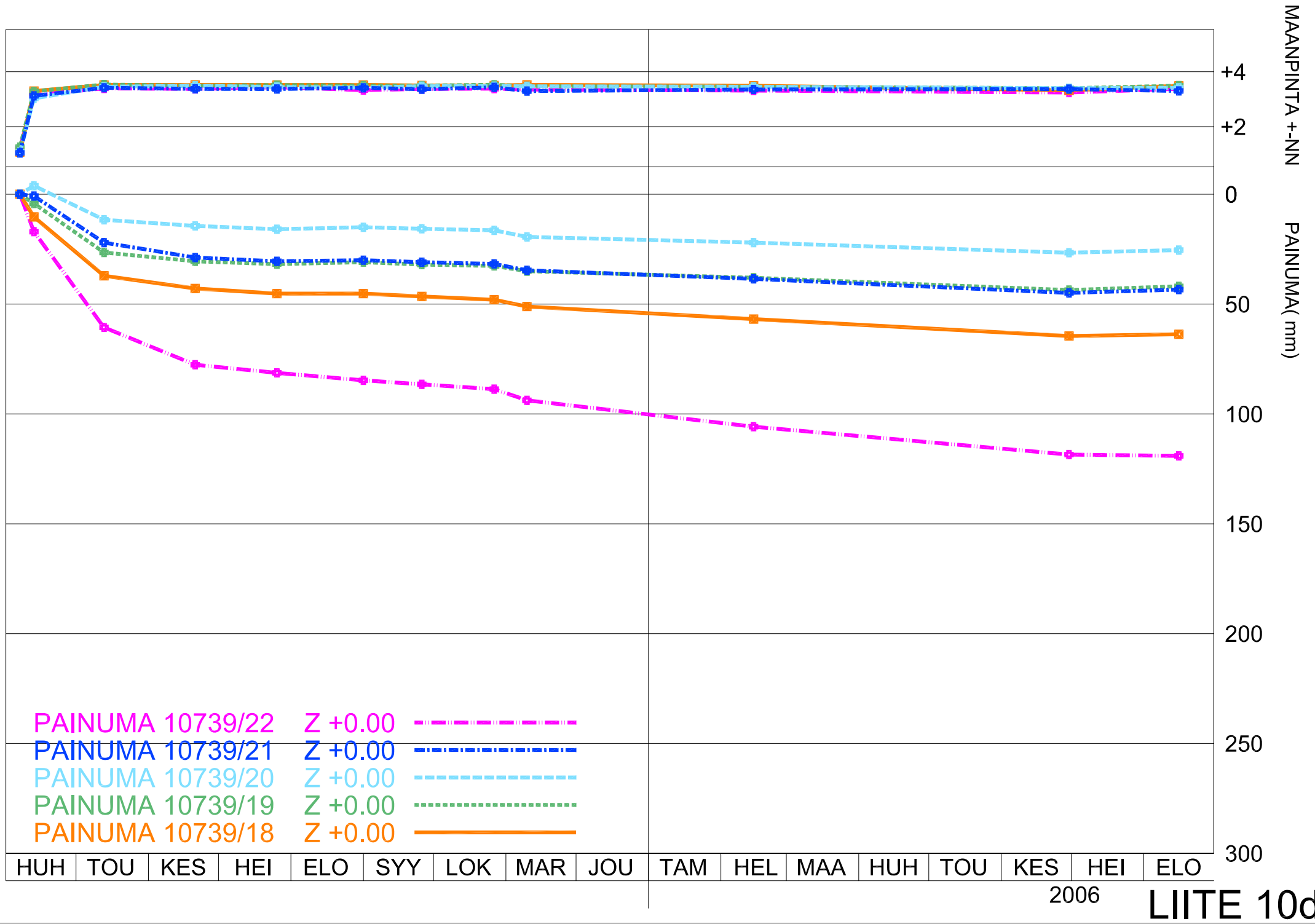
PAINUMAKÄYRÄ

ALUE, JOSSA, PAINUMA
YLI 80 mm

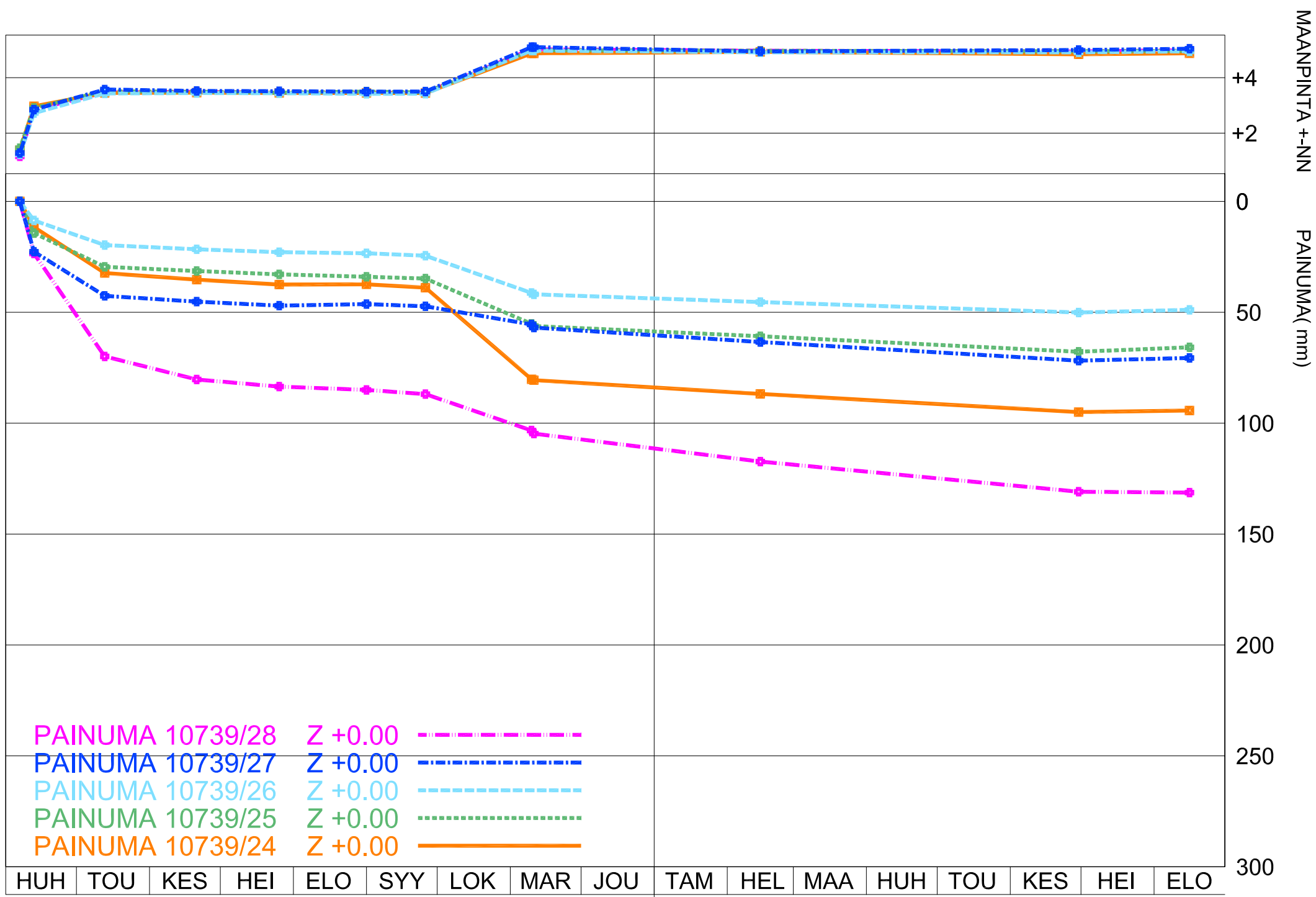






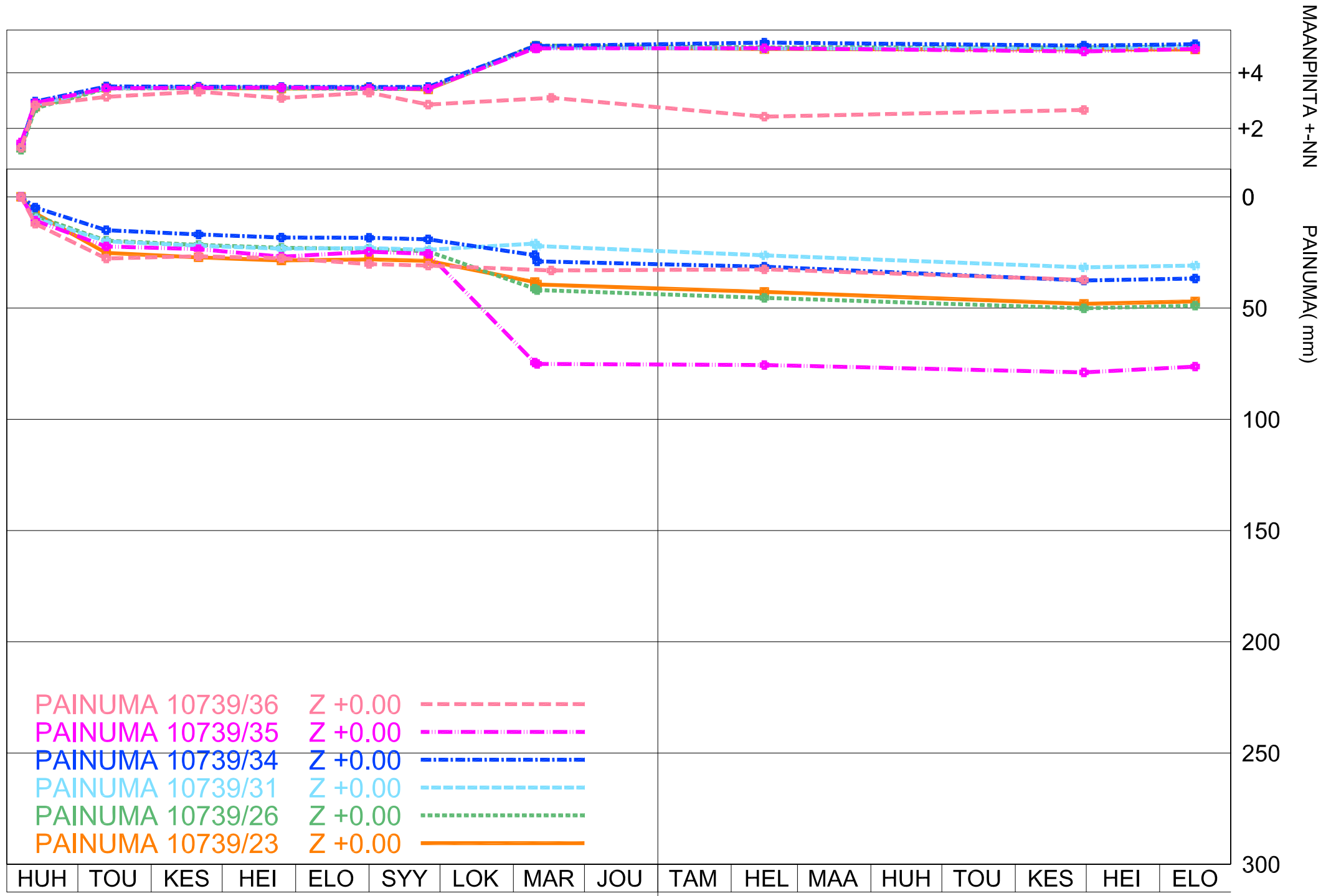


LIITE 10d



2006

LIITE 10e



PAINUMA 10739/36 Z +0.00 - - - - -
 PAINUMA 10739/35 Z +0.00 - · - · - · -
 PAINUMA 10739/34 Z +0.00 - · - - - · -
 PAINUMA 10739/31 Z +0.00 - - - - -
 PAINUMA 10739/26 Z +0.00 · · · · ·
 PAINUMA 10739/23 Z +0.00 ————

