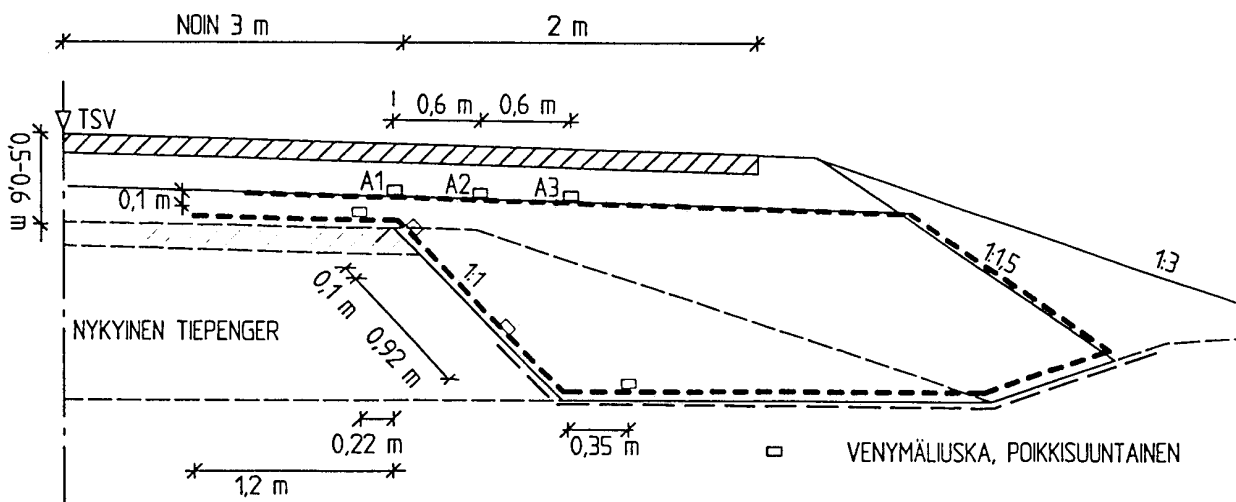


Juha Forsman

# Geovahvistetutkimus

Koerakenteiden loppuraportti 1996...2001

Tiehallinnon selvityksiä 75/2001





Juha Forsman

# **Geovahvistetutkimus**

**Koerakenteiden loppuraportti 1996...2001**

**Tiehallinnon selvityksiä 75/2001**

**Tiehallinto**

Helsinki 2001

ISSN 1457-9871  
ISBN 951-726-833-5  
TIEH 3200721

Edita Oyj  
Helsinki 2001

Julkaisua myy:  
Tiehallinto, julkaisumyynti  
Telefaksi 0204 22 2652  
e-mail [julkaisumyynti@tiehallinto.fi](mailto:julkaisumyynti@tiehallinto.fi)

**Tiehallinto**  
Tie- ja liikennetekniikka  
Opastinsilta 12 A  
PL 33  
00521 HELSINKI  
Puhelinvaihte 0204 22 150

**Juha Forsman: Geovahvistetutkimus, koerakenteiden loppuraportti 1996....2001** [Georeinforcement-project, final report of test structures 1996..2001]. Helsinki 2001, Tiehallinnon selvityksiä 75/2001, 118 s. ISBN 951-726-833-5, ISSN 1457-9871, TIEH 3200721.

**Aiheluokka** 62

**Asiasanat** geovahvisteet, koerakenteet, geotekniset laskelmat

## TIIVISTELMÄ

Geovahvistetutkimus oli rakennuttajien, urakoitsijoiden, teollisuuden, materiaalityöntekijöiden, suunnittelijoiden ja Tekesin rahoittama projekti, jossa selvitettiin synteettisten geovahvisteiden soveltuvuutta, rakenneratkaisuja ja mitoitusmenetelmiä Suomen olosuhteissa. Geovahvisteilla tarkoitetaan tässä maarakenteissa käytettäviä muovipohjaisia vahvistekankaita ja -verkoja.

Geovahvistetutkimus jakaantui kolmeen tutkimusvaiheeseen, joista ensimmäisessä vaiheessa (1990-92) tutkittiin geovahvistemateriaalien ja bitumilla stabiloidun kevytsoran ominaisuuksia sekä tehtiin mitoitusmenetelmiä koskevat kirjallisuustutkimukset ja laboratoriokokeet.

Toisessa vaiheessa (1992-1994) tehtiin maan ja vahvisten välistä kitkaa koskeva kirjallisuusselvitys ja laboratoriokokeet, mallikokeet maatumiksimallissa ja mallikokeiden numeerinen tarkastelu. Lisäksi laadittiin suunnittelu- ja työohjeet "Geovahvisteiden käyttö: Suunnittelu ja rakentaminen 1995" koekäyttöön (TKK:n julkaisusarja). Muutaman vuoden koekäytön jälkeen TKK:n julkaisu päivitettiin 1998 "Synteettiset geovahvisteet – Suunnittelu ja rakentaminen" –ohjeeksi (Rakennustieto).

Kolmannessa vaiheessa (1995-1997) toteutettiin koekohteita, joiden instrumentoinnilla ja seurantamittauksilla tavoiteltiin uutta tietoa mitoitusmenetelmien tarkkuudesta ja vahvisteiden asentamisessa käytetyistä työmenetelmistä. Lisäksi seurattiin ja dokumentoitiin muita instrumentoimattomia geovahvistekohteita.

Kolmen instrumentoidun koerakennuskohteen seurantamittauksia on jatkettu syksyyn 2001 saakka Tielaitoksen (Tiehallinto ja Tielikelaitos) toimesta. Tässä raportissa on esitetty näiden kolmen 1996 rakennetun kohteen rakenteet, instrumentointi, seurantamittaukset, tulosten analysointi ja johtopäätelmät.

Tässä raportoidut koerakennuskohteet ovat:

1. Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä, Hertsby, Sipoo
2. Geovahvistettu tien levennys, Mikonkorpi, Järvenpää
3. Turpeen varainen päällystämätön geovahvistettu tie, Leteensuu, Hattula

Geovahvistehjeissa esitettyjen mitoitusmenetelmien mukaisia laskelmia on verrattu seurantamittauksiin. Vertailun perusteella voidaan havaita, että useimmissa tapauksissa lasketut vahvistevuodot vastaavat kohtalaisen hyvin mitattuja. Yhteenveto ja johtopäätelmät on esitetty yksityiskohtaisemmin koerakennuskohteissa johtopäätelmissä.

**Keywords** geotextiles, geosynthetics test embankment, geotechnical calculations

## **ABSTRACT**

"Georeinforcement research" deals with the applicability, structural solutions and the dimensioning methods of the synthetic georeinforcements. The project is financed by the contractors, builders, industry, designers, importers of geosynthetics and Tekes. In this work georeinforcements mean plastic-based reinforcement textiles or grids that are used in earthworks.

This "Georeinforcement research" was divided to three phases. In the first phase ( 1990-92 ) were researched the properties of georeinforcement materials and the bitumen stabilised light weight clay expanded clay. Also were made laboratory researches and literary researches for the purpose of dimensioning methods.

In the second phase ( 1992-1994 ) were carried out the laboratory tests and literary researches dealing with friction between the soil and the reinforcement. That phase also included practical tests in the soil test pit and the numeric analysis of the test results. Also was made a guide book "The use of Georeinforcement; Design and construction 1995" for the test using. After a few years of testing, the specifications were updated 1998 for the "Synthetic georeinforcements" guide book.

In the third phase ( 1995-1997 ) were carried out the test constructions. By documenting and making follow-up measurements it was tried to get new information from the reliability of the dimensioning methods and the working methods used in the reinforcement construction. Also some other non-instrumented georeinforced working sites were observed and documented.

The follow-up measurements of the three test constructions have been continued until the autumn of 2001 by the Finnish National Road Administration. In this report have been presented structures, instrumenting, follow-up measures, the analysing of the results and the conclusions.

The three test constructions are:

1. Deepstabilised and georeinforced bank in the clay area, Hertsby, Sipoo
2. Georeinforced road widening, Mikonkorpi, Järvenpää
3. Unpaved georeinforced road on peat area, Letteensuo, Hattula

The results of the dimensioning calculations shown in the guide book A comparison between the "Synthetic georeinforcements 1998" –guide book and the results got via follow-up measures is made. According to that comparison can be said that calculated reinforcing forces are in the same level with the measured results. Summaries and conclusions are shown in more detail in the text together with the test constructions.

## ALKUSANAT

Synteettisiä geovahvisteita on käytetty Suomessa 1980-luvun alusta lähtien. Vuonna 1989 käynnistetty geovahvistetutkimus on pyrkinyt kehittämään geovahvisteteknologiaa Suomessa. Oleellisena osana tämän tavoitteen toteuttamista on ollut koerakentaminen projektin kolmannessa vaiheessa. Tässä loppuraportissa on esitelty tutkimusprojektin kolmen instrumentoidun gaoevahvistekoerakenteen rakentamista, seurantamittaustuloksia, tulosten analysointia ja johtopäätelmiä. Tämä loppuraportti ja raportoitujen kohteiden seurantamittaukset 1998...2001 on tehty Tieliikelaitoksen ja Tiehallinnon toimesta. Raportin ovat tehneet DI Juha Forsman ja tekn.yo. Kirsi Koivisto SCC Viatekista. Loppuraportin tarkastajina ovat toimineet DI Pentti Salo Tiehallinnosta ja DI Matti Manelius Tieliikelaitoksesta.

Geovahvistetutkimuksen kustannuksiin ja tutkimuksen suorittamiseen eri vaiheissa ovat osallistuneet: Teknologian kehittämiskeskus TEKES PhD Osmo Koskisto, Tielaitos DI Heikki Suni, DI Aarno Valkeisenmäki, DI Panu Tolla, Rakennushallitus yli-ins. Esko Haukka, Helsingin kaupunki DI Osmo Korhonen, Espoon kaupunki DI Seppo Luostarinen, Turun kaupunki Risto Koivusalo, Optiroc Oy Kari Toikka, Kaitos Oy DI Vesa Tompuri ja DI Anton Palolahti, Tensare Oy Tj Kaj Lindberg, Oy ViaPipe Ab DI Markus Sjöholm, Borealis Polymers Oy DI Olli T. Turunen, Rosenlew Oy DI Marita Herranen, Ahlström Oy ins. Kay Rökman, Lemminkäinen Oy Timo Kohtamäki, VR DI Auli Vanhoja ja DI Jouko Suomalainen. Tutkijoina projektissa toimivat SCC Viatek Oy DI Pentti Lahtinen, DI Harri Tanska ja DI Juha Forsman ja Teknillinen korkeakoulu Prof. Eero Slunga, DI Asko Aalto, DI Pekka Friberg ja DI Henry Gustavsson.

Geovahvistetutkimus kiittää koerakenteiden ja tämän loppuraportin toteutumiseen myötävaikuttaneita henkilöitä, joista erikseen mainittakoon DI Mikko Smura, DI Anssi Honkala, DI Veli-Matti Uotinen, DI Arto Kari, DI Heikki Koski, rak.mest. Kari Virta, rak.mest. Pauli Kiiliäinen ja rak.mest. Harri Lähtinen. Lisäksi halutaan kiittää muita geovahvistekohteiden rakentamisen seuraamisen ja dokumentoinnin mahdollistaneita henkilöitä.

Helsingissä joulukuussa 2001

Tiehallinto  
Tie- ja liikennetekniikka

**Sisältö**

OSA I	SYVÄSTABILOITU GEOVAHVISTETTU PINGER PEHMEIKÖLLÄ, HERTSBY, SIPOO	10
1	JOHDANTO JA YHTEENVETO	10
2	KOHTEEN KUVAUS	11
1.2	Sijainti	11
2.1	Pohjasuhteet	12
2.2	Rakenteet	13
3	KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU	15
3.1	Penkereen mitoitus	15
3.2	Geovahvisteiden mitoitus	15
4	RAKENTAMINEN	16
4.1	Aikataulu	16
4.2	Stabilointi	16
4.3	Vahvistekankaan asentaminen	16
5	INSTRUMENTOINTI	18
5.1	Menetelmät	18
5.2	Painumalevyt	20
5.3	Painumaletkut	21
5.4	Venymäliuskat	21
6	SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET	22
6.1	Painumat	22
6.1.1	Painumalevyt	22
6.1.2	Painumaletkut	22
6.2	Vahvistekankaan venymät ja vahvistevoimat	29
7	MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI	30
7.1	Painumat	30
7.2	Vahvistevoimat	31
7.2.1	Geovahvisteohje	31
7.2.2	Elementtilaskelmat	31
8	JOHTOPÄÄTELMÄT	32
9	KIRJALLISUUTTA (OSA I)	33



OSA II	GEOVAHVISTETTU TIEN LEVENNYS, MIKONKORPI, JÄRVENPÄÄ	36
1	JOHDANTO JA YHTEENVETO	36
2	KOHTEEN KUVAUS	37
2.1	Sijainti	37
2.2	Pohjasuhteet	37
2.3	Koerakenteet	39
3	KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU	41
3.1	Mitoituslaskelmat	41
3.2	Koerakenteiden valinta	42
4	RAKENTAMINEN	43
4.1	Aikataulu	43
4.2	Työjärjestys	43
4.3	Vahvisteverkkojen asennus	44
4.4	Materiaalit	45
5	INSTRUMENTOINTI	49
5.1	Menetelmät	49
5.2	Siirtymänastat	49
5.3	Venymäliuskat	50
5.4	Potentiometrit	51
5.5	Levykuormituskokeet	52
5.6	Pudotuspainokokeet	52
6	SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET	53
6.1	Painumat	53
6.1.1	Asfalttikerroksen pinnan painumat	53
6.1.2	Jakavan kerroksen kokoonpuristuma	54
6.2	Penkereen muodonmuutokset	55
6.2.1	Sivusiirtymät asfalttikerroksen pinnassa	55
6.2.2	Sivusiirtymät jakavan kerroksen yläpinnassa	55
6.3	Kantavuusmittaukset	56
6.3.1	Levykuormituskokeet	56
6.3.2	Pudotuspainokokeet	57
6.4	Vahvisteiden venymät ja vahvistevoimat	58
6.5	Silmämääräiset havainnot	59
7	MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI	62
7.1	Painumat ja sivusiirtymät	62
7.2	Kantavuudet	62
7.3	Vahvisteiden muodonmuutokset ja vahvistevoimat	62
7.4	Lasketut vahvistevoimat	63
7.5	Kustannukset	63

8	JOHTOPÄÄTELMÄT	64
9	KIRJALLISUUTTA (OSA II)	65
OSA III	TURPEEN VARAAN RAKENNETTU PÄÄLLYSTÄMÄTÖN GEOVAHVISTETTU TIE, LETEENSUO, HATTULA	66
1	JOHDANTO JA YHTEENVETO	66
2	KOHTEEN KUVAUS	67
2.1	Sijainti	67
2.2	Pohjasuhteet	67
2.3	koerakenteet	69
3	KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU	71
3.1	Kantavuus	71
3.2	Painuma	71
3.3	Päällysrakenteiden valinta	71
4	RAKENTAMINEN	72
4.1	Aikataulu	72
4.2	Koerakenteiden rakentaminen	72
4.2.1	1. Vertailurakenne	72
4.2.2	Geoselli	73
4.2.3	2 × vahviste + leca -rakenne	75
4.2.4	2. Vertailurakenne	76
4.3	Materiaalit	76
4.3.1	Murske ja kevytsorat	76
4.3.2	Vahvisteverkot	77
5	INSTRUMENTOINTI	79
5.1	Menetelmät	79
5.2	Haitariletikumittarit	79
5.3	Painumaletkut	81
5.4	Painumalevyt	81
5.5	Potentiometrit (siirtymäanturit)	82
5.6	Venymäliuskat	82
5.7	Levykuormituskokeet	82
5.8	Pudotuspainokokeet	83
5.9	Maatutkaluotaukset	83
6	SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET	84
6.1	Kokonaispainumat	84
6.2	Pohjamaan painumat kerroksittain	84
6.3	Poikkileikkausten painumat	86
6.4	Rakennepaksuudet	86
6.5	Kantavuusmittaukset	95

---

6.5.1	Levykuormituskokeet	95
6.5.2	Pudotuspainokokeet	96
6.6	Vahvisteiden venymät ja vahvistevoimat	96
6.7	Vaakasiirtymät	99
6.8	Tien pinnan vaaitukset	99
6.9	Silmämääräiset havainnot	100
7	MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI	102
7.1	Painumat	102
7.2	Vahvistevoimat	102
7.3	Kantavuuksien takaisinlaskennat	103
7.3.1	Tavoitteet ja menetelmät	103
7.3.2	Takaisinlaskennat Odemarkin menetelmällä	103
7.3.3	Takaisinlaskennat analyyttisellä menetelmällä	103
7.3.4	Takaisinlaskettujen moduulien yhteenveto	106
7.4	Elementtilaskelmat	106
7.5	Vahvistetun rakenteen mitoitusmenetelmien soveltuvuus	109
7.5.1	Giroud & Noiray:n ja Oxfordin menetelmät	109
7.5.2	Analyyttinen mitoitus	109
7.5.3	Elementtimenetelmä	109
7.6	Kustannukset	110
7.7	Rakenteiden vertailu	110
8	JOHTOPÄÄTELMÄT	112
9	KIRJALLISUUTTA (OSA III)	113
10	GEOVAHVISTETUTKIMUKSEN RAPORTTEJA, ARTIKKELEITA JA JULKAISUJA	114

---

## OSA I

# SYVÄSTABILOITU GEOVAHVISTETTU PINGER PEHMEIKÖLLÄ, HERTSBY, SIPOO

## 1 JOHDANTO JA YHTEENVETO

Koerakennuskohde toteutettiin Sipoossa Hertsbyssä, jossa paikallistie kulkee Sipoojoen yli. Joen yli rakennettiin silta, jonka tulopenkereet rakennettiin pilaristabiloinnin varaan 1996...1997. Kohteessa käytettiin vahvistekangasta penkereen alaosassa varmistamaan penkereen holvautumista pilareille.

Syvästabiloitujen pilareiden lujuudet ovat 90-luvulla kasvaneet. Matalien penkereiden tapauksissa lujien pilareiden täyden lujuuskapasiteetin hyödyntäminen johtaa pingerkorkeutta suurempaan pilariväliin, jolloin pilareiden kapasiteettiä ei pystyvä hyödyntämään optimaalisesti penkereen riittämättömän pilareille holvaantumisen takia. Vähän tutkittu mahdollisuus on kasvat-  
taa pilariväliä käyttämällä geovahvisteita holvaantumisen varmistamisessa.

Hertsbyn koerakennuskohteessa tutkimus keskittyi vahvistekankaaseen kehittyvien muodonmuutosten ja pilareiden sekä pilarien välissä tapahtuvien pystysiirtymien tutkimiseen. Tutkimus toteutettiin liimaamalla vahvistekankaaseen venymäliuskoja ja mittaamalla penkereeseen asennettuja painumalevyjä ja -letkuja. Vahvistekangas levitettiin pilareiden päälle tehdylle 0,3 m hiekkakerrokselle. Kankaan päälle rakennettiin 1,25 m murskekerros, 0,25 m kantava kerros ja asfalttikerros.

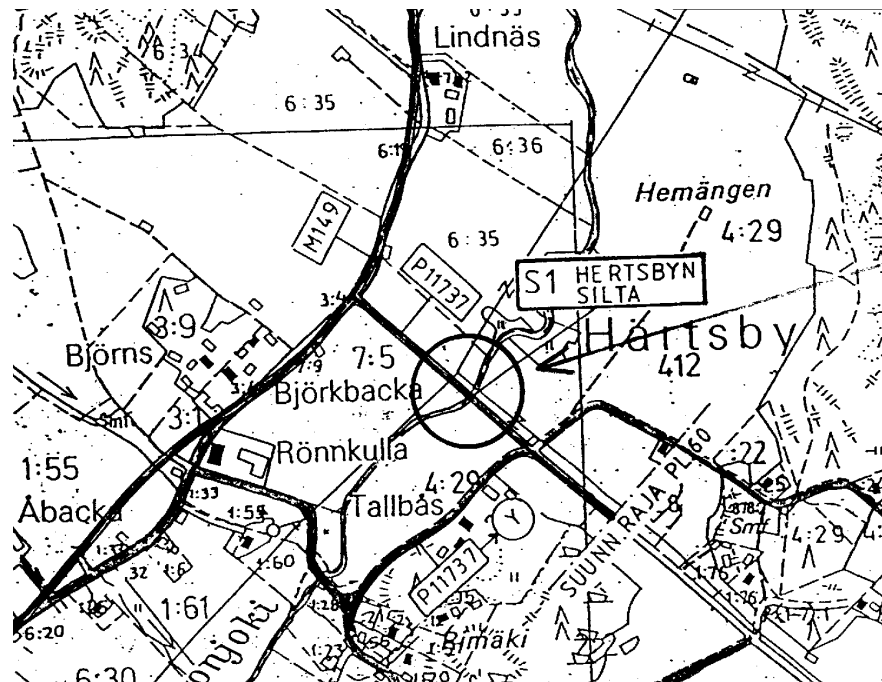
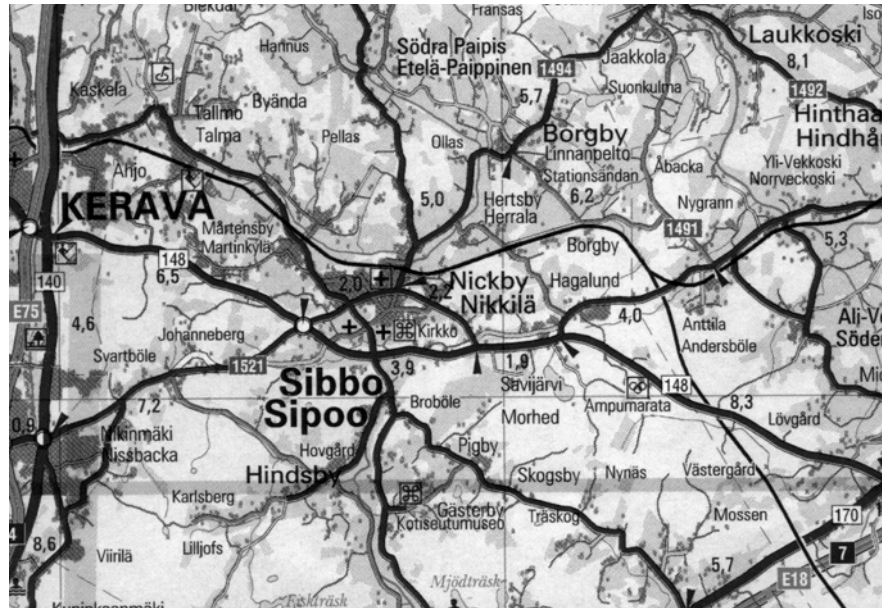
Vahvistekankaaseen on kehittynyt enimmillään noin 1,3 % muodonmuutoksia tien poikkisuunnassa. Mitattu muodonmuutos vastaa noin 24 kN/m vahvisteväimä vahvistekankaassa, jonka nimellislujuus on 200 kN/m. Suurimmat havaitut kokonaispainumat ovat 100...120 mm ja rakentamisen jälkeiset painumat 30...40 mm. Suurimmat painumaerot pilareiden ja pilarivälien kohdalla ovat suuruusluokkaa 20...30 mm.

Vahvisteväimä vastaa hyvin geovahvisteohjeen [1998] mitoitusmenetelmällä saatavia vahvisteväimä. Ennen rakentamista tehtyjen elementtilaskelmien (Plaxis) tuloksia havainnot vastaavat huonommin. Kohteen painumat ovat odotettua suuremmat, mutta painumien suuruudella ei ole käytännössä juurikaan merkitystä, koska ne ovat pääasiassa tapahtuneet ennen tien päällystystä.

## 2 KOHTEEN KUVAUS

### 1.2 Sijainti

Hertsbyn paikallistien (11737) oikaisu kulkee kohtisuorassa Sipoonjoen uoman yli paalulla 365 (sijainti kuvassa 2.1).



Kuva 2.1 Hertsby. Koerakenteen sijainti.

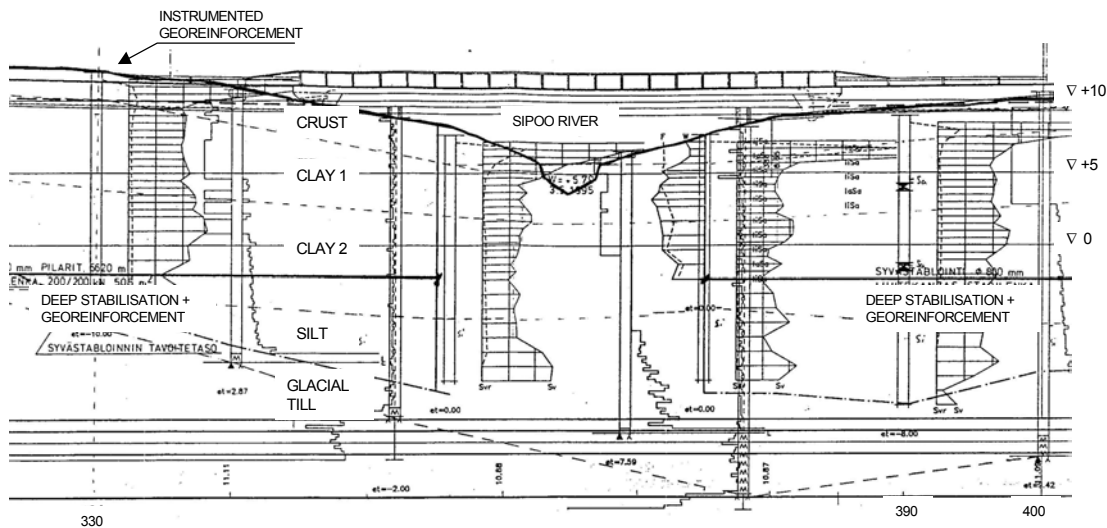
## 2.1 Pohjasuhteet

Sipoojoen uoman pohja on tasolla +3,8 metriä ja paikallisten oikaisun alueella maanpinta on korkeimmillaan tasolla noin +14 (kuva 2.2).

Jokilaakson maaperässä on pehmeää savea noin 10...14 metrin kerros, jonka alla on silttiä noin 0...6 m kerros. Kuivakuorikerroksen paksuus on noin 1...1,5 m. Jokuoman luiskien vakavuus ennen rakentamista on varsin heikko ja luiska onkin sortunut mm. tulevan sillan vierestä.

Savikerrosten vesipitoisuus vaihtelee siten, että pinnassa vesipitoisuus on lähellä 100 % ja vähenee syvemmällä lähelle 50 %. Savi on erittäin plastista ( $I_p=55-62$  %) ja vesipitoisuudet ovat lähellä juoksurajaa. Siipikairausten perusteella savi on pääosin pehmeää savea, jonka suljettu leikkauslujuus on heikoimmillaan noin 10 kPa uoman kohdalla, kuivakuorikerroksen alapuolella 2-14 m syvyydessä. Uomasta poispäin siirryttäessä leikkauslujuus kasvaa ollen noin 20 kPa. Pohjavesi on noin metrin syvyydellä maan pinnasta. Maapohjassa ei ole huokosveden ylipainetta [Honkala ja Smura 1995].

TKK:illa on paalulta 390 tehty suljetut kolmiaksaalikoesarjat tasoilta +4...+5 m ja -1...-2 m sekä molemmilta tasoilta yksi avoin koe. Edellä mainittujen syvyyksien lisäksi on tasolta -6...-7 m tehty jatkuvapuristeisia ja portaitaisia ödometrikokeita sekä luokituskoeteita [Lojander & Forsman 1995]. Yhteenvedo indeksikoetuloksista on esitetty taulukossa 2.1 ja yhteenvedo kolmiakselikoeteiden tuloksista on esitetty taulukossa 2.2.



Kuva 2.2 Hertsby. Pohjasuhteet Sipoojoen ylittävän sillan ja sillan tulopenkeiden kohdalla. Kairaus ja laboratoriotutkimustulokset, syvästabiloidut ja geovahvistetut alueet sekä instrumentoinnin sijainti.

Taulukko 2.1 Hertsby. Maanäytteiden indeksiominaisuudet.

Syvyys [m]	4,8-5,6	10,5-11,3	15,9-16,3
maalaji	lihava savi	lihava savi	siltti
humuspitoisuus [%]	0,8	0	0,7
tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]	14,6-15,0	14,9-16,6	18,1-18,3
vesipitoisuus [%]	80-91	58-85	31-41
juoksuraja [%]	91	84	31
suljettu leikkauslujuus [kPa]	6,5-16,1	8,7-15,2	13,9

Taulukko 2.2 Hertsby. Maanäytteiden tehokkaat muodonmuutos- ja leikkauslujuusominaisuudet kolmiakσιαalikokeilla määritettynä.

Syvyys [m]	E <sub>d</sub> [kPa]	v <sub>d</sub>	E <sub>u</sub> [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]
4,9-5,7	300	0,1	3...6 000	13	8
10,6-11,2	600	0,2	4...8 000	13	8

## 2.2 Rakenteet

Uudenmaan tiepiirin suunnitelman mukaisesti tielinjan kohdalle tehtiin ensin kevennysleikkaus, jonka syvyys oli enimmillään noin 2...3 m paaluvälillä 310...345 ja noin 0...2 m paaluvälillä 385...420. Leikkaukseen ajettiin 0,3 metrin työkerros hiekasta, jonka päältä pilaristabilointi tehtiin (kuva 2.3). Pilaroinnin jälkeen hiekkakerros vaihdettiin, jotta polyesterivahvistekangas ei olisi ollut suoraan hiekkakerrosta vasten, johon oli sekoittunut stabiloinnissa käytettyä emäksistä sideainetta.

Pilarointi toteutettiin tien pituussuuntaisin lamellein ja näiden väliin tulevin yksittäisin pilarein. Pilareiden halkaisija on 0,8 m ja k/k-väli 0,7 m lamellien suunnassa. Yksittäisten pilareiden k/k-väli on 1,4 m. Lamellien välinen etäisyys on 2,8 m ja yksittäiset pilarit ovat tämän välin keskellä.

Pilaroinnissa käytettiin sideainetta Lohjamix V15 130 kg/m<sup>3</sup> ja pilareiden tavoiteleikkauslujuutena oli 150 kPa. Työkerroksen päälle asennettiin Stabilenka 200/200 -vahvistekangas, jonka päälle ajettiin rakennekerrokset.

Instrumentoitavan poikkileikkauksen valitseminen ei ollut ongelmatonta, koska paaluvälillä 310...345 poistettavien savikerrosten paino on suurempi kuin rakennettavan penkereen paksuus, jolloin penkereestä aiheutuva jännitys maapohjassa jää konsolidaatiojännitystä pienemmäksi eli kyseessä on toistokuormitus. Toisella puolella siltaa paaluvälillä 385...420 jää suurimmalla osalla kuivakuorikerros poistamatta, jolloin vahvisteen merkitys penkereen holvautumisen kannalta vähenee. Elementtilaskelmilla tarkasteltavaksi poikkileikkaukseksi valittiin pl 330 ja instrumentit asennettiin paaluvälille 326...336.





### 3 KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU

#### 3.1 Penkereen mitoitus

Kohteen mitoituksen on tehnyt Uudenmaan tiepiiri [Honkala & Smura 1995]. Sipoonjoen uoman vakavuudet ovat alhaisia, minkä osoittaa siltapaikan lähellä tapahtuneet sortumat. Työn aikaisen varmuuden alhaisuuden <1,3 takia kohteen pohjanvahvistusten tekoon, työjärjestykseen ja työnaikaiseen tarkkailuun sekä valvontaan kiinnitettiin erityistä huomiota. Työnaikaisia sivusiirtymiä mitattiin 4 inklinometriputkella ja huokospaineita mitattiin 6 huokospainekärjellä. Honkala [1996] on raportoinut työn aikaiset havainnot erikseen yksityiskohtaisesti. Koska lyöntipaaluksen käyttäminen olisi todennäköisesti aiheuttanut pohjamaan lujuuden menetyksen ja sortuman, tehtiin tulopenkereiden pohjanvahvistus pilaristabilointimenetelmällä.

Geovahvistetutkimuksen koerakentamisvaiheen aikana infrarakentaminen oli Suomessa vähäistä ja optimaalisten koerakennuskohteiden löytäminen vaikeaa. Geovahvisteella lujtetun penkereen holvautumisen tutkiminen olisi mielekkäintä mahdollisimman ohuella penkereellä lujien pilareiden päällä. Koska tällaista kohdetta ei tuolloin ollut tarjolla, päätettiin geovahvistekoerakenne toteuttaa Hertsbyn kohteeseen. Kohteen koerakenteiden toteutuksen ja suunnittelun periaatteena oli se, että geovahvistetutkimus osallistuu kohteen instrumentointiin, mutta ei puutu kohteen rakenneratkaisuihin. Periaatteesta poikettiin ainoastaan geovahvisteiden alapuolisen hiekkakerroksen paksuuden kohdalla: kerroksen paksuudeksi oli suunniteltu 0,5 m, mutta tämä pienennettiin 0,3 metriin.

#### 3.2 Geovahvisteiden mitoitus

Pilaroinnin yläpuolisen penkereen holvautumisen varmistamiseksi asennettiin lujuudeltaan 200/200 kN/m vahvistekangas. Tielaitoksen stabilointikohteissa, joissa vahvistekankaita on käytetty, on kankaan lujuus yleensä ollut 200/200 kN/m. Kangas levitettiin pääkäyttösuuntaansa tien poikkisuuntaan ja saumattiin ompelemalla. Geovahvisteohjeessa [Aalto et al. 1998] esitetyllä mitoitusmenetelmällä saadaan 200 kN/m vahvistekankaan mitoituslujuudeksi 28 kN/m, kun otetaan huomioon liikennekuorma ja penkereen sivujen vakavuus. Valitsemalla mitoitusikäksi 60 v. ja käyttämällä oheisia varmuuskertoimia saadaan vahvisteelta vaadittavaksi ominaislujuudeksi 120 kN/m.

- polymeerityypistä riippuva korjauserroin,  $k = 0,43$  (polyesteri)
- materiaaliominaisuuksien ja ekstrapoloinnin osavarmuusluku,  $\gamma_{m1} = 1,3$
- rakennusaikaisen vaurioitumisen osavarmuusluku,  $\gamma_{m2} = 1,4$
- ympäristötekijöiden osavarmuusluku,  $\gamma_{m3} = 1,0$

## 4 RAKENTAMINEN

### 4.1 Aikataulu

Kohteen rakentaminen tapahtui vuosien 1996...97 aikana: stabilointi keväällä 1996, vahvistekankaan asennus 10/96, penkereen rakentaminen 1/97, sillan ja kantavan kerroksen rakentaminen syksyllä 97, päällystäminen ja liikenteelle avaaminen 11...12/97. Kohteella ei ollut kiirettä ja rakentaminen tapahtui Tielaitoksen omalla "täytetyönä" eli kohdetta rakennettiin, kun muilta työmailta vapautui koneita ja miehiä.



Kuva 4.1 Hertsby. Geovahvistusten asentaminen. Kuva otettu 24.10.1996 kasvavan paalulukeman suuntaan, Sipoonjoki kuorma-auton takana.

### 4.2 Stabilointi

Stabilointiurakoitsijana kohteessa oli Sillanpää Oy. Pilaroiden laadunvalvonta toteutettiin CPTU- ja puristin-heijarikairauksilla. Valvontakairausten perusteella mitoituslujuus pääsääntöisesti ylitettiin – vain noin 10 % osuudella kairauksista havaittiin lujuuden olevan 70...90 % mitoituslujuudesta. Valvontakairaustulokset on Honkala [1996] raportoinut yksityiskohtaisesti.

### 4.3 Vahvistekankaan asentaminen

Vahvistekangas Stabilenka 200/200 levitettiin ja ommeltiin 24.-25.10.1996 tasatulle hiekka-kerrokselle (kuva 4.1). Kankaan levittäminen tehtiin kaivukoneen kauhasta riippuvan asennuspuomin avulla tien poikkisuuntaisesti. Kankaat ompeli Taretek Oy kiinni toisiinsa käsiompelukoneella.

Vahvistekankaan lyhytaikainen vetolujuus ja murtovenymä määritettiin TKK:n pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa standardin ISO 10319 mukaisesti [Forsman 1993]. Määritetyt vahvisteiden vetolujuudet ja jäykkyyssmoduulit eri muodonmuutosväleillä on esitetty taulukossa 4.1.

Vahvistekangasta Stablenka 200/200 valmistaa Huesker synthetic GmbH&Co. Kangas on valmistettu Diolen 164S-polyesterikuidusta (PET) kone ja poikkisuunnassa. Kangas on kudottu niisikudoksena eli palttinana. Kankaan massa on 450 g/m<sup>2</sup> (Huesker Synthetic 1992).

*Taulukko 4.1 Hertsby. Vahvistekankaan Stablenka 200/200 valmistajan ilmoittama ominaislujuus ja TKK:illa määritetyt lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (ISO 10319).*

Ominaislujuus * kone- / poikkis.	Murtolujuus konesuunta	Murtomu- donmuutos	Moduuli muodonmuutoksella	
			$\Delta\varepsilon = 0...2 \%$	$\Delta\varepsilon = 0...6 \%$
200 / 200 kN/m	212 kN/m	9,9 %	1790 kN/m	2120 kN/m

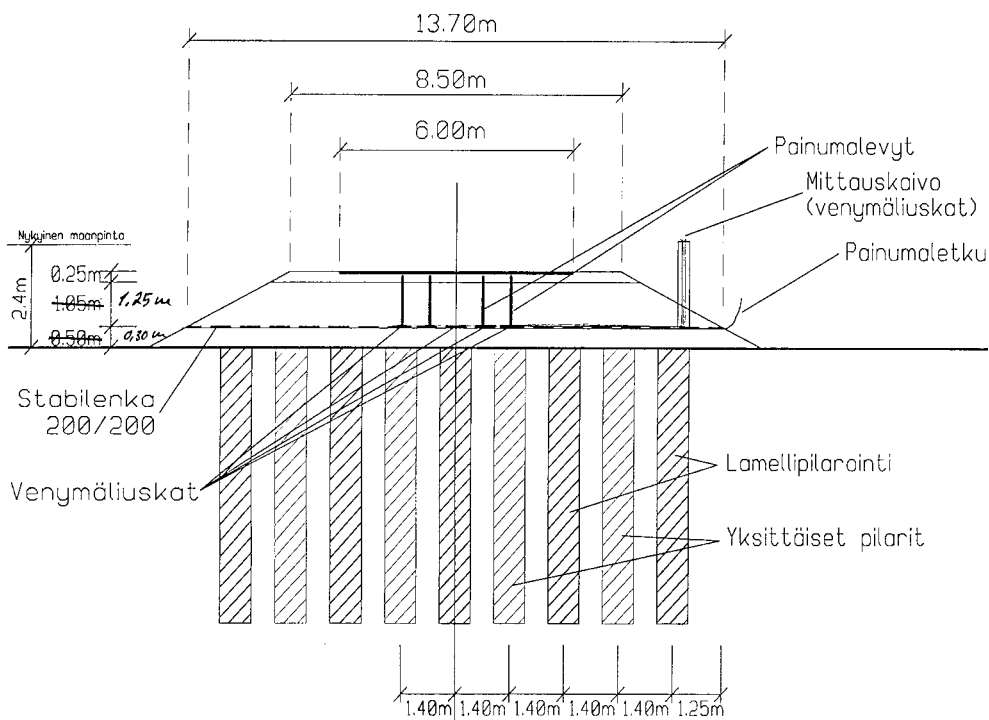
\* tehtaan ilmoittama lujuus

## 5 INSTRUMENTOINTI

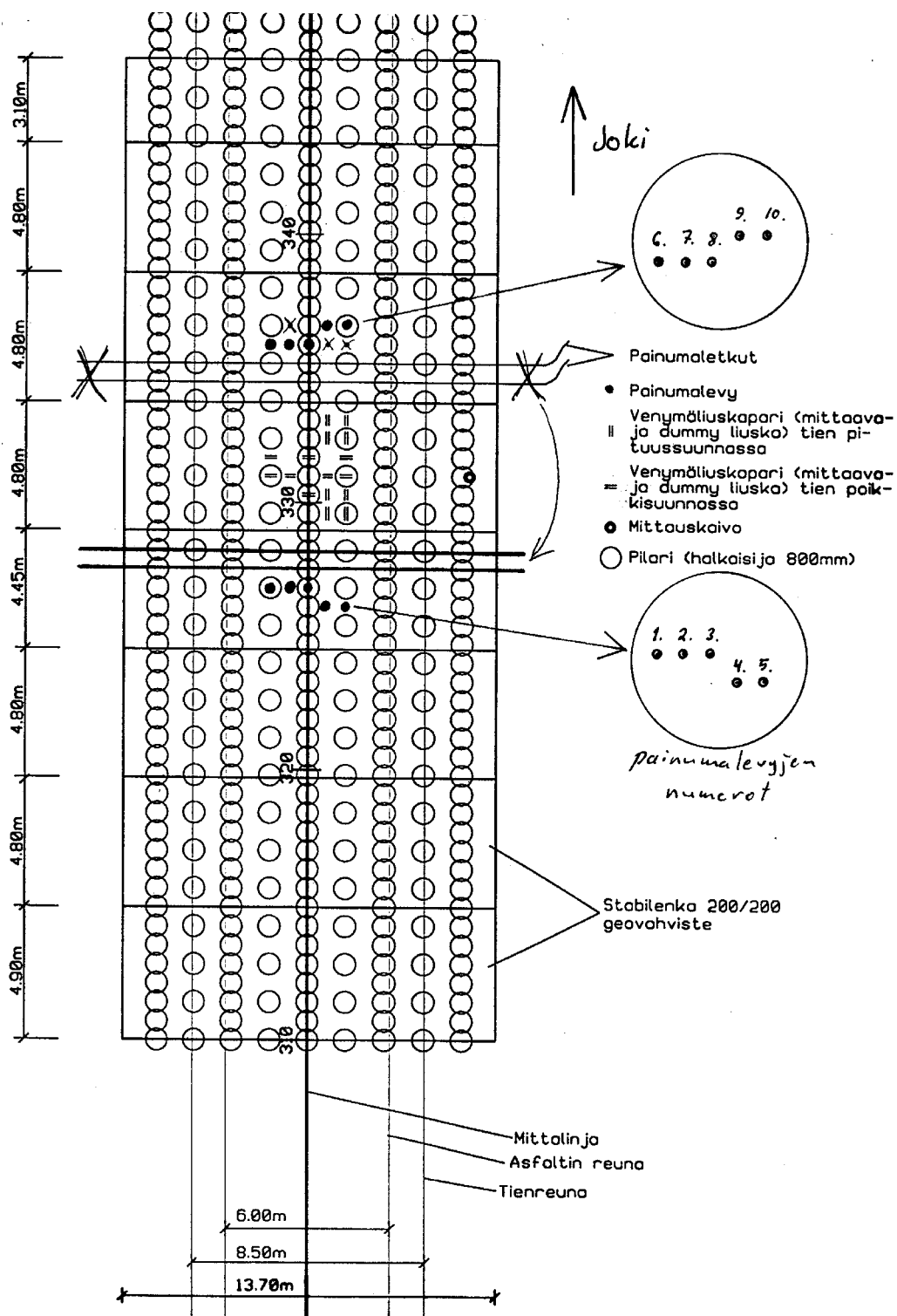
### 5.1 Menetelmät

Koerakenteeseen asennettiin mekaanisia ja sähköisiä mittauslaitteita, joilla mitattiin penkereen alaosan pystysyirtymiä ja vahviteen muodonmuutoksia.

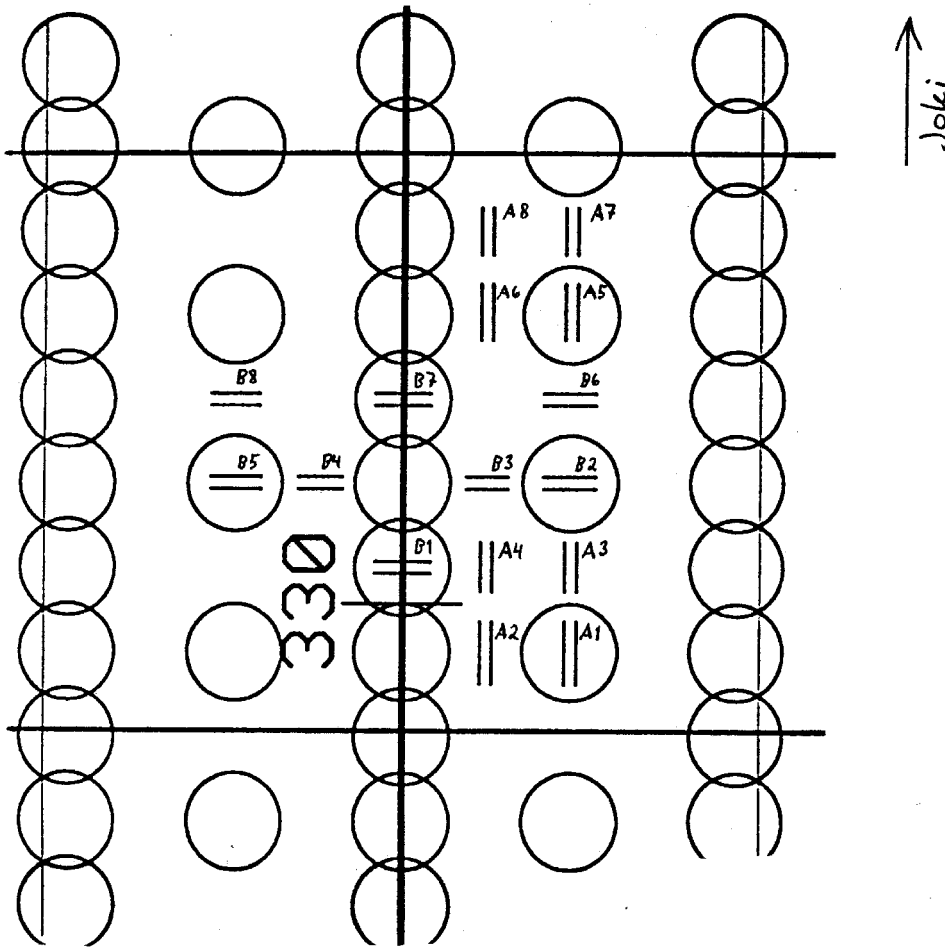
Painumalevyjen (10 kpl) ja painumaletkujen (2 kpl) asentamisen ja mittaukset teki Uudenmaan tiepiiri. Venymäliuskoilla (18 kpl) instrumentoidun vahvistekankaan asentamisen ja mittaukset teki Geovahvistetutkimus. Periaatekuvat koerakenteen instrumentoinnista on esitetty kuvissa 5.1, 5.2 ja 5.3.



Kuva 5.1 Hertsby, plv 327...336. Instrumentoinnin periaatekuva.



Kuva 5.2 Hertsby. Instrumenttien sijainnit, kartta.



|| Venymäliuska tien  
pituussuunnassa

= Venymäliuska tien  
poikkisuunnassa

○ Mittauskaivo

○ Pilari (halkaisija 800mm)

Kuva 5.3 Hertsby. Venymäliuskojen numerot ja sijainti.

## 5.2 Painumalevyt

Penkereen painumien mittaamiseksi asennettiin painumalevyjä vahvistekankaan päälle kuvien 5.1 ja 5.2 periaatteiden mukaisesti paaluille 326.1, 326.8, 335.9 ja 336.6. Levyjä asennettiin kuvan 5.2 mukaisesti siten, että levyjä oli yksittäisten pilareiden (levyt 1 ja 10) ja lamellien kohdalla (levyt 3 ja 8) sekä pilareiden ja lamellien välissä (levyt 2, 4, 5, 6, 7 ja 9). Kohdetta asfaltoitaessa, ei levyjen kohdalle asennettu kansia, joten niiden mittaaminen ei ole ollut mahdollista 11...12/97 jälkeen.

### 5.3 Painumaletkut

Penkereen painumaa mitattiin painumaletkuilla. Hiekkakerroksen pintaan vahvistekankaan alle asennettiin muoviputket (NP 10, du 63 mm) kuvien 5.1 ja 5.2 mukaisesti. Mittaus tapahtui tiepiirin mittauslaitteella, jossa mittaus perustuu hydrostaattisen paineen vaihteluihin. Mittarin lukematarkeus on periaatteessa  $\pm 1$  mm, mutta käytännössä  $\pm 10$  mm lienee oikeampi. Painumaletkut asennettiin paaluille 327,5 ja 328,2 siten, että paalulle 327,5 asennettu letku on yksittäisten pilareiden välissä ja paalulle 328,2 asennettu letku on yksittäisten pilareiden päällä.

### 5.4 Venymäliuskat

Penkereeseen asennetun vahvistekankaan suuntaisten muodonmuutosten mittaamiseksi liimattiin vahvistekankaaseen venymäliuskoja. Venymäliuskoilla instrumentoitu vahvistekangas asennettiin paaluvälille 330...333. Mitattavia venymäliuskoja asennettiin 9 kpl tien suuntaisesti ja 9 kpl tien poikisuuntaisesti kuvan 5.3 mukaisesti. Näiden lisäksi asennettiin 2 kpl pieniin vahvistekankaan palasiin liimattuja liuskoja, jotka toimivat eräänlaisina kontrolliliuskoina, joihin ei muodostu vahvistevaimia ja venymiä.

Venymäliuskojen liimauksen, suojauksen ja johdotuksen teki Akzo Nobel. Asennettujen venymäliuskojen valmistaja on Measurement Group, INC. Kaitos Oy toimitti instrumentoidun vahvistekankaan suoraan työmaalle. Liuskojen mittaaminen tapahtuu erityisellä Akzo Nobelin toimittamalla mittalaitteella, jolla saadaan venymät suoraan prosentteina. Venymäliuskojen johdot vedettiin mittaustolppaan (mallia autonlämmittimen sähkötolppa). Instrumentoitu kangas ommeltiin kiinni viereisiin kankaisiin. Venymäliuskojen kohdalle asennettiin noin 0,2 m hiekkakerros ennen murskekerroksen rakentamista.

Vahvistekankaan palasiin liimattuja venymäliuskoja oli yhteensä 4 kpl, joista 2 asennettiin penkereeseen ja kaksi koestettiin standardivetokokeella TTK:lla liuskojen mittaustarkkuuden testaamiseksi. Kokeissa venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset vastasivat erittäin hyvin koelaitteiston LVDT-mittarilla mitattuja muodonmuutoksia eli venymäliuskoja voidaan pitää luotettavina. Viatak [1997] on raportoinut kokeiden suorituksen yksityiskohtaisesti.

## 6 SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET

### 6.1 Painumat

#### 6.1.1 Painumalevyt

Penkereen painumia seurattiin vaaitsemalla painumalevyjä 8.1...29.8.1997 (kuva 6.1). Painumalevyt jäivät kantavan kerroksen ja asfaltin alle 11...12/97, joten mittauksia ei ole voitu jatkaa. Painumalevyt on asennettu 2 k/k 0,3 m hiekkakerroksen rakentamisen jälkeen. Joidenkin painumalevyjen ensimmäisissä vaaituksissa on ilmeisesti tapahtunut virheitä, joten näiden painumalevyjen nollakohtaa on muutettu myöhäisemmäksi (levyt 1, 6, 7 ja 8). Tästä syystä osaan havainnoista on syytä suhtautua varauksella.

Kuvassa 6.2 on esitetty painumalevyjen havaitut painumat poikkileikkauksittain. Painumaerot pilareiden kohdalla ja pilareiden välissä vaihtelevat välillä 3...13 mm poikkileikkauksessa 326 ja välillä 10...18 mm poikkileikkauksessa 335,5.

#### 6.1.2 Painumaletkut

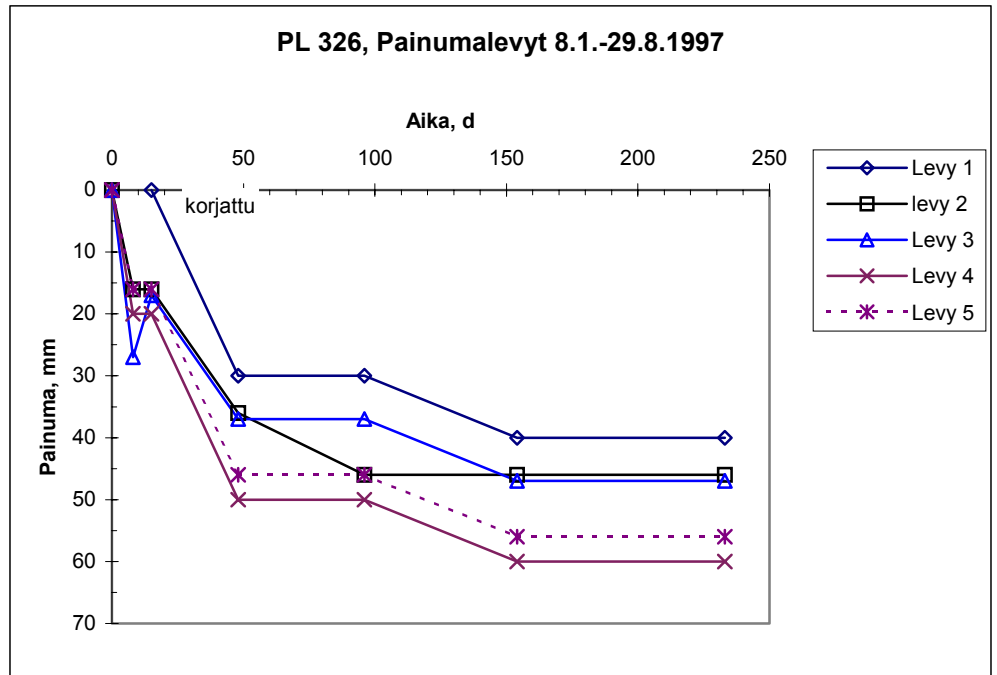
Penkereen painumia on seurattu mittaamalla letkupainumamittarilla hiekkakerroksen pintaan vahvistekankaan alle asennettuja painumaletkuja. Painumat 11/96...8/01 penkereen keskilinjan kohdalla ja 1 m keskilinjan molemmilta puolilta on esitetty kuvassa 6.3. Painumaletkut on asennettu 10/96. Painumaletkulla (pl 327,5 pilareiden välissä ja 328,2 pilareiden kohdalla) mitatut keskilinjan painumat ovat 100...120 mm.

Painumaprofiilissa painumat vaihtelevat epäsäännöllisesti. Noin 1...2 m vasemmalle tien keskilinjalta ovat painumat suurimmillaan ja 2...3 m keskilinjalta oikealle ovat painumat pienimmillään. Painumaerot aiheutunevat paikallisista eroista pilareiden jäykkyyksissä. Mahdollisesti painumaletkujen ja geovahvisteen yläpuolisen penkereen rakentaminen on aiheuttanut epätaisaista välitöntä painumaa.

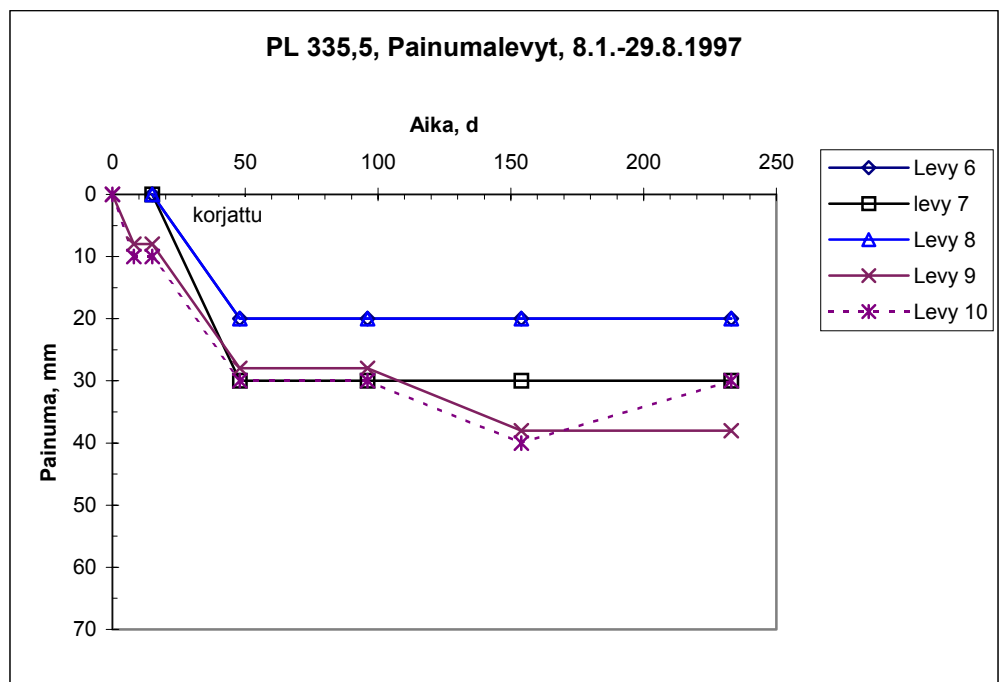
Painumaletkulla, joka asennettiin yksittäisten pilareiden kohdalle, mitattu painumaero pilariseinämien ja seinämien välillä yksittäisen pilarin kohdalla on 6...28 mm (keskimäärin 11 mm, kuva 6.4a). Painumaletkulla, joka asennettiin yksittäisten pilareiden väliin, mitattu painumaero on 2...26 mm (keskimäärin 14 mm, kuva 6.4b). Yksittäiset seinämien väliset pilarit ovat vähentäneet hieman painumaeroa seinämien ja seinäväliden kohdalla, mutta ero ei ole erityisen suuri ( $\Delta s_{1ka} = 11 \text{ mm} \Leftrightarrow \Delta s_{2ka} = 14 \text{ mm}$ ). Painumaero seinämien ja seinämäväliden kohdalla näyttäisi pysyneen lähes vakiona viimeisimpien mittausvuosien aikana.



a)

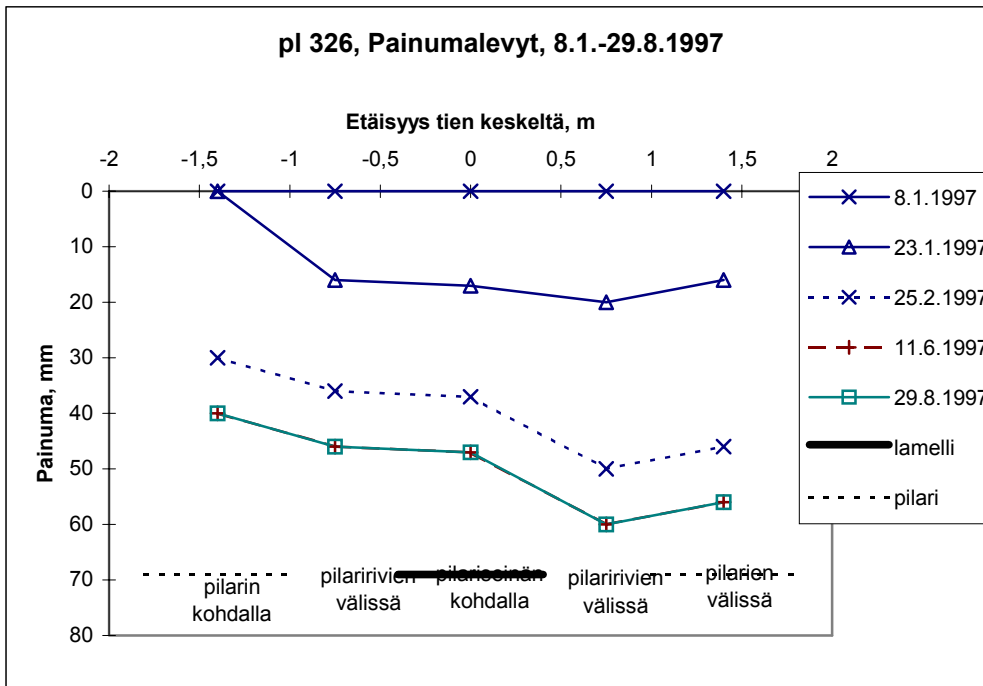


b)

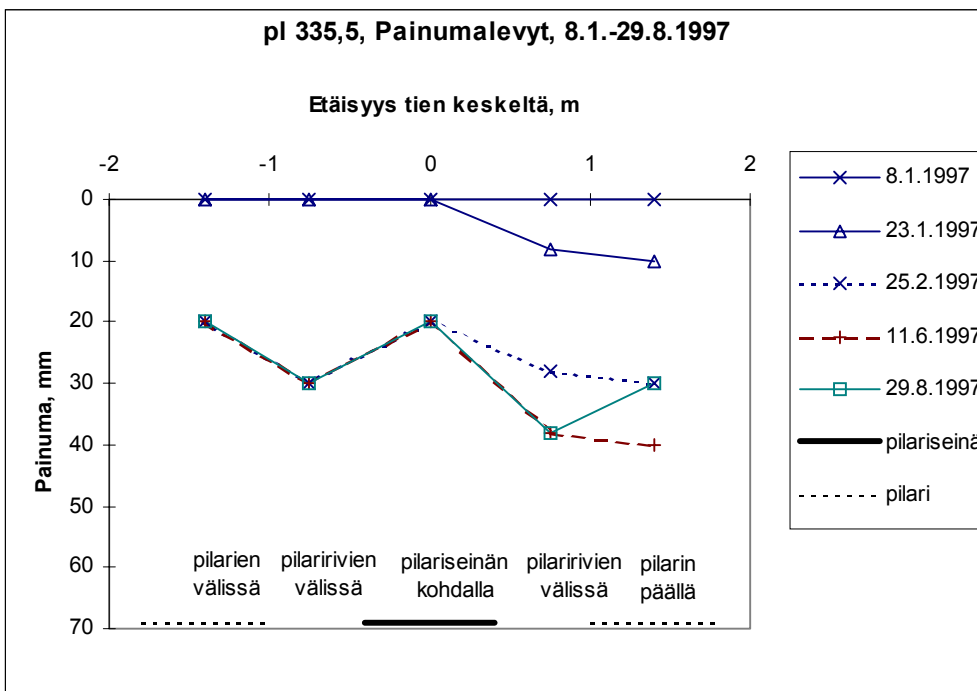


Kuva 6.1 Hertsby. Painumalevyjen mitatut aika-painumakuvaajat 1/97-8/97. a) pl 326,1 ja 326,8. b) pl 335,9 ja 336,6. Levyt 1 ja 10 ovat yksittäisten pilareiden kohdalla ja levyt 3 ja 8 lamellin kohdalla sekä levyt 2, 4, 5, 6, 7 ja 9 pilareiden ja lamellin välissä.

a)

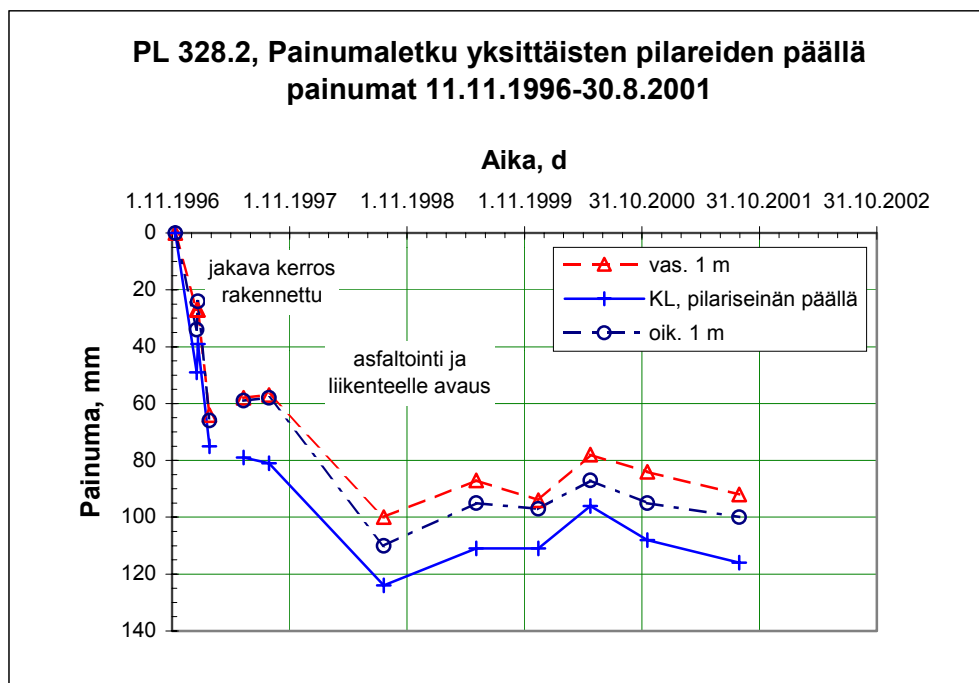


b)

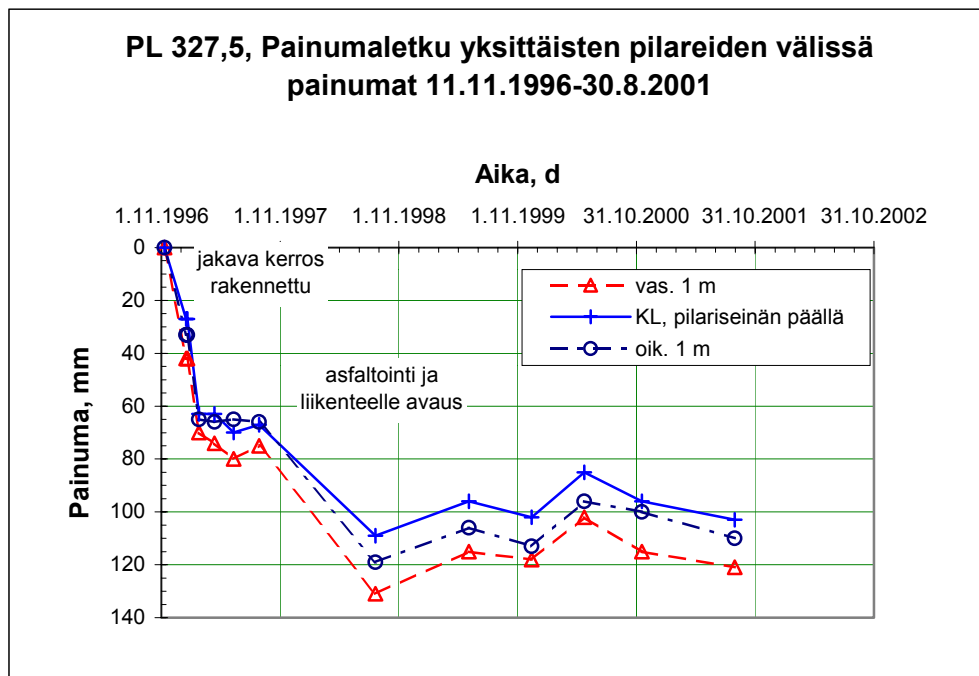


Kuva 6.2 Sipoo, Hertsby. Painumalevyjen mitatut painumat 1/97-8/97 painumaprofiileina. a) pl 326,1 ja 326,8. b) pl 335,9 ja 336,6. Levyt 1 ja 10 ovat yksittäisten pilareiden kohdalla ja levyt 3 ja 8 lamellin kohdalla sekä levyt 2, 4, 5, 6, 7 ja 9 pilareiden ja lamellin välissä.

a)

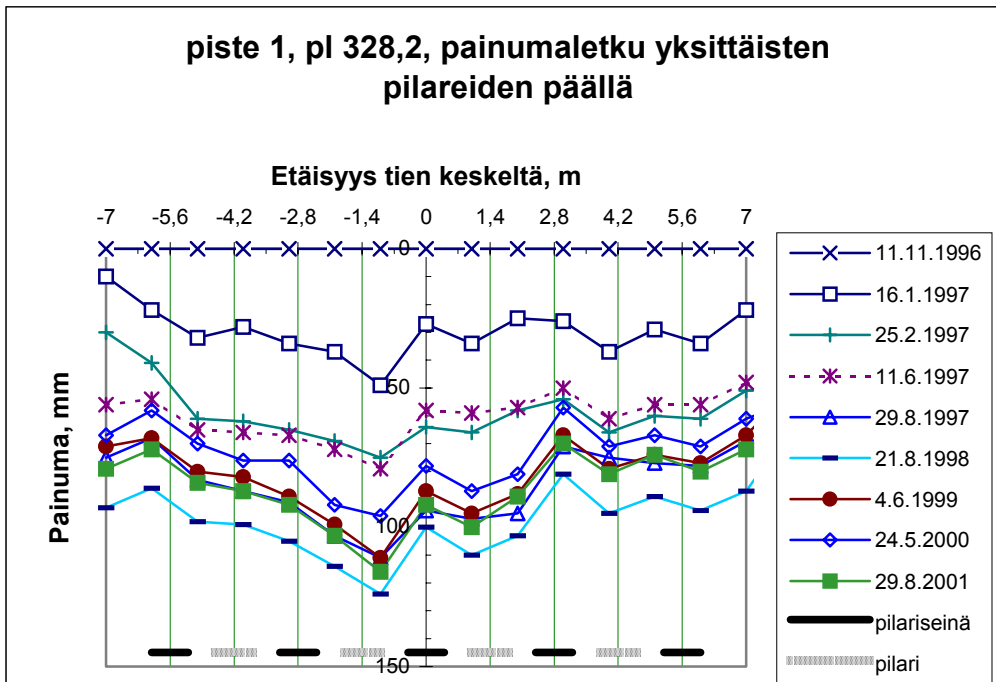


b)

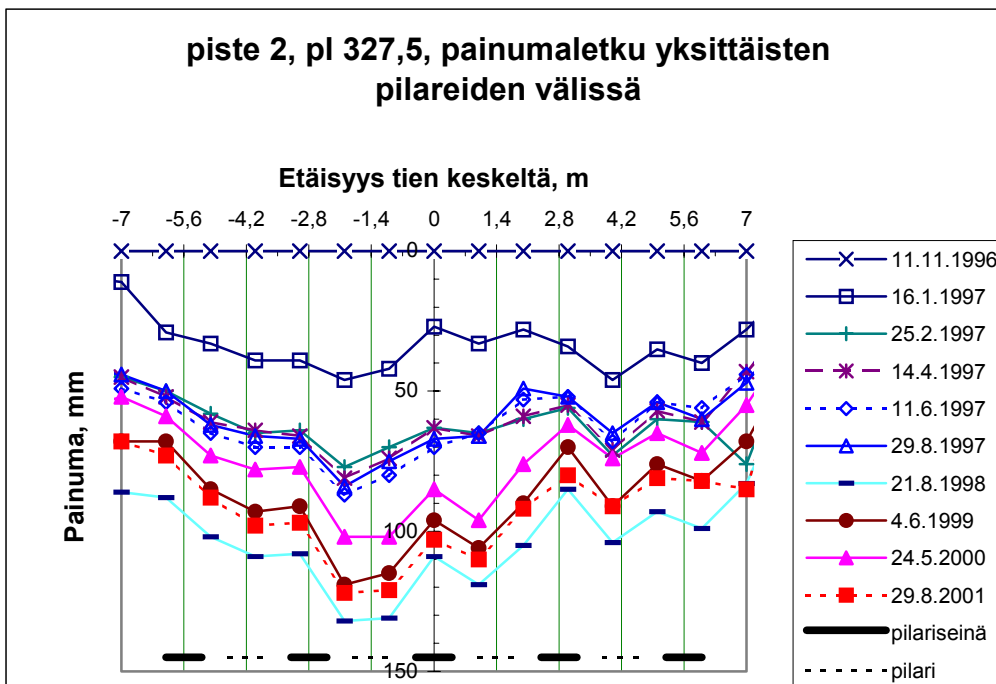


Kuva 6.3 Hertsby. Painumaletkuilla mitatut aika-painumakuvaajat 11/96-8/01 tien keskilinjalla ja 1 m sivulle keskilinjalta. a) pl 328,2, painumaletku yksittäisten pilareiden päällä. b) pl 327,5, painumaletku yksittäisten pilareiden välissä.

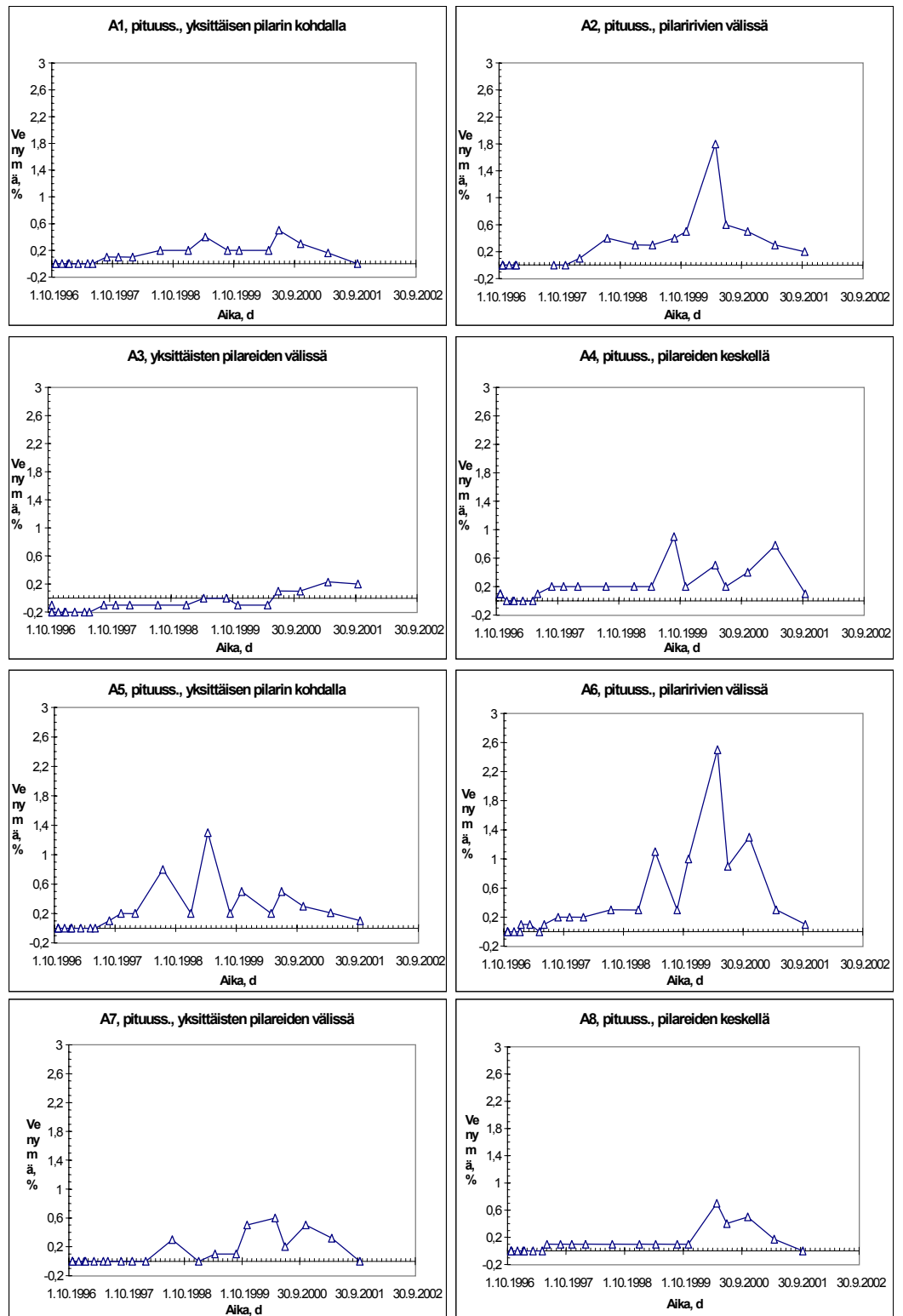
a)



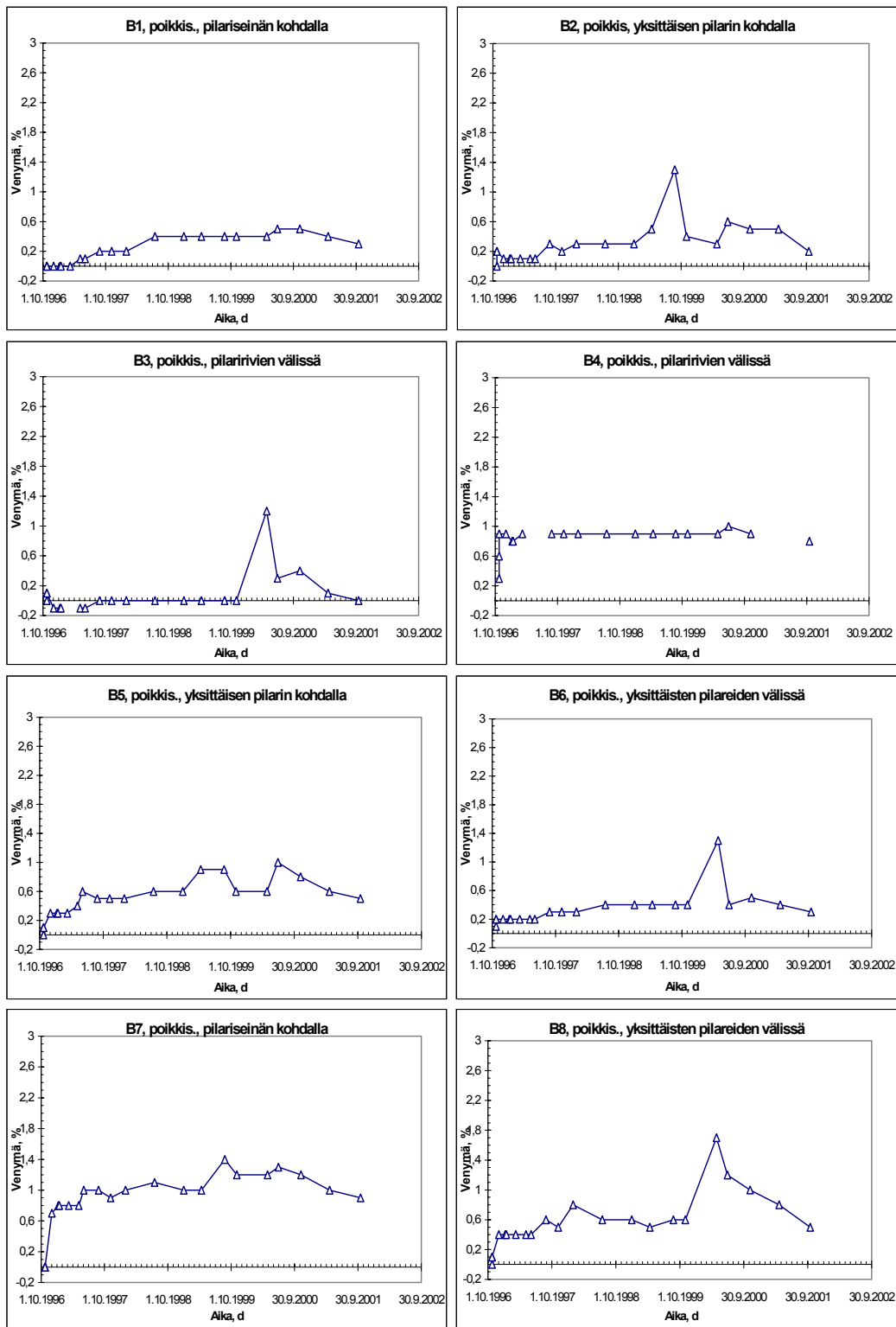
b)



Kuva 6.4 Hertsby. Painumaletkujen mitatut painumat 11/96-8/01 painuma-profileina. a) pl 328,2, painumaletku yksittäisten pilareiden päällä. b) pl 327,5, painumaletku yksittäisten pilareiden välissä.



Kuva 6.5a Hertsby. Venymäliuskoilla mitatut venymät 24.10.1996 - 15.10.2001. Tien pituussuuntaiset venymäliuskat.



Kuva 6.5b Hertsby. Venymäliuskoilla mitatut venymät 24.10.1996 - 15.10.2001. Tien poikkisuuntaiset venymäliuskat.



## 7 MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI

### 7.1 Painumat

Koerakenteen keskilinjän keskimääräiset painumat ovat suuruudeltaan 100...120 mm vahvistekankaan asentamisen jälkeen. Yksinkertaisella käsinlaskennalla, jossa kohteen "pilariseinä+yksittäiset välipilarit" –pilari-kaavio on muutettu vastaavan pilarisuhteen omaavaksi neliöverkoksi, saadaan painumaksi 115, 80, 50 tai 35 mm, kun pilareiden moduuliksi E oletetaan 10, 15, 30 tai 50 MPa (laskelmassa: pengerkorkeus 1,80 m, pilarien k/k-väli 1,14 m, pilaripituus 13 m, puolilujat pilarit ja pohjaveden pinta 1...2 m maanpinnan alapuolella). Parhaiten havaittu painuma vastaa laskettua painumaa pilareiden moduulin arvolla 10 MPa, jolloin muodonmuutosmoduulin 10 MPa ja mitoitusleikkauslujuuden 150 kPa suhteeksi saadaan 67. Näin määritetyssä moduulissa sekä moduulin ja leikkauslujuuden suhteessa saattaa aiheuttaa virhettä se, että pilareiden alapäiden alapuolisen maakerroksen mahdollinen painuma ei ole tiedossa.

Tielaitoksen ohjeessa [1997] esitetyt pilarin leikkauslujuuden ja muodonmuutosmoduulin väliset vuorosuhteet on esitetty taulukossa 7.1. Sideaineella Lohjamix V15 tehty pilari on ominaisuuksiltaan lähinnä sementtipilaria (tai sementtipilarin ja kalkkisementtipilarin välimuotoa), joten saatu suhde 67 on taulukossa esitettyä selvästi alhaisempi. Suuri osa kohteen pilareista ylittää mitoitusleikkauslujuuden 150 kPa selvästi, jolloin laskennallinen suhde olisi pienempi kuin 67.

Elementtimenetelmällä (Plaxis) ennen rakentamista lasketut painumat olivat pilareiden kohdalla suuruudeltaan 21...28 mm pilareiden moduulilla 52 MPa. Suppea tiivistelmä elementtilaskelmissa käytetystä elementtiverkosta, parametreistä ja tuloksista on esitetty liitteessä 1. Laskelmien suoritus ja tulokset on esitetty yksityiskohtaisesti Forsman & Slungan raportissa [1995].

*Taulukko 7.1 Stabiointipilarin muodonmuutosmoduulin ja leikkauslujuuden vuorosuhde [Tielaitos 1997].*

Pilarityyppi	Muodonmuutosmoduuli, kPa
kalkkipilari	$50...150 \times \tau_p$
kalkki-sementtipilari	$100...200 \times \tau_p$
sementtipilari	$150...250 \times \tau_p$



## 7.2 Vahvistevoimat

### 7.2.1 Geovahvisteohje

Tien pituussuuntaiset venymät olivat 0...0,7 %, joka vastaa vahvistevoimaa 0...13 kN/m. Tien poikkisuuntaiset venymät olivat suuruudeltaan 0...1,3 %, joka vastaa vahvistevoimaa 0...24 kPa. Venymät on muutettu vahvistevoimiksi olettaen vahvistevenymän jähkkydeksi 1800 kN/m.

Geovahvisteohjeessa [Aalto et al. 1998] esitetyllä mitoitusmenetelmällä laskettu maksimi vahvistevoima tien keskialueella on 16,2 kN/m ja 24,6 kN/m tien poikkisuunnassa ilman liikennekuormaa (Geovahvisteohjeen yhtälöt 29, 31, 33, 34, 13bis, 35 ja 36 ja liite 6). Vahvistevoima 16,2 kN/m saatiin venymällä 0,9 % vahvistevenymän muodonmuutosmoduulin ollessa 1800 kN/m.

Geovahvisteohjeen yhtälöillä laskettu tien poikkisuuntainen vahvistevoima 24,6 kN/m on yhtä suuri kuin mitatuista venymistä määritetty vahvistevoiman poikkisuuntainen maksimi 24 kN/m. Tuloksen perusteella mitoitusmenetelmä vaikuttaa luotettavalta Hertsbyn tapauksessa.

Laskentamenetelmää tarkasteltaessa havaitaan, että yhtälöllä 33 määritetty vahvistevoima on täysin riippuvainen valitusta vahvistevenymän muodonmuutoksesta. Jos edellä esitetystä laskelmasta vahvistevenymäksi asetetaan 0,4 tai 0,13 % ( $0,9 \pm 0,5$  %), saadaan tulokseksi vahvistevoimat 24,0 ja 13,7 kN/m (tien keskialue). Nämä sinällään järkevät suuret venymät ja vahvistevoimat toteutuvat vahvistevenymän jähkkydeksillä (moduuli) 6000 ja 1000 kN/m.

### 7.2.2 Elementtilaskelmat

Elementtimenetelmällä (Plaxis) lasketut tien poikkisuuntaiset suurimmat vahvistevoimat olivat 5 kN/m ja 13 kN/m pilariväleillä k/k 1,4 m ja 2,8 m avoimilla kolmiaksaalikokeilla määritetyillä parametreilla. Pilarivälillä 1,4 m yksittäiset pilarit mallinnettiin yhtenäisenä ohuena pilariseinämänä ja pilarivälillä 2,8 m yksittäiset pilarit seinämien välissä jätettiin pois [Forsman & Slunga 1995].

Elementtilaskelmissa tien poikkisuuntaiset vahvistevoimat olivat selvästi suurempia pilarilamellien ja yksittäisten pilareiden kohdalla kuin pilareiden välissä. Mitattujen vahvistevenymien ristiriitaisuuksien takia ei voi päätellä ovatko vahvistevoimat pilareiden kohdalla suurempia vai pienempiä kuin pilareiden välillä (kuva 6.6).

Mitattujen venymien perusteella määritetyt vahvistevoiman maksimit ovat selvästi suurempia kuin elementtimenetelmällä lasketut. Syiksi laskettujen ja mitattujen vahvistevoimien eroihin voidaan olettaa:

- laskelmissa käytettyjen ja toteutuneiden pilareiden moduulien ero
- 2D mallin käyttämisen aiheuttamat pilarikaavion yksinkertaistukset
- rakennekerrosten tiivistämisen aiheuttama vahvistevenymä rakentamisvaiheessa, jota ei ole mallinnettu elementtilaskelmin

Elementtilaskennan kehittämisen, testaamisen ja luotettavuuden kannalta Hertsbyn kohteessa olisi aiheellista tehdä uusia laskelmia käyttäen sekä 2D että 3D-mallinnusta.

## 8 JOHTOPÄÄTELMÄT

Painumamittausten 1996...2001 perusteella kohteeseen pilaristabiloimalla tehty pohjavahvistus on onnistunut ja painumat ovat pysähtyneet.

Lujitekankaasta 1996...2001 mitatut venymät on muunnettu vahvistevoimiksi. Geovahvisteohjeessa [1998] esitetyllä mitoitusyhtälöllä määritetyt vahvistevoimat vastaavat mitatuista venymistä määritettyjä vahvistevoimia. Tutkimuksen perusteella esitetty mitoitusmenetelmä vaikuttaa Hertsbyn tapauksessa luotettavalta.

Käytännössä Hertsbyn kohteessa pengerkorkeuden ja pilarivälin suhde on sen verran suuri, että kohteessa penger olisi todennäköisesti holvautunut pilareille riittävästi ilman geovahvistettakin.

## 9 KIRJALLISUUTTA (OSA I)

Aalto, A., Slunga, E. Tanska, H., Forsman, J. & Lahtinen, P. 1998. Synteettiset geovahvisteet, suunnittelu ja rakentaminen. Rakennustieto.

Forsman, J. & Slunga, E. 1995. Geovahvisteen vaikutus syvästabiloituun penkereeseen elementtimenetelmällä tarkasteltuna. Paikallistie 11737 (pl. 330), Sipoo, Hertsby. Geovahvistetutkimus, vaihe III. TKK, Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. 84 s.

Forsman, J. 1993. Synteettisen geovahvisteen ja maan välinen kitka ja vahvisteen ankkurointuminen maakerrokseen. DI-työ. TKK.

Honkala ja Smura 1995. Hertsbyn sillan ja tulopenkereiden pohjanvahvistuslausunto.

Honkala, A. 1996. Laadunvalvontaraportti sekä työnaikaiset tarkkailumittaukset. 15.4.1996. PT11737 ja Hertsbyn sillan rakentaminen.

Lojander, M. ja Forsman, J. 1995. Paikallistien 11737 (pl. 390) laboratorio-tutkimukset, Sipoo, Hertsby. TKK, Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. s. 8.

Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Hertsbyn paikallistie, Sipoo. Geovahvistekoerakenteiden instrumentointi. 24.1.1996 / päivitetty 18.10.1997. 3 s.+ liitteet.

Viatek Oy 1997. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, Koerakenteen rakentaminen, seurantamittaukset ja vertailu elementtilaskelmiin, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby. Geovahvistetutkimus, vaihe III.

Viatek Oy 1998. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...1998, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.

Forsman, J., Honkala, A. & Smura, M. 1999. Hertsby case: A column stabilised and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation. Stockholm 13.-15.10.1999. s. 263-268.

SCC Viatek Oy 2000. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...1999, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.

SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...2001 Loppuraportti, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.

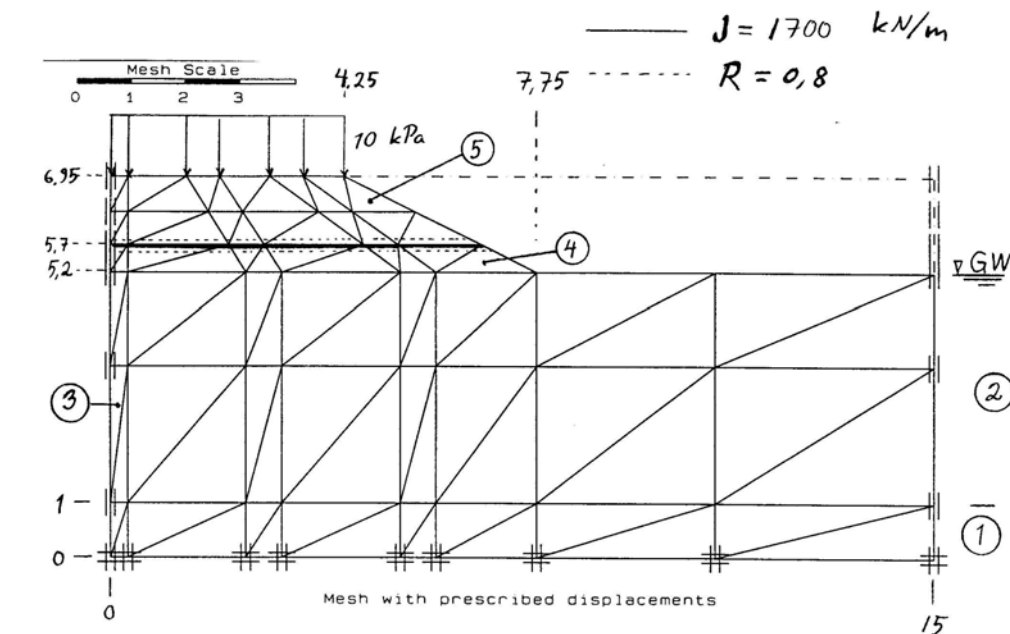
## LIITE 1.1

## PENKEREEN JA GEOVAHVISTEEN ELEMENTTILASKELMAT

Hertsbyyn penkereen ja geovahvisteen käyttäytymistä mallintavat elementtilaskelmat tehtiin ennen rakentamista. Laskelmat tehtiin Plaxis-ohjelmalla käyttäen Mohr-Coulombin materiaalimallia suljetussa ja avoimessa tilassa tasotapauksessa (2 D). Pohjamaan parametrit määritettiin kolmiaksaalikoilla (Forsman & Slunga 1995, Lojander & Forsman 1995).

Avoimen tilan laskelmat vaikuttavat olevan luotettavimpia. Laskelmia on tehty 6-solmuisilla elementeillä suuremman elementtiverkon tapauksessa ja 15-solmuisilla elementeillä pienemmän elementtiverkon tapauksessa (pienempi elementtiverkko esitetty kuvassa 1). 15-solmuisilla elementeillä mallinnettiin pelkästään pilariseinät ilman yksittäisiä pilareita seinien välissä.

Laskemilla saatiin suurimmaksi vahvistevoimaksi 5 kN/m tapauksessa, jossa mallinnettiin pilariseinät ja yksittäiset pilarit (pilarien k/k 1,4 m). Pelkkien pilariseinien tapauksessa (pilarien k/k 2,8 m) vahvistevoimaksi saatiin 13 kN/m. Elementtilaskelmien mukaan suurimmat vahvistevoimat kehittyvät pilareiden kohdalle, ei pilarien välille.



Materiaal i	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu$ -	$G_u$   $G_d$ MPa	$c'$ kPa	$\phi'$ °	k m/a
5	20	0.33	15	5	38	200
4	18	0.33	7.5	5	32	200
2	14.8	0.20	1.7   0.25	8	13	0.002
3	20	0.30	20	150	-	0.03
1	20	0.33	7.5	-	-	200

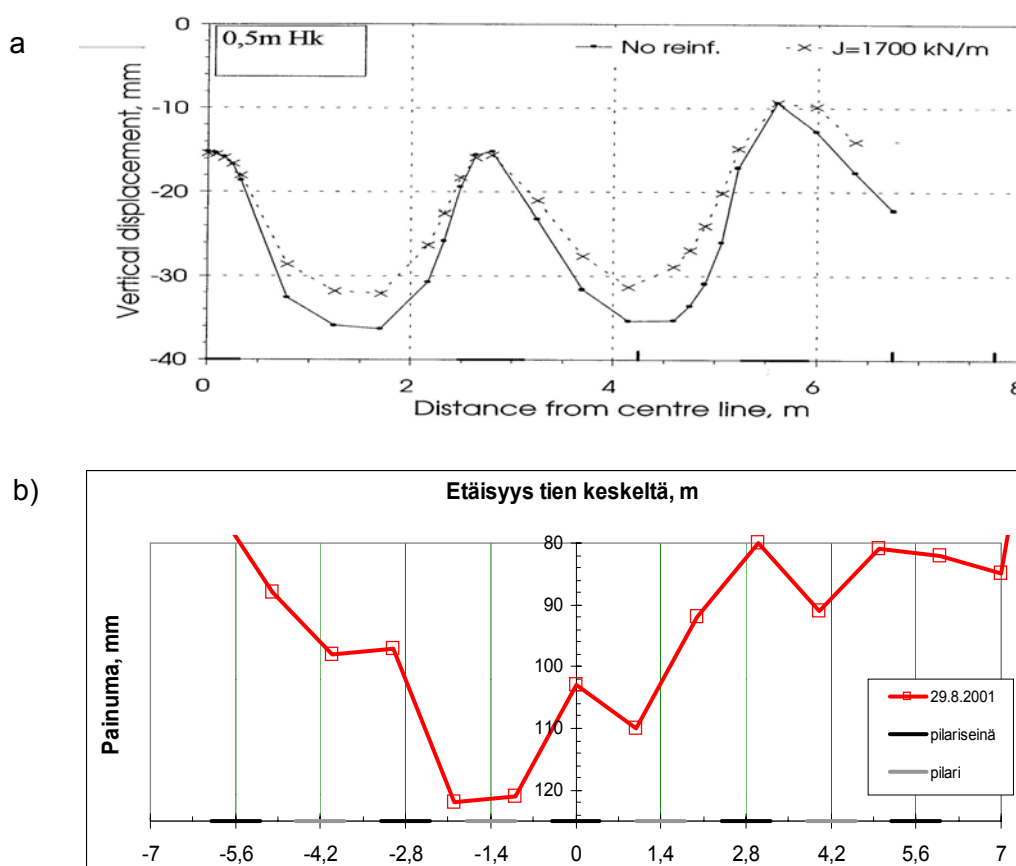
Kuva 1. Hertsby. Elementtilaskentaverkko ja Plaxis-laskelmassa käytetyt parametrit [Forsman & Slunga 1995].

## LIITE 1.2

### Painumaerot:

Painumaletkulla, joka asennettiin yksittäisten pilareiden kohdalle, mitattu painumaero pilariseinämien ja seinämien välillä yksittäisen pilarin kohdalla on 6...28 mm (keskimäärin 11 mm, kuva 6.4a). Painumaletkulla, joka asennettiin yksittäisten pilareiden väliin, mitattu painumaero on 2...26 mm (keskimäärin 14 mm, kuva 6.4b). Yksittäiset seinämien väliset pilarit ovat vähentäneet hieman painumaeroa seinämien ja seinäväljen kohdalla, mutta ero ei ole erityisen suuri ( $\Delta s_{1ka} = 11 \text{ mm} \Leftrightarrow \Delta s_{2ka} = 14 \text{ mm}$ ). Painumaero seinämien ja seinäväljen kohdalla näyttäisi pysyneen lähes vakiona viimeisimpien mittausvuosien aikana.

Elementtilaskelmien mukaan painumaero pilariseinämien ja pilariväljen kohdalla on 20...30 mm (kuva 2a). Kuvassa 2b on esitetty painumaprofiili, joka on mitattu painumaletkulla, joka on asennettu yksittäisten pilareiden välille. Elementtilaskelmassa kokonaispainuma on suuruudeltaan 35 mm, joka poikkeaa havaitusta 100...120 mm merkittävästi. Pääasiallisena syynä eroon lienee toteutuneen ja laskelmissa käytetyn pilarin moduulin ero (laskelmissa 52 MPa ja toteutunut  $\approx 10 \text{ MPa}$ ).



Kuva 2 Hertsby. Penkereen muodonmuutos geovahvisteen tasolla. a) FEM-laskettu, —•— ei vahvistetta ja —x— vahvistettu. b) Yksittäisten pilareiden väliin asennetulla painumaletkulla mitattu painuma 29.7.2001.

## OSA II

### GEOVAHVISTETTU TIEN LEVENNYS, MIKONKORPI, JÄRVENPÄÄ

#### 1 JOHDANTO JA YHTEENVETO

Koerakennuskohde on maantien Mt 140 (Vanha Lahdentie) geovahvistettu levennys Mikonkorvessa, joka sijaitsee Järvenpään keskustasta noin 3 km kaakkoon. Koerakenteiden kohdalla tie on rakennettu maanvaraisena. Koerakenteiden kohdalla tietä levennettiin 1,5...4 m oikealle ja tien tasoitus nousi noin 0,1...0,8 m. Kohde sijaitsee savikolla, jossa kuivakuorikerroksen paksuus on noin 2 m ja sen alla on noin 14 m lihavaa, osittain liejuista, savea. Kuivakuorikerroksen alapuolella noin 6 m syvyyteen savi on lievästi ylikonsolidoituneessa tilassa.

Kirjallisuustutkimuksen ja laajojen elementtimallinnusten perusteella synteettisillä geovahvisteilla on estettävissä tiepenkereen ja maanvaraisen levennyksen rajakohtaan muutoin syntyviä muodonmuutoksia ja päällysteen vaurioita. Koerakennuskohteessa testattiin geovahvisteita käytännön kohteessa estämään vanhan penkereen ja levennyksen välille asfalttiin syntyviä halkeamia.

Kohteen koeosuudet ovat seuraavat: I vertailurakenne, ei vahvistetta, II synteettinen verkko päällystekerrosten ABK ja AB välissä, III synteettinen verkko pussirakenteena, IV synteettinen verkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä, V teräsverkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä.

Kantavan kerroksen alle asennettavat vahvisteverkot eivät juurikaan hidasta rakentamista. Verkon asentaminen ns. pussirakenteeksi on hankalahkoa ja verkko hidastaa hieman rakentamista. Asfalttikerrosten ABK ja AB väliin verkon asentaminen vaatii kohteessa käytettyjen työmenetelmien kehittämistä onnistuneen verkon asentamisen varmistamiseksi.

Vahvisteverkkoista mitattiin enimmillään noin 0,9 % venymä, joka vastaa noin 5 kN/m vahvisteväimää. Vahvisteväimä vastaa hyvin Geovahvisteohjeen [1998] mitoitusmenetelmällä saatavia vahvisteväimä. Ennakkoon tehdyissä elementtilaskelmissa vahvisteväimä kehittyvät jännitykset olivat vähäisiä [Uotinen 1996].

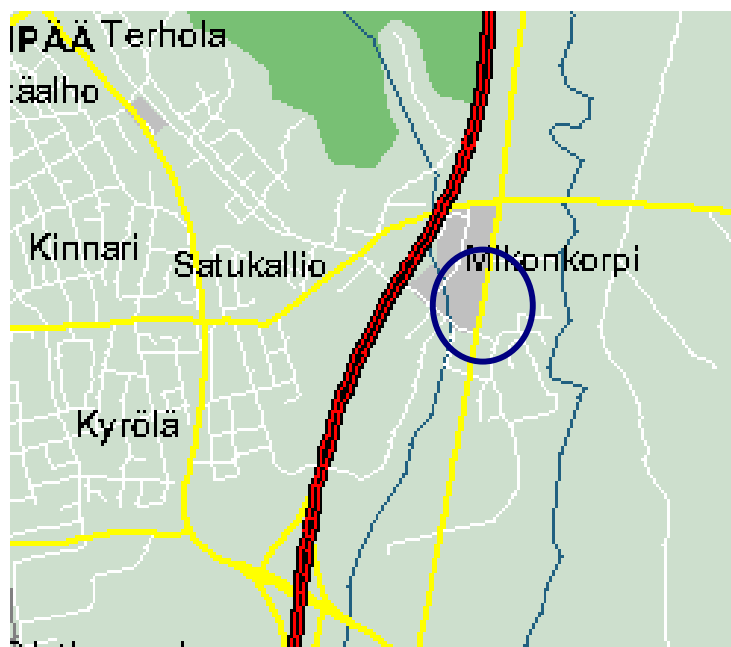
Rakentamiskustannuksiltaan on ns. pussirakenne selvästi kallein ja vertailurakenne luonnollisesti edullisin. Mikäli oletetaan, että vertailurakenteen asfaltti tulee vaurioitumaan niin pahoin, että se joudutaan asfaltoimaan tien käyttöaikana 1 kerta useammin kuin verkoilla vahvistetut rakenteet, ovat edullisimpia rakenteet, joihin on asennettu verkko kantavan kerroksen alle.

## 2 KOHTEEN KUVAUS

### 2.1 Sijainti

Koerakennuskohde on maantien Mt 140 (Vanha Lahdentie) geovahvistettu levennys Mikonkorvessa (kuva 2.1) Järvenpään keskustasta noin 3 km kaakkoon. Koerakenteet sijoittuvat suunnitelman paaluvälille 100....350.

Maantie Mt 140 (Vanha Lahdentie) on rakennettu noin 1958-60. Koerakenteiden kohdalla tie on rakennettu maanvaraisena. Nykyisen tien leveys koerakenteiden kohdalla vaihtelee välillä 12...14 m riippuen bussipysäkeistä ja kääntymiskaistoista. Liikennemäärä tieosuudella on noin 5600 ajon./vrk (KVL) vuonna 1994 tehdyn liikennelaskennan mukaan.



Kuva 2.1 Mikonkorpi. Koerakenteiden sijainti.

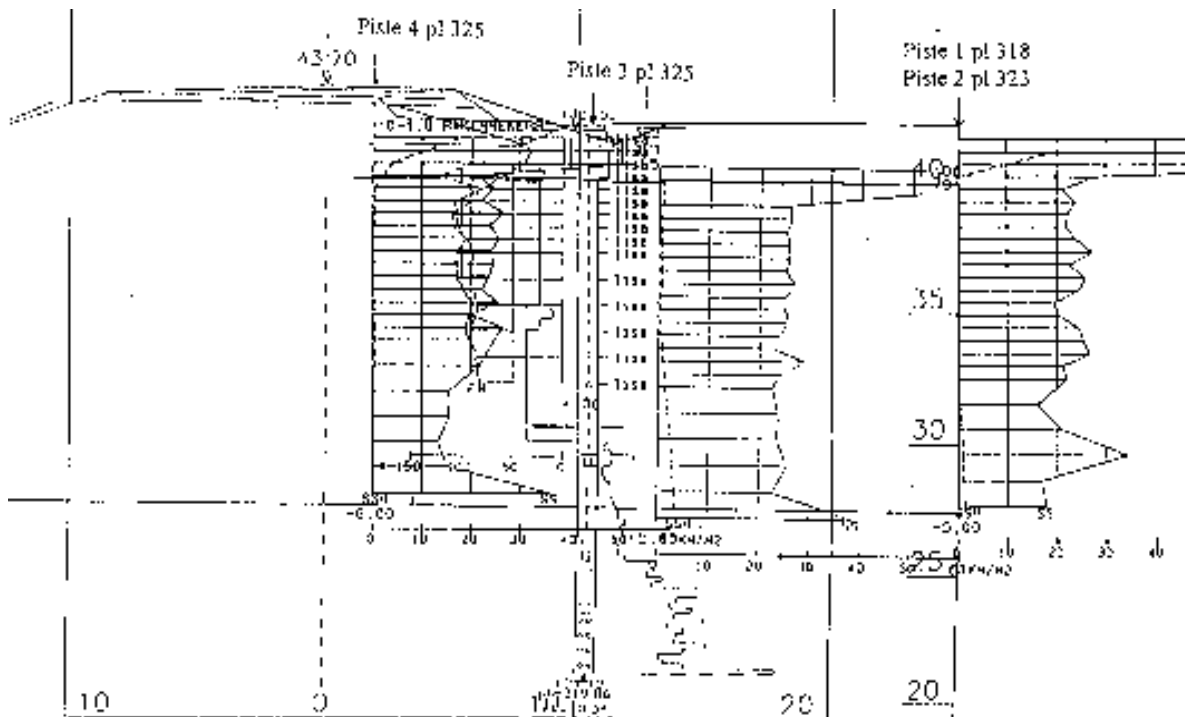
### 2.2 Pohjasuhteet

Kohteesta on tehty pohjatutkimuksia tie- ja rakennussuunnitelmavaiheessa. Paaluväliä 315...325 tehtiin siipikairauksia, pohjavedenpinnan mittauksia ja otettiin häiriintymättömiä näytteitä, joista TKK:lla tehtiin luokituskokeita, kolmiaksiaalikoikeita, CRS- ja ödometrikokeita. Tutkimuspisteiden 1-4 sijainti paalulla 320 on esitetty poikkileikkauksessa 2.2. Kuvassa on esitetty levennetyn ja korotetun tien geometria. Yhteenveto laboratoriokoetuloksista on esitetty taulukossa 2.1. Laboratoriokoetulokset on esitetty laajasti Uotisen [1996] raportissa.

Ylimpänä maakerroksena on kuivakuorikerros, jonka paksuus on noin 2 m. Kuivakuoren alla on noin 14 m lihavaa, osittain liejuista, savea. Syvemmällä on siltti-, hiekka- ja moreenikerroksia. Kuivakuorikerroksen alapuolella noin 6 m syvyyteen (tasolle +35,5) savi on lievästi ylikonsolidoituneessa tilassa,

jolloin nykyisen penkereen ( $h_{\max}$  1,8 m) paino ei ole ylittänyt tehokasta konsolidaatiojännitystä. Mitatut leikkauslujuuksien ja vesipitoisuuksien arvot penkereen ala- ja ulkopuolella eivät poikkea toisistaan, joten ilmeisesti vanha tiepenger ei ole aiheuttanut pohjamaan lujittumista.

Koepenkereiden kohdalla maakerrosten paksuudet ja ominaisuudet ovat hyvin homogeenisia. Vanha tiepenger on silmämääräisesti arvioituna painunut melko tasaisesti. Levennyksen kaivuluiskasta silmämääräisesti arvioituna on vanhan, lähes tasapaksun, asfalttikerroksen paksuus noin 10...15 cm.

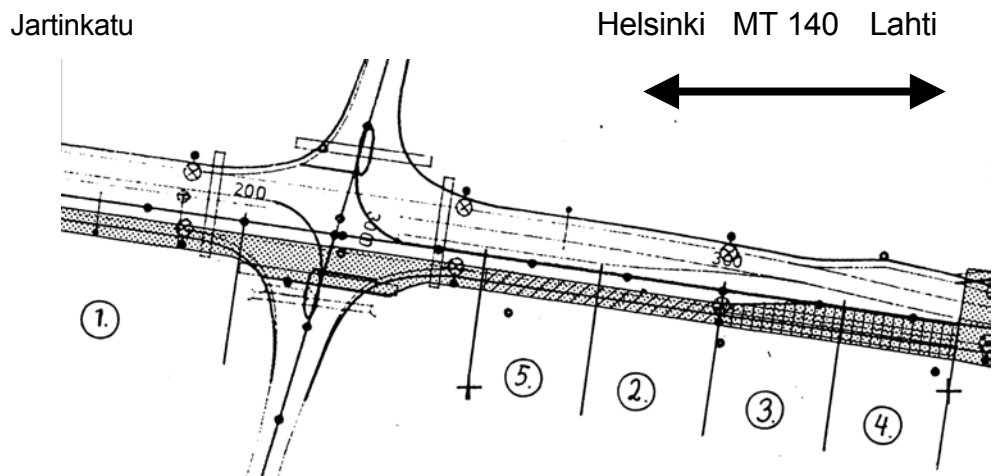


Kuva 2.2 Mikonkorpi. Poikkileikkaus, pl 320 [Uotinen 1996].

Taulukko 2.1 Mikonkorpi. Maanäytteiden indeksi-, muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet [Uotinen 1996].

z [m]	Maalaji	W [%]	$H_u$ [%]	$s_{uv}$ [kPa]	OCR	$E_{d50}$ [MPa]	$E_{u50}$ [MPa]
0...2	kuivakuori	35...55	-	55...172	YK	3,5...6,5	-
2...8	lihava savi	95...110	0,6...2,5	20...28	YK	0,5...2,0	3...8
8...9	lihava savi	65...70	-	13...15	NK	-	-
9...16	laiha savi	67...91	-	>20	NK	-	6...15





Kuva 2.3 Mikonkorpi. Koerakenteiden sijainti. Koerakenne 1 (plv. 150...200) ja vertailurakenne (plv. 100...150) sijaitsevat risteyksen eteläpuolella [Viitek-Yhtiöt 1997].

## 2.3 Koerakenteet

Levennysosuudella tehtiin kaksi erillistä koeosuutta, joilla tutkitaan vahvisteen vaikutusta levennyksen sivusiirtymiin ja vanhan tiepenkereen ja levennyksen saumakohtiin syntyviin asfaltin halkeamiin. Koeosuudet ovat seuraavat:

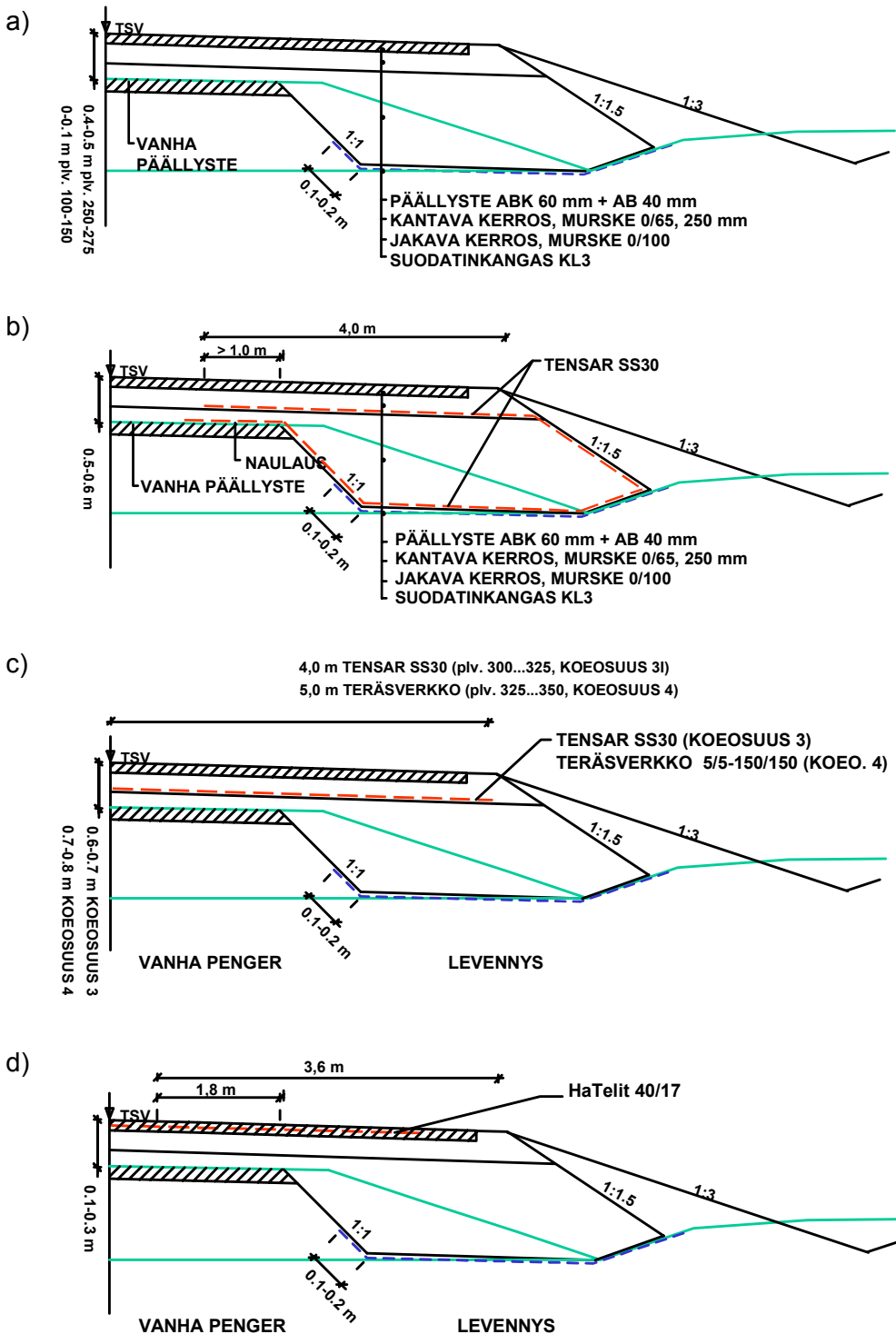
### Koeosuus plv. 100-200

- plv. 100-150 vertailurakenne, ei vahvistetta ⑤
- plv. 150-200 synteettinen geoverkko (HateLit 40/17) päällystekerrosten ABK ja AB välissä ①

### 2. Koeosuus plv. 250-350

- plv. 250-275 vertailurakenne, ei vahvistetta ⑤
- plv. 275-300 synteettinen geoverkko (Tensar SS30) pussirakenteena ②
- plv. 300-325 synteettinen geoverkko (Tensar SS30) kantavan ja jakavan kerroksen välissä ③
- plv. 325-350 teräsverkko (5/5-150/150) kantavan ja jakavan kerroksen välissä ④

Kunkin koerakenteen jälkeinen ympyröity numero viittaa kuvan 2.3 koerakenteiden sijaintikarttaan. Poikkileikkaus kustakin koerakenteesta on esitetty kuvissa 2.4a...2.4e.



Kuva 2.4 Mikonkorpi. a) Vertailurakenteet (5), plv. 100-150 ja 250-275. b) Tensar SS30 verkko pussirakenteena (1), plv. 275-300. c) Tensar SS30 kantavan ja jakavan kerroksen välissä (2), plv. 300-325. d) Teräsverkko 5/5-150/150 kantavan ja jakavan kerroksen välissä (3), plv. 325-350. e) HaTelit 40/17 verkko päällystekerrosten ABK ja AB välissä (4), plv. 150-200.

### 3 KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU

#### 3.1 Mitoituslaskelmat

Kohteen mitoituslaskelmat on esitetty yksityiskohtaisesti Uotisen [1996] raportissa.

**Stabiliteetti:** Levennetyn tien varmuudeksi liukupintasortumaa vastaan on saatu 1,88...2,31, joten varmuus on riittävä.

**Painumat:** Levennetyn ja korotetun penkereen painumat laskettiin tangenttimoduulimenetelmällä ja elementtimenetelmällä. Lasketut painumat penkereen eri pisteissä on esitetty taulukossa 3.1. Painumien on laskettu tapahtuvan noin 40 vuodessa ja painumasta tapahtuu noin 50 % neljän ensimmäisen vuoden kuluessa. Syynä pienehköihin laskettuihin painumiin ja painumaeroihin on se, että pohjamaa on ylikonsolidoitunutta.

Elementtilaskelmien perusteella kohteessa ei ollut odotettavissa epätasaisia painumia ja halkeamia vanhan penkereen ja levennyksen rajalla, joten staattisen kuormitustilanteen tarkastelun perusteella ei vahvisteet olleet välttämättömiä. Sen sijaan vahvisteet saattavat pidemmällä aikavälillä vähentää dynaamisen liikennekuormituksen aiheuttamia haittavaikutuksia. Huolimatta siitä, että kohde ei pohjamaan ylikonsolidaation takia ollut optimaalinen geovahvistetun levennyksen tutkimiseen, päätettiin koerakenteet kohteessa tehdä mittavien esivalmistelujen (kenttätutkimukset, laboratorio-tutkimukset, DI-työ, yms.) sekä ko. ajankohtana tarjolla olevien kohteiden rajallisuuden takia.

*Taulukko 3.1 Mikonkorpi. Lasketut painumat tiepenkereen eri pisteissä.*

*a) tangenttimoduulimenetelmä ja b) FEM-laskelmat (Plaxis) [Uotinen 1996].*

a)	Piste	B	C	D
Primaaripainuma [mm]		219	235	265

b)	Piste	B	C	D
Suljetun tilan painuma [mm]		66	55	32
Avoimen tilan painuma [mm]		150	137	125

B = tien keskilinja, C = vanha tien reuna, D = levennyksen reuna

### 3.2 Koerakenteiden valinta

Uotinen [1996] on mallintanut eri tyyppisiä geovahvistettuja ja vahvistamattomia tien levennyksrakenteita elementtilaskelmilla. Laskelmissa vahvisteet oli asennettu levennykseen seuraavasti:

1. Pussirakenteeksi (yksimittainen vahviste kiertää levennysosan alapuolelta kantavan kerroksen alle),
2. Yhdistelmärakenteeksi (erilliset vahvisteet levennyksen pohjalle ja kantavan kerroksen alapintaan),
3. Yksi vahviste kantavan kerroksen alapintaan ja
4. Yksi vahviste levennyksen alapintaan.

Mallinnusten perusteella vahvisteilla voidaan tasata levennyksen ja penkereen välistä painumaa. Lisäksi vahvisteilla voidaan pienentää penkereen sivusiirtymiä ja penkereen yläpinnan venymää verrattuna vahvistamattomaan levennykseen. Mallinuksissa geovahvisteet pussi- ja yhdistelmärakenteena toimivat parhaiten ja pienin hyöty saavutettiin yhdellä kantavan kerroksen tai levennyksen alapintaan asennetulla vahvisteella. Mallinuksissa ei otettu huomioon liikennekuormaa, jonka merkitys on suurimmillaan penkereen yläosassa.

Koska pohjamaa sekä levennyksen ja tiepenkereen geometria ovat homogeenisia vain tietyllä alueella Mikonkorvessa, oli koerakenteiden määrä rajallinen. Valitut koerakenteet on esitetty kohdassa 2.3 ja kuvassa 2.4.

Synteettisillä vahvisteilla lujitetut rakenteet 2 ja 3 valittiin elementtimallinnusten perusteella. Teräsverkkorakenne 4 valittiin Uudenmaan tiepiirin halutessa kokeilla teräsverkon vaikutusta levennyksessä. Synteettisiä vahvisteita käytetään myös asfalttikerrosten välissä, joten koerakenteeseen 1 asennettiin vahvisteverkko päällystekerrosten ABK ja AB väliin. Lujitettujen levennyksien toimivuutta vertaillaan kahdella vertailurakenteella ilman lujitteita (plv. 100-150 ja plv. 250-275).

## 4 RAKENTAMINEN

### 4.1 Aikataulu

Koerakenteiden jakava ja kantava kerros sekä geovahvisteiden asennus tehtiin toukokuussa 1996. Asfaltointi, asfalttilujitteen asennus sekä ojien kaivu ja meluvallin muotoitu tehtiin heinä-elokuun vaihteessa. Liikenteelle tie avattiin elokuun 1996 puolivälissä. Kohteen rakentaminen on aikatauluineen on esitetty yksityiskohtaisesti Viatek-Yhtiöiden [1997] raportissa.

### 4.2 Työjärjestys

Tien levennyksen koerakenteiden työjärjestys oli seuraava.

1. Vanha asfaltti katkaistiin tien pituussuuntaisesti kohdasta, josta levennyksen rakenteet alkavat (kuva 4.1).
2. Vanhat rakennekerrokset leikattiin ja leikkauspinta muotoiltiin ulospäin viettäväksi (kuva 4.1).
3. Alusrakenteen pinnalle levitettiin suodatinkangas kl III. Paaluvälille 275-300 lisättiin suodatinkankaan päälle ns. pussirakenteen alaverkko (kuva 4.2). Verkon alkupää kiinnitettiin vanhan asfaltin reunaan ampunaulaamalla reikänauhojen avulla.
4. Levennysosaan tehtiin suodatin- ja jakava kerros yhtenä kerroksena murskeesta 0/100. Paaluvälillä 250-350 vanhan asfaltin päälle tehtiin myös jakava kerros murskeesta 0/100. Paaluvälillä 100-200 tasauksen nosto tehtiin tasausmassalla.
5. Paaluvälillä 275-300 ns. pussirakenteen kohdalla tehtiin levennyksen täyttö vanhan penkereen päältä kaivukoneella. Täyttö aloitettiin vanhan penkereen päältä vahvisteverkon alkupään ankkuroinnin varmistamiseksi, minkä jälkeen täyttö eteni vanhasta penkereestä ulospäin (kuva 4.3).
6. Suodatin- ja jakava kerros tiivistettiin yhtenä kerroksena. Tiivistyksen jälkeen jakavan ja kantavan kerroksen väliin lisättiin teräsverkko paaluvälille 325-350 ja synteettinen geoverkko paaluvälille 275-325.
7. Jakavan kerroksen päälle tehtiin kantava kerros murskeesta 0/65 ja kantavan kerroksen tiivistyksen jälkeen päällystekerrokset ABK 32/150 ja AB 20/100. Paaluvälille 150-200 päällystekerrosten ABK ja AB väliin lisättiin synteettinen geoverkko.
8. Asfalttoinnin jälkeen kaivettiin sivuojat ja muotoiltiin koerakenteiden kohdalle ajatut läjitysmaat meluvalliksi (kuvan 4.4).

### 4.3 Vahvisteverkkojen asennus

#### **Plv. 275-300 synteettinen geoverkko pussirakenteena**

Levennyksen kantavan kerroksen alapuolinen murskekerros ympäröitiin geoverkolla Tensar SS30. Verkko asennettiin noin 12 m pituisina paloina (verkon leveys 4 m). Pitkät verkon palaset olivat hankalia käsitellä. Lisäksi levennyksen ulkopuolelle ulottuvat verkot ovat vaikeuttavat liikkumista.

Verkko asennettiin tien poikkisuunnassa käyttäen 0,3 m limityspituutta. Verkko ulottui vanhan asfaltin päälle vähintään 1,2 m. Verkon alkupää kiinnitettiin vanhaan asfalttiin kahden reikänauhan avulla ampunaulaimella noin 0,2 m välein.

Levennyksen ensimmäistä murskekerrosta lisättäessä pidettiin verkko mahdollisimman tiukalla asennettavan kerroksen alla. Levennyksen ulkopuolelle ulottuva verkko pidettiin rullattuna. Täyttö aloitettiin vanhan asfaltin päälle naulatun verkon pään päältä verkon ankkuroinnin ja työtekniikan takia, koska traktorikaivurin tukijalat suoraan verkon päälle laskettuna vahingoittaisivat verkkoa. Verkon pään ankkuroinnin jälkeen täyttöä jatkettiin vanhan penkereen vierestä ja täyttö eteni vanhasta penkereestä ulospäin.

Jakavan kerroksen tiivistämisen jälkeen käännettiin vahvisteverkko jakavan kerroksen yli siten, että verkko ankkuroitui vähintään 1 metriä vanhan penkereen ja levennyksen rajakohdan yli vanhan penkereen päälle. Pussirakenteen tapauksessa tulee jakavan kerroksen ulkoluiska muotoilla suoraksi. Lisäksi luiskan kaltevuuden ja kerrospaksuuden tulee myös pysyä muuttumattomana. Muutoin pussirakenteen ulkoreunaan muodostuu "löysiä" ja pussirakenteen ajateltu toiminta huononee.

Kantavan kerroksen mursketta lisättäessä pidettiin vahviste mahdollisimman tiukalla - 3...4 miestä esijännitti verkkoa kohden tien keskilinjaa. Täyttö tapahtui tien reunalta kohden tien keskilinjaa samalla kiristäen verkkoa. Mikäli täyttö aloitettaisiin tien keskeltä kohden reunaa, venyisi verkko kohden reunaa ja pussirakenteen ulkoreunaan muodostuisi "löysiä".

#### **Plv. 300-325 synteettinen geoverkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä**

Kantavan ja jakavan kerroksen väliin asennettiin synteettinen geoverkko Tensar SS30. Verkko levitettiin tien suuntaisesti sen jälkeen, kun jakava kerros oli tiivistetty. Verkosta vähintään 1 metri ulottui vanhan penkereen kohdalle ja noin 3 metriä levennyksen kohdalle. Kantava kerros ajettiin verkon päälle yhtenä kerroksena. Verkon asennus tapahtui ongelmitta.

#### **Plv. 325-350 Teräsverkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä**

Teräsverkkona käytettiin varastoverkkoa, jonka sivumitat ovat 2350 x 5000 m<sup>2</sup>. Verkko on neliöilmäinen: 5/5-150/150. Verkot asennettiin jakavan kerroksen yläpintaan ilman limitystä. Verkot asennettiin alkamaan keskiviivalta. Verkkojen asennus tapahtui ongelmitta.

### Plv. 150-200 Synteettinen geoverkko päällystekerrosten välissä

Asfaltin lujitteena käytettiin synteettistä geoverkkoa HaTelit 40/17-40, jonka leveys on 3,60 m. Verkko levitettiin päällystekerroksen ABK pinnalle tien-suuntaisesti siten, että verkon keskikohta osui vanhan penkereen ja levennyksen rajalle kuvan 2.4e mukaisesti. Verkon alle levitettiin bitumiliuos (0,5 kg/m<sup>2</sup>). Verkon alkupää naulattiin päällystekerrokseen ABK nauloilla ja vanerihevyn paloilla noin 0,5 m välein. Verkko suoritettiin ja verkkoon pyrittiin vetämään noin 0,2 % esijännitys (10 m matkalla 20 mm) tarkoitusta varten rakennetulla verkon maahantuojan toimittamalla palkilla. Verkon päälle levitettiin 40 mm AB kerros asfaltinlevittimellä. Asfaltti levitettiin ensin noin puolen HaTelit verkon leveydelle.

Verkkojen suorana pysymisessä oli ongelmia. Asfalttimassa-autojen peruuttaessa verkon päällä levityskoneen luo, tarttui verkko massa-auton renkasiin niiden muuttaessa suuntaa, jolloin verkko irtosi tien pinnasta koholle ja mutkille. Ongelma korostui vedettäessä toista asfalttikaistaa verkon päälle, jolloin kuorma-autot peruuttaessaan vetivät verkon koholle ja levittimen edessä liikkuaan vetivät verkon mutkille joka suuntaan. Itse levitin ei juurikaan rytännyt verkkoa.

## 4.4 Materiaalit

### Murske

Jakavan kerroksen kalliomurskeen 0/100 lujuus- ja muodonmuutosparametrit määritettiin TKK:ssa seulomalla, Proctor-sullonnalla ja kolmiakσιαalikoilla. Laboratoriotutkimusten tulokset on esitetty tarkemmin laboratorioraportissa Aalto & Lojander [1997] ja raportissa [Viatek-Yhtiöt 1997].



Kuva 4.1 Mikonkorpi. Vanhan tiepenkereen ja rakennekerrosten leikkaus vanhan alusrakenteen yläpintaan saakka. Kuva noin paalulta 250 kasvavan paalulukeman suuntaan (23.5.1996), [Viatek-Yhtiöt Oy 1997].



Kuva 4.2 Mikonkorpi. Suodatinkangas kl3 ja osa pussirakenteen alaverkoista levitettynä levennyksen pohjalle (23.5.1996), [Viitek-Yhtiöt Oy 1997].



Kuva 4.3 Mikonkorpi. Jakavan kerroksen kalliomurskeen 0/100 levitys pussirakenteen alaverkon päälle. Levitys tapahtuu vanhasta penkereestä ulospäin (23.5.1996), [Viitek-Yhtiöt Oy 1997].





Kuva 4.4 Mikonkorpi. Sivuoja ja meluvalli muotoiltuna. Kuva paalulta  $\approx 200$  kasvavan paalulukeman suuntaan (21.10.1996), [Viitek-Yhtiöt Oy 1997].

### Vahvisteverkot

Valmistajien ilmoittamia kohteessa käytettyjen geovahvisteiden perustietoja on esitetty taulukossa 4.1. Käytetty koemenetelmä tai standardi on esitetty taulukon alapuolella. Tensar SS30 verkko on testattu myös TKK:lla yksiaksiaalilla vetokokeella standardin ISO/DIS 10319.2 mukaisesti. Standardivetoetuloksista määritetyt murtokuormat ja -muodonmuutokset sekä jäykkysmoduulit (sekanttimoduuli) on esitetty taulukossa 4.2.

Verkkoa Tensar SS30 valmistaa Netlon Ltd. Verkon valmistus alkaa suula-kepuristetun polypropyleenilevyn (PP) rei'ityksellä, jonka jälkeen kontrolloidusti lämmitettyä levyjä venytetään kahteen suuntaan siten, että satunnaisesti orientoituneet pitkäketjuiset molekyylit orientoituvat venytyksen suuntaiseksi. Verkon nimellisilmäkoko on  $39 \times 39 \text{ mm}^2$  ja massa  $300 \text{ g/m}^2$ .

Verkkoa HaTelit 40/17-40 valmistaa Huesker synthetic GmbH&Co. Verkko on valmistettu kone- ja poikkisuunnassa polyesteristä (Diolen 164S –polyesterikuitu, PET). Kuidut on kudottu verkoksi ja päällystetty modifioidulla bitumilla Kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen liitos perustuu bitumi-pinnoitteen liimaavaan ominaisuuteen. Verkon nimellisilmäkoko on  $40 \times 40 \text{ mm}^2$  ja massa  $240 \text{ g/m}^2$ .

Teräsverkkona käytettiin neliösilmäistä varastoverkkoa 5/5-150/150, jonka langan paksuun oli 5 mm ja silmäkoko  $150 \times 150 \text{ mm}^2$  (mitat  $2350 \times 5000 \text{ m}^2$ ).

Taulukko 4.1. Valmistajien ilmoittamat geovahvisteiden ominaisuudet.

Tuotenimi	Konesuunta		Poikkisuunta	
	Ominaislujuus, kN/m	Murtovenymä, %	Ominaislujuus, kN/m	Murtovenymä, %
Tensar SS30	30 1	-	30	-
HaTelit 40/17-40	50 2	-	50	-

1. Netlon Limited 1984, s.8-9, 16

2. DIN 53857T1

Taulukko 4.2. Standardivetokoe. Tensar SS30 verkko TKK:n kokeessa. a) Verkon murtokuorma ja suhteellinen muodonmuutos sekä b) jäykkyys kone- ja poikkisuunnassa.

a) Tuotenimi	Konesuunta		Poikkisuunta	
	Murtolujuus, kN/m	Murtovenymä, %	Murtolujuus, kN/m	Murtovenymä, %
Tensar SS30	32,6	9,4	31,8	6,7

b) Tensar SS30	Sekanttimoduuli, J		
	$\Delta\varepsilon=0-2\%$ , kN/m	$\Delta\varepsilon=0-4\%$ , kN/m	$\Delta\varepsilon=0-6\%$ , kN/m
Konesuunta	781	592	479
Poikkisuunta	834	620	495

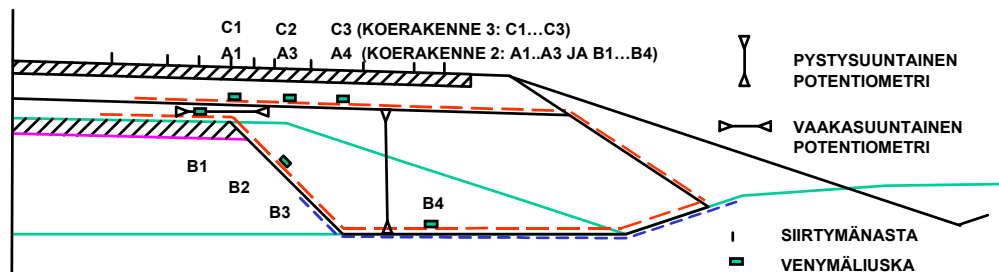
## 5 INSTRUMENTOINTI

### 5.1 Menetelmät

Koerakenteiden seurantamittauksia varten asennettiin koerakenteisiin mekaanisia ja sähköisiä mittauslaitteita, joilla voidaan mitata asfaltin pinnan pysty- ja vaakasiirtymiä, jakavan kerroksen pysty- ja vaakasiirtymiä sekä geovahvisteiden muodonmuutoksia. Lisäksi mitattiin tierakenteen kantavuutta levykuormitus- ja pudotuspainokokeilla. Menetelmiä käytettiin seuraavasti:

1. asfaltin pintaan lyödyt siirtymänastat (plv. 250-350),
2. venymäliuskat synteettisissä vahvisteverkoissa (plv. 275-325),
3. vaaka- ja pystysuuntaiset potentiometrit (plv. 250-325),
4. levykuormituskokeet (plv. 120-345),
5. pudotuspainokokeet (plv. 100-345) ja
6. silmämääräinen rakenteiden halkeamien ja muodonmuutosten tarkkailu

Menetelmistä 1, 2 ja 3 vastasi geovahvistetutkimus ja 4 ja 5 Uudenmaan tiepiiri. Periaatekuva poikkileikkausten instrumentoinnista on esitetty kuvassa 5.1.



Kuva 5.1 Mikonkorpi. Periaatekuva koerakenteiden instrumentoinnista.

### 5.2 Siirtymänastat

Paaluvälin 250-350 kaikkiin synteettisillä tai teräsverkoilla lujitettuihin sekä lujittamattoman vertailurakenteen AB-päällysteen pintaan lyötiin siirtymänastat tien pinnan vaaka- ja pystysiirtymien mittaamiseksi. Paaluvälin 100-200 koerakenteiden kohdalla luovuttiin instrumentoinnista, koska vertailurakenteen (plv. 100-150) kohdalla bitumilla sidottujen kerrosten paksuus oli 10...20 cm ja HaTelit verkolla vahvistetun rakenteen (plv. 150-200) kohdalla 20...40 cm, jolloin rakenteet eivät ole keskenään vertailukelpoisia ja asfalttikerroksen ABK paksuus on niin suuri, ettei vahvisteverkolla todennäköisesti ole juurikaan vaikutusta rakenteen toimintaan. Koerakenteita suunniteltaessa oletettiin asfalttikerros huomattavasti ohuemmaksi.

Siirtymänastojen sijoittelu tien poikkileikkauksella on esitetty liitteissä 2.3-2.6 (11 kpl nastoja / linja, yhteensä 8 linjaa). Paaluvälillä 250-350 kunkin koerakenneosuuden pintaan lyötiin kaksi siirtymänastalinjaa paalulukemille 257, 265, 283, 290, 312.5, 317, 335 ja 340. Kunkin mittalinjan siirtymänastojen

vaakasuuntaiset siirtymät mitattiin tien tasausviivan kohdalle lyödyn siirtymänastan suhteen mittanauhalla. Siirtymänastojen pystysiirtymät vaaittiin absoluuttisina korkoina.

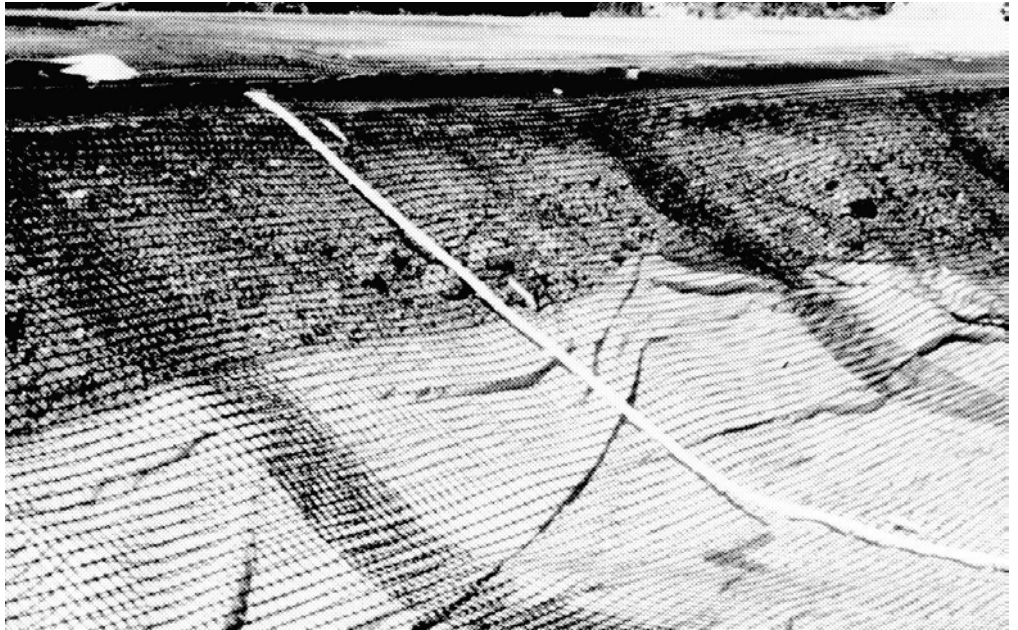
Siirtymänastojen asentamisen yhteydessä (23.8.1996) mitattiin myös tien ja meluvallin poikkileikkaus paaluilta 257.0, 283.0, 312.5 ja 340.0. Mitatut poikkileikkaukset on esitetty koerakennusraportissa Viatek-Yhtiöt [1997].

### 5.3 Venymäliuskat

Koerakenteiden Tensar SS30-vahvisteverkkoihin kehittyvien vahviteen suuntaisten muodonmuutosten ja vahvistevaimien mittaamiseksi liimattiin verkkoihin venymäliuskoja. Venymäliuskoja liimattiin paaluille 287 ja 312 asennettaviin verkkoihin yhteensä 11 kpl. Venymäliuskojen asentamis- ja mittaustekniikat on esitetty yksityiskohtaisesti raportissa Viatek-Yhtiöt [1997].

Paalulle 287 asennettiin tien poikkisuuntaisesti 6 kpl ja pituussuuntaisesti 1 kpl venymäliuskoja. Näistä liuskoista 4 asennettiin pussirakenteen "alaverkkoon". Paalulle 312 asennettiin poikkisuuntaisesti 3 kpl ja pituussuuntaisesti 1 kpl venymäliuskoja 4 m pituiseen verkon kappaleeseen. Edellä mainittujen venymäliuskojen lisäksi tierakenteeseen asennettiin 4 kpl ns. dummyliuskoja, joilla kompensoidaan lämpötilan vaihteluiden ja kaapeleiden pituuksista aiheutuvat mittausvirheet.

Venymäliuskojen asennuksessa käytettiin ½-siltakytkentää, jossa dummyliuskoilla käytetyllä kytkennällä saadaan mittaustulokseksi jännite, mutta ei suoraan venymää. Mitattu jännite muutettiin venymäksi tai vahvistevaimiksi kalibrointikokeilla, jotka tehtiin TKK:lla standardivetokoelaitteistolla, saaduilla kertoimilla. Menetelmä sisältää ainakin kaksi periaatteellista virhettä jännitteen vahvistevaimiksi muuttamisessa: kalibrointikokeissa vallitsi vahvisteesa yksiaksiaalinen jännitystila, kun maastossa koerakenteissa vahvisteesa vallitsee aina kolmiaksiaalinen jännitystila. 2. Kalibrointikerroin ei ota huomioon synteettisten vahvisteiden mahdollista virumaa. Virheistään huolimatta menetelmän tarkkuus lienee riittävä.



*Kuva 5.2 Mikonkorpi. Pussirakenteen alempi venymäliuskoilla instrumentoitu verkko (pl 287) koerakenteeseen asennettuna ennen levennyksen murskekerroksen levitystä [Viatak-Yhtiöt Oy 1997].*

#### **5.4 Potentiometrit**

Levennyksen jakavan kerroksen kokoonpuristuman ja levennyksen ja vanhan penkereen rajakohdan sivusiirtymien mittaamiseksi käytettiin potentiometrejä, joita yleensä käytetään routanousujen mittaamiseen. Mittalaitteella mitataan teräsvaijerilla toisiinsa yhdistetyn "potentiometrin" ja "ankkurin" välistä siirtymää. Teräsvaijeri liittyy mekaanisesti koteloituun lineaariseen monikierrospotentiometriin toisesta päästään. Teräsvaijerin pitää kireänä potentiometrin yhteyteen asennettu kierrejousi. "Ankkurina" toimii teräslevy. Mitattaessa potentiometriin syötetään tasajännite ja luetaan ulostulojännite, joka on suoraan verrannollinen siirtymään.

3 kpl potentiometrejä asennettiin pystysuuntaisesti poikkileikkauksiin 256.5, 283 ja 312 sekä 3 kpl vaakasuuntaisesti poikkileikkauksiin 257.7, 283.6 ja 313. Potentiometrit asennettiin rakentamisen aikana. Potentiometrin "ankkurin" asennettiin pohjamaan pinnalle suodatinkankaan tai vahvisteverkon päälle. Varsinainen potentiometri asennettiin jakavan kerroksen yläosaan noin 20...25 cm syvyyteen.

Vaakasuuntaiset potentiometrit asennettiin jakavaan kerrokseen vanhan tienpengerin ja levennyksen rajalle noin 15...20 cm syvyydelle jakavan kerroksen yläpinnasta mitattuna. Mittalaitteen ja "ankkurin" välinen etäisyys oli 0,855 m paalulla 256.5, 0,815 m paaluilla 283.6 ja 312.

## 5.5 Levykuormituskokeet

Koerakenteiden kantavuuden määrittämiseksi tehtiin levykuormituskokeita tiivistetyn kantavan kerroksen päältä ennen ABK-kerroksen levittämistä. Levykuormituskokeet tehtiin paaluväliltä 120...180 ja 255...345 siten, että kuormituslevyn keskipiste oli noin 1,0...1,4 metriä ulospäin vanhan penkereen ja levennyksen rajalta eli noin 2...3 m oikealle tien tasausviivalta.

## 5.6 Pudotuspainokokeet

Pudotuspainokokeita tehtiin AB-päällysteen levityksen jälkeen kaikista koerakenteista noin 1,0 ja 3,5 m tasausviivasta oikealle noin, 1,0...1,2 metriä ulospäin vanhan penkereen ja levennyksen rajalta ja noin 1 metriä keskelle päin rajalta. Pudotuspainokokeita tehtiin kunkin koerakenteen levennyksessä 3 kpl ja vanhan penkereen päältä 1 kpl eli yhteensä 24 kpl. Kokeet tehtiin 8/96 ja 6/01.

## 6 SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET

### 6.1 Painumat

#### 6.1.1 Asfalttikerroksen pinnan painumat

Koerakenteiden painumia on seurattu vaaitsemalla AB-kerroksen pintaan asennettuja siirtymänastoja. Siirtymänastojen painumahavainnot eri ajan-kohtina on esitetty raportissa SCC Viatek [2001] poikkileikkauksittain. Välillä 23.8.1996...15.9.2000 mitatut kokonaispainumat ja painumat TSV:n kohdalle asennetun nastan suhteen on esitetty taulukossa 6.1.

Havaitut kokonaispainumat kasvavat paalulukeman ja tasauksen korotuksen kasvaessa siten, että vertailurakenteen painumat ovat pienimmät ja teräsverkolla lujitetun rakenteen suurimmat (tasauksen korotus 0,4...0,5 m vertailurakenteella ja 0,7...0,8 m teräsverkkorakenteella). TSV:lle asennettuun painumanastaan verrattuna painumat levennyksessä ulomman pyöräuran kohdalla ovat suurimmat vertailurakenteella ja pienimmät teräsverkolla lujitetulla rakenteella. Tensar-verkolla lujitetuilla rakenteilla siirtymät ovat keskenään samaa suuruusluokkaa.

Taulukko 6.1 Mikonkorpi. AB-kerroksen pintaan asennettujen siirtymänastojen a) painumaero tasausviivalle asennetun siirtymänastan suhteen ja b) mitattu kokonaispainuma 23.8.1996...15.9.2000 [SCC Viatek 2001]

a)	Etäisyys tien keskilinjalta [m]										
Paalu	0	1,6	2,1	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,9	4,4	4,9
Vertailurakenne pyöräraura (2,6...3,4 m)											
257	0	5	2	5	7	8	7	6	3	3	2
265	0	3	1	3	5	7	7	6	2	1	2
Tensar-verkko pussirakenteena											
283	0	0	0	3	4	4	6	6	0	1	0
290	0	-	2	5	7	7	6	4	3	0	1
Tensar-verkko kantavan alla											
312,5	0	3	3	7	-	6	5	4	1	1	1
317	0	4	3	5	-	7	5	4	2	3	1
Teräsverkko kantavan alla											
335	0	-1	1	3	5	3	3	0	-2	0	1
340	0	-	2	5	-	4	3	1	0	1	-8

x	painuma vähintään 5 mm	2.6...3.4 m = ulomman pyöräuran kohdalla
x	painuma alle 5 mm	3.0 m = vanhan asfaltin reuna

b) Mitattu kokonaispainuma 23.8.1996...15.9.2000	
Vertailurakenne	7...16 mm
Tensar-verkko pussirakenteena	7...15 mm
Tensar-verkko kantavan alla	10...17 mm
Teräsverkko kantavan alla	14...19 mm

*Taulukko 6.2 Mikonkorpi. AB-kerroksen pintaan asennettujen siirtymänastojen sivusiirtymä tasausviivalle asennetun siirtymänastan suhteen 23.8.1996...15.9.2000 [SCC Viatek 2001]*

a) Paalu	Etäisyys tien keskilinjalta [m]										
	0	1,6	2,1	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,9	4,4	4,9
Vertailurakenne <span style="float: right;">pyörära (2,6...3,4 m)</span>											
257	0	6	0	0	2	2	5	5	2	1	1
265	0	1	5	-1	1	6	<b>15</b>	<b>10</b>	4	1	1
Tensor-verkko pussirakenteena											
283	0	2	1	0	3	4	-	-	1	-1	1
290	0	-	-1	0	6	5	5	6	3	0	1
Tensor-verkko kantavan alla											
312,5	0	5	3	1	-	-1	7	7	3	3	4
317	0	2	6	1	-	5	4	6	2	2	1
Teräsverkko kantavan alla											
335	0	2	5	1	4	5	7	3	2	3	3
340	0	-	1	1	-	<b>12</b>	7	4	1	8	6

### 6.1.2 Jakavan kerroksen kokoonpuristuma

Jakavan kerroksen kokoonpuristumaa levennyksen kohdalla on mitattu levennyksen jakavaan kerrokseen asennetuilla pystysuuntaisilla potentiometreillä, joiden mittausväli on noin 1,0 m. Potentiometreillä mitatut kokoonpuristumat jakavan kerroksen rakentamisen jälkeen ja asfaltoinnin jälkeen on esitetty taulukossa 6.3. Raportissa SCC Viatek [2001] on esitetty kokoonpuristumat kuvaajina ajan suhteen.

AB-kerroksen pintaan asennetuilla siirtymänastoilla mitatut painumat (5...15 mm) ovat selvästi suurempia kuin pystysuuntaisilla potentiometreillä mitatut pystysiirtymät (+0,5...-1,3 mm). Ilmeisesti AB:n pinnalta mitatut painumat aiheutuvat penkereen alapuolisen pohjamaan painumasta ja AB- ja ABK-kerrosten muodonmuutoksista, ei jakavan kerroksen kokoonpuristumasta.

*Taulukko 6.3 Mikonkorpi. Jakavan kerroksen kokoonpuristuma jakavan kerroksen rakentamisen ja asfaltoinnin jälkeen. pl 257,7 = vertailurakenne, pl 283,6 = pussirakenne ja pl 312 Tensor-verkko kantavan alla [Viatek 2001].*

Paalu	kokonaiskokoonpuristuma (23.5.1996...20.4.2001)		asfaltoinnin jälkeinen (31.7.1996...20.4.2001)	
	abs.	suht.	abs.	suht.
pl 257,7	10 mm	1 %	-0,5 mm	-0,05 %
pl 283,6	9 mm	0,9 %	-1,3 mm	-0,13 %
pl 313	5 mm	0,5 %	0,5 mm	0,05 %

+ = kokoonpuristuma

- = löyhtyminen



## 6.2 Penkereen muodonmuutokset

### 6.2.1 Sivusiirtymät asfalttikerroksen pinnassa

Sivusiirtymiä vanhan penkereen ja levennyksen rajakohdassa on seurattu mittaamalla AB-kerroksen pintaan asennettuja siirtymänastoja. Siirtymänastoja asennettiin 2 poikkisuuntaista riviä kuhunkin koerakenteeseen. Siirtymänastojen sivusiirtymät eri ajankohtina on esitetty raportissa SCC Viatek [2001] poikkileikkauksittain. Välillä 23.8.1996...15.9.2000 mitatut sivusiirtymät TSV:n kohdalle asennetun nastan suhteen on esitetty taulukossa 6.2.

Rakenteiden pinnasta mitatut sivusiirtymät vastaavat pääsääntöisesti toisiinsa ja ovat levennyksessä ulomman pyöräuran (2,6...3,4 m TSV:ltä) kohdalla suurempia kuin vanhan penkereen kohdalla. Havaitut suurimmat sivusiirtymät poikkileikkauksittain ovat 5...15 mm. Suurimmat sivusiirtymät on mitattu vertailurakenteesta (15 mm). Suurimmat siirtymät poikkeavat huomattavasti ko. koerakenteen toisen siirtymänastalinjan havaituista sivusiirtymistä, joten havaintojen luotettavuudesta ja/tai edustavuudesta ei voida olla täysin varmoja.

### 6.2.2 Sivusiirtymät jakavan kerroksen yläpinnassa

Tien levennyksen ja vanhan penkereen rajakohdan sivusiirtymiä on mitattu jakavaan kerrokseen vanhan tiepenkereen ja levennyksen rajalle asennetuilla vaakasuuntaisilla potentiometreillä, joiden mittausväli on noin 0,8 m. Potentiometreillä mitatut sivusiirtymät jakavan kerroksen rakentamisen jälkeen ja asfalttoinnin jälkeen on esitetty taulukossa 6.4. Raportissa SCC Viatek [2001] on esitetty kokoonpuristumat kuvaajina ajan suhteen.

Asfalttoinnin jälkeen potentiometreillä mitatut jakavan kerroksen yläpinnan suhteelliset venymät ovat suuruudeltaan 0,1...0,3 % ja vastaavilla kohdilla sijaitsevien venymäliuskojen venymät 0,14...0,25 % (taulukko 6.9). Potentiometreillä ja venymäliuskoilla mitatut venymät vastaavat toisiaan: pl 283: potentiometri 0,17 % ja venymäliuskat 0,16 % (yläverkko) ja 0,14 % (alaverkko) sekä pl 313: potentiometri 0,27 % ja venymäliuska 0,25 %.

AB-kerroksen yläpinnan venymät ovat 0,6...0,8 % eli AB:n pinnan venymät ovat noin 0,4...0,6 % suurempia kuin jakavan kerroksen yläosan venymät vastaavalla havaintojaksolla. Pienin venymäero AB-kerroksen ja jakavan kerroksen välillä on rakenteella, jossa on Tensar-verkko kantava kerroksen alla (0,36...0,48 %) ja suurin vertailurakenteella (0,51...1,26 %). Tulosten perusteella kantavan kerroksen alle asennettu vahviste vähentää levennyksen päällysteen sivusiirtymiä.

*Taulukko 6.4 Mikonkorpi. Jakavan kerroksen absoluuttinen ja suhteellinen venymä vanhan penkereen ja levennyksen rajakohdalla jakavankerroksen rakentamisen ja asfaltoinnin jälkeen. pl 257,7 = vertailurakenne, pl 283,6 = pussirakenne ja pl 312 = Tensar-verkko kantavan alla [SCC Viatek 2001].*

Paalu	kokonaisvenymä (23.5.1996...20.4.2001)		asfaltoinnin jälkeinen (31.7.1996...20.4.2001)	
	abs.	suht.	abs.	suht.
pl 257,7	1,5 mm	0,17 %	1,0 mm	0,12 %
pl 283,6	2,7 mm	0,33 %	2,0 mm	0,17 %
pl 313	2,7 mm	0,33 %	2,3 mm	0,27 %

*Taulukko 6.5 Mikonkorpi. Siirtymänastoilla mitatut sivusiirtymät ja siirtymänastojen välinen siirtymäero ja muodonmuutos. Mitatut siirtymänastat potentimetrin mittauspäiden kohdalla.*

Paalu	2,6 m *	3,4 m **	siirtymäerotus	suhteellinen siirtymä
257	0	5	5 mm	0,63 %
265	-1	10	11 mm	1,38 %
283	0	-	-	-
290	0	6	6 mm	0,75 %
312,5	1	7	6 mm	0,75 %
317	1	6	5 mm	0,63 %

\* noin 0,4 m vanhan asfaltin reunasta keskelle päin

\*\* noin 0,4 m vanhan asfaltin reunasta ulos päin

## 6.3 Kantavuusmittaukset

### 6.3.1 Levykuormituskokeet

Vanhan tiepenkereen ja levennyksen kantavan kerroksen pinnan kantavuutta on tutkittu levykuormituskokeilla 25.7.1996. Levykuormituskokeiden kantavuuksien  $E_2$  ja kantavuussuhteiden  $E_2/E_1$  keskiarvot on esitetty taulukossa 6.6. Levykuormituskokeiden jälkeen koerakenteita lisätiivistettiin jyrällä veden kanssa, mutta uusia levykuormituskokeita ei tehty tiivistyksen jälkeen.

Levykuormituskokeilla määritettyjen kantavuuksien keskiarvot vaihtelivat välillä 96...159 MPa. Kantavuus oli suurin vertailurakenteen (plv 250...275) ja teräsverkolla lujitetun rakenteen kohdalla. Alhaisin kantavuus oli Tensar verkoilla lujitetuilla rakenteilla.

$E_2/E_1$ -kantavuussuhteet olivat geovahvistetuilla rakenteilla suuremmat kuin vahvisteettomilla vertailurakenteilla (2,34...2,67 > 2,09). Mahdollisesti kantavan kerroksen alapuolinen vahviste aiheuttaa joustavan "kerroksen".

Taulukko 6.6 Mikonkorpi. Kantavan kerroksen päältä 25.7.1996 tehtyjen levykuormituskokeiden tulosten keskiarvot. Kokeet on tehty 2,6...3,1 m oikealle TSV:lta [Viitek-Yhtiöt 1997].

Rakenne	plv.	E <sub>2 ka</sub> [MPa]	E <sub>2</sub> /E <sub>1</sub> (ka.)
Vertailurakenne *	120...140	116	1,90
HaTelit päällystekerrosten välissä*	160...180	104	2,62
Vertailurakenne	256...270	159	2,09
Pussirakenne	280...295	102	2,53
Tensar-verkko kantavan alla	305...320	96	2,34
Teräsverkko kantavan alla	330...345	125	2,67

\* levykuormituskokeet tehty ennen vahvisteverkkojen asentamista

### 6.3.2 Pudotuspainokokeet

Kantavuutta AB-kerroksen päältä on tutkittu elokuussa 1996 ja 26.6.2001 pudotuspainokokeilla. Pudotuspainokokeiden tulosten yhteenveto on esitetty taulukossa 6.7. Odotetusti suurimmat kantavuudet on mitattu Jartinkadun eteläpuoleisesta vertailurakenteesta ja asfalttilujitteella lujitetusta rakenteesta, joissa sidottujen kerrosten paksuudet ovat 0,2...0,4 m. Ko. rakenteissa päällystekerrosten väliin asennetulla vahvisteella ei ole vaikutusta rakenteen kantavuuteen.

Heti päällystyksen jälkeen 1996 vertailurakenteen ja teräsverkolla lujitetun rakenteen kantavuus oli suurin ja pussirakenteen alhaisin. 2001 elokuussa teräsverkkorakenteen kantavuus oli suurin ja pussirakenteen edelleen alhaisin. Mitattujen kantavuuksien hajonta on vähentynyt verrattuna 1996 mitattujen kantavuuksien hajontaan.

Taulukko 6.7 Mikonkorpi. AB-kerroksen päältä 8/1996 ja 26.6.2001 tehtyjen pudotuspainokokeiden tulosten keskiarvot. Kokeet on tehty 3,5 m oikealle TSV:lta. Tulokset ovat lämpötilakorjaamattomia [Viitek-Yhtiöt 1997 ja SCC Viitek 2001].

Rakenne	plv.	E <sub>2 ka</sub> [MPa] 8/1996 *	E <sub>2 ka</sub> [MPa] 26.6.2001 *
Vertailurakenne *	100...140	355	523
HaTelit päällystekerrosten välissä*	160...190	367	553
Vertailurakenne	250...270	308	408
Pussirakenne	280...295	257	384
Tensar-verkko kantavan alla	305...320	271	409
Teräsverkko kantavan alla	330...345	292	417

\* lämpötilakorjaamattomat tulokset (8/1996 T = ?, ei toimitettu Tielaitokselta, 26.6.2001 T<sub>ilma</sub> = +18...20 °C ja T<sub>pinta</sub> = +31...32 °C).

## 6.4 Vahvisteiden venymät ja vahvistevoimat

Vahvisteverkkojen venymiä mitattiin verkkoihin liimatuilla venymäliuskoilla kahdessa eri poikkileikkauksessa. Vahvisteisiin mobilisoituneiksi vahvistevoimiksi mittaustulokset muutettiin kalibrointikokeiden avulla saaduilla ker-toimilla (taulukko 6.8).

Venymäliuskojen sijainnit ja kunkin liuskan tunnus on esitetty kuvissa 6.1 ja 6.2. Kuvissa on esitetty myös kullakin venymäliuskalla mitatut venymät ajan suhteen. Tarkemmin venymäliuskamittausten tulokset ja liuskojen tarkat si-jainnit on esitetty raporteissa Viatek-Yhtiöt [1996] ja SCC Viatek [2001]. Taulukossa 6.9 on esitetty asfaltoinnin jälkeen mitatut venymät liuskoittain.

*Taulukko 6.8 Mikonkorpi. Vahvisteverkkoihin kehittyneet vahvistevoimat 20.4.2001. a) Tensar SS30-verkko pussirakenteena ja b) Tensar SS30-verkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä [SCC Viatek 2001].*

a) Yläverkko		Alaverkko	
Venymäliuska	Vahvistevoima, kN/m	Venymäliuska	Vahvistevoima, kN/m
A1	2,1	B1	2,8
A2	4,0	B2	2,0
A3	5,0	B3	2,3
		B4	1,8

b) Yläverkko	
Venymäliuska	Vahvistevoima, kN/m
C1	3,5
C2	3,8
C3	2,8 tien pituussuuntainen liuska
C4	4,0

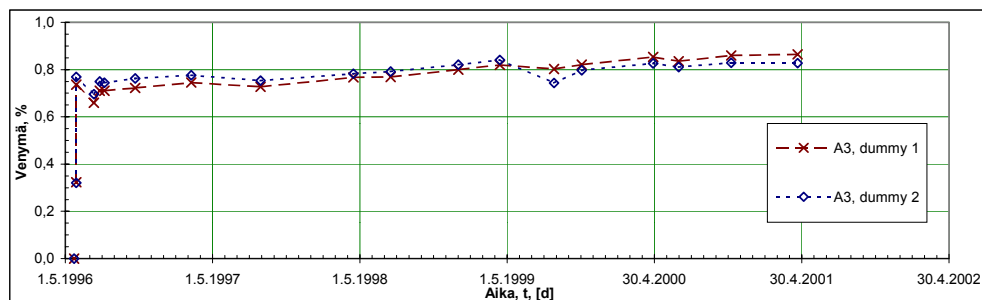
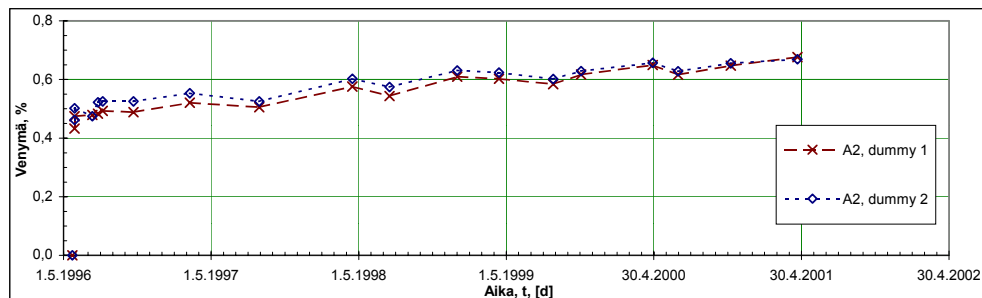
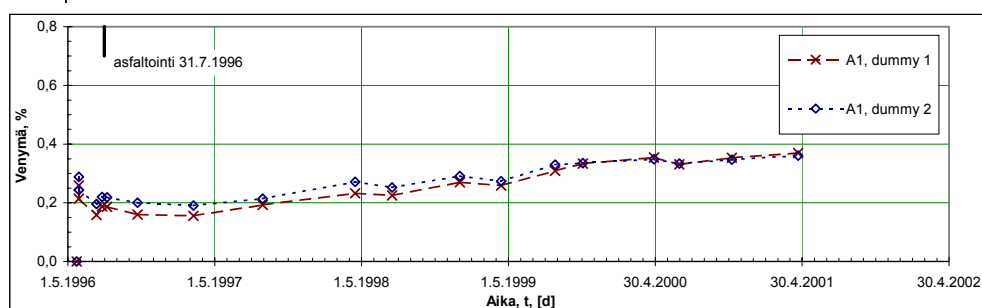
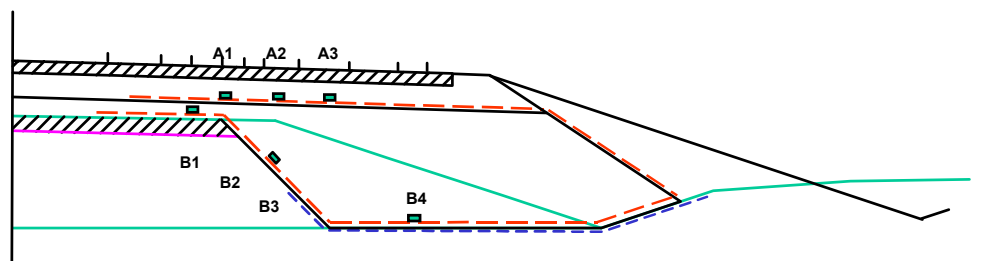
*Taulukko 6.9 Mikonkorpi. Venymäliuskojen venymät asfaltoinnin jälkeen 8/96...4/01.*

liuska	venymä, %	liuska	venymä, %	liuska	venymä, %
A1	0,16	B1	0,15	C1	0,25
A2	0,16	B2	0,14	C2	0,16
A3	0,12	B3	0,12	C3*	0,30
		B4	0,13	C4	0,15

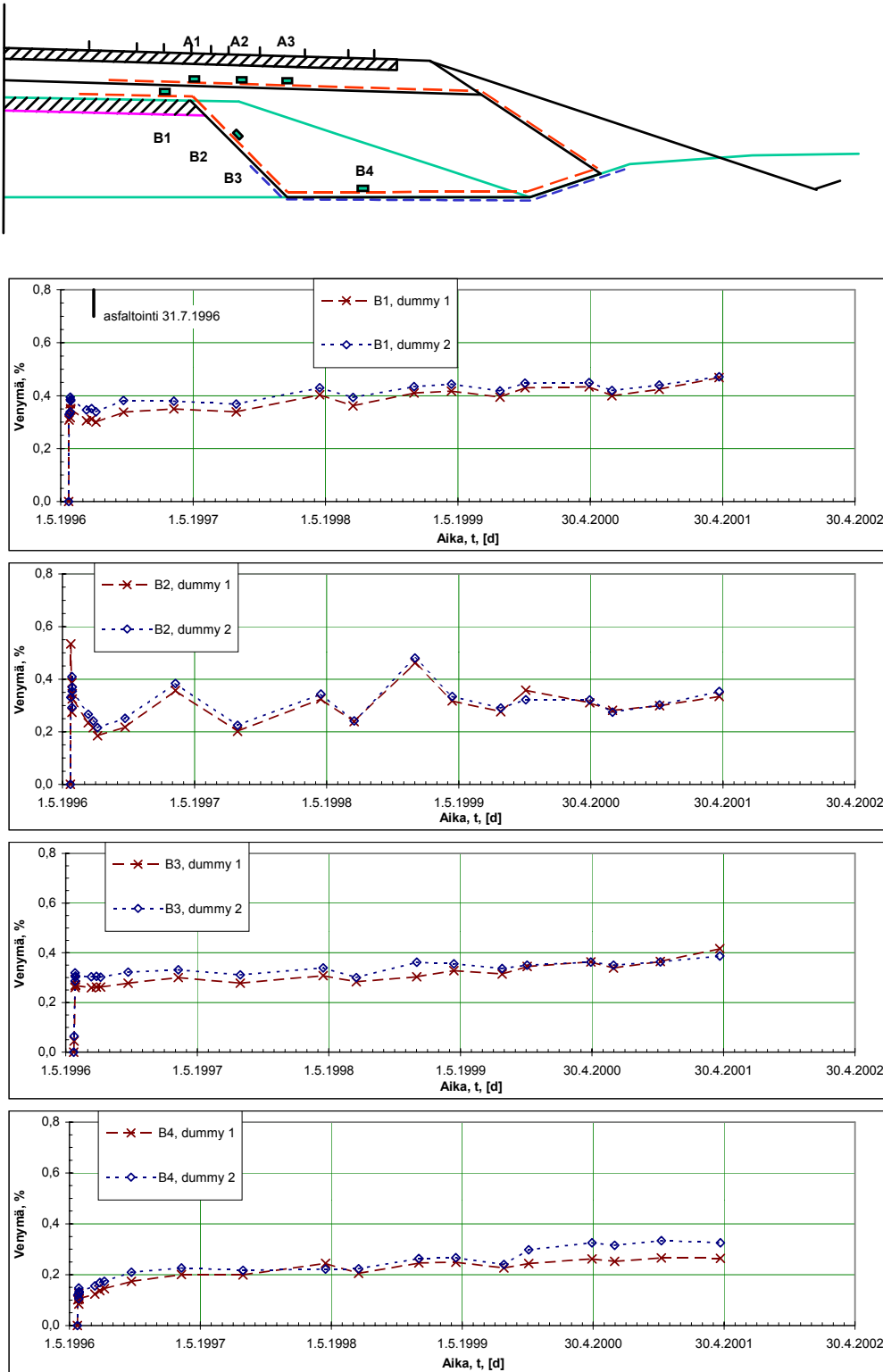
\* tien pituussuuntainen liuska

## 6.5 Silmämääräiset havainnot

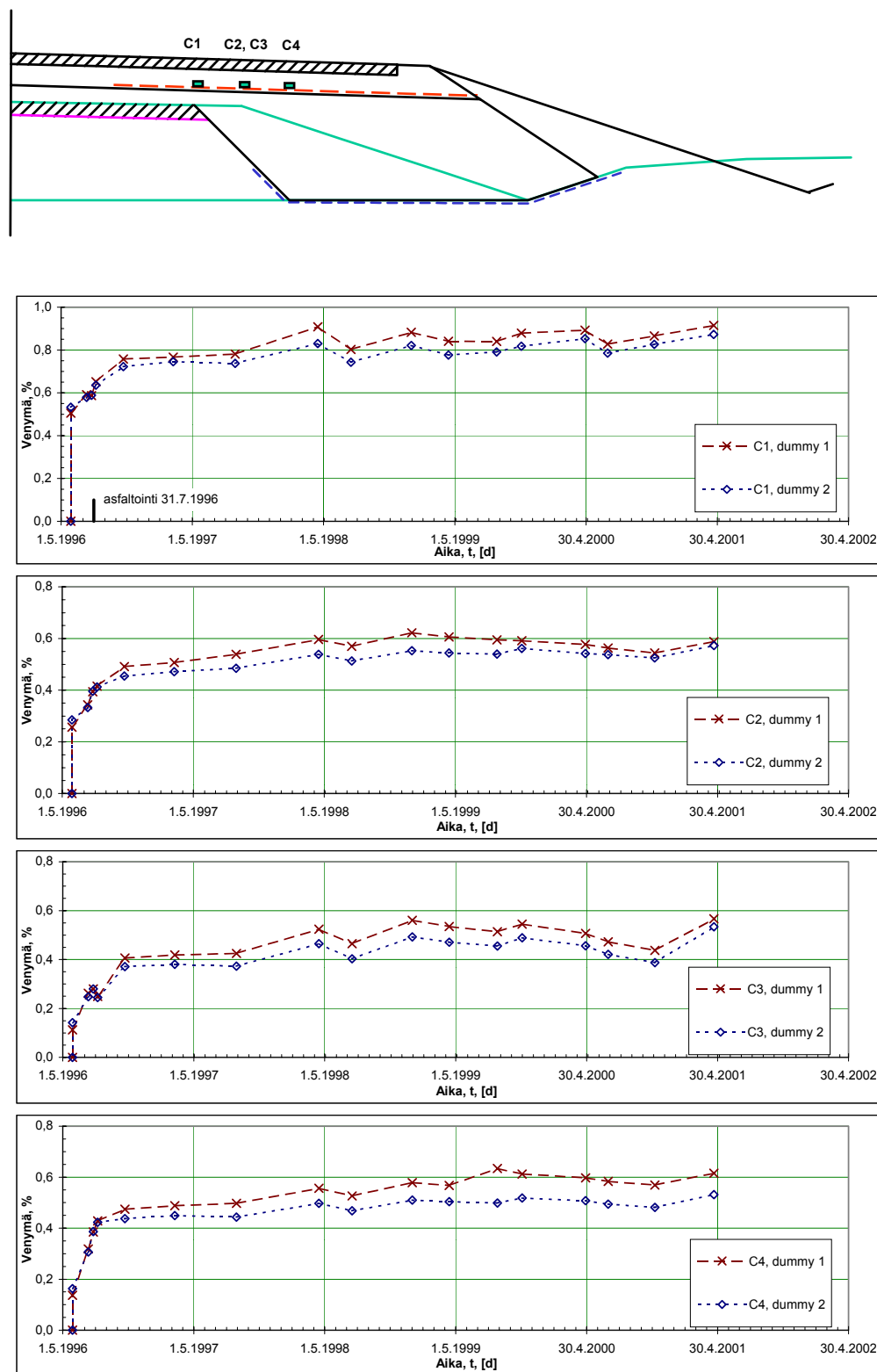
Koerakenteiden asfaltin pinnassa ei ole havaittavissa halkeamia, painaumia tai muutenkaan poikkeuksellista.



Kuva 6.1a Mikonkorpi. Tensar SS30-verkko pussirakenteena, yläverkko. 23.5.1996...20.4.2001 mitatut venymäliuskosten venymät. Venymäliuskat A1...A3, jotka kaikki on asennettu yläverkkoon tien poikisuuntaan.



Kuva 6.1b Mikonkorpi. Tensar SS30-verkko pussirakenteena, alaverkko. Venymäliuskojen venymät 23.5.1996...20.4.2001. Venymäliuskat B1...B4, jotka kaikki on asennettu alaverkkoon tien poikkisuuntaan.



Kuva 6.2

Mikonkorpi. Tensor SS30-verkko kantavan ja jakavan kerroksen välissä. Venymäliuskojen venymät 23.5.1996...20.4.2001. Venymäliuskat C1...C4, jotka on asennettu tien poikkisuuntaan lukuunottamatta liuskaa C2 on tien pituussuuntaisesti.

## 7 MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI

### 7.1 Painumat ja sivusiirtymät

4 vuoden aikana mitatut levennyksen painumat (7...21 mm) ovat todellista kokonaispainumaa pienempiä, koska havainnoista puuttuu painumat ensimmäisen noin 3 kuukauden ajalta, joka kului sitomattomien kerrosten rakentamisen aloituksesta siirtymänastojen asentamiseen. Uotisen [1996] laskemasta aika-painumakuvaajasta saadaan 3 kk...4 v välillä tapahtuvaksi painumaksi 80...90 mm, kun kokonaispainumaksi on laskettu 235...265 mm tangenttimoduulimenetelmällä. Plaxiksella kokonaispainumaksi saatiin noin puolet vähemmän eli 125...137 mm. Aika-painumaa ei määritetty ko. menetelmällä. Tähän astisten painumahavaintojen perusteella vaikuttaa Plaxis-laskelma käsin laskentaa luotettavammalta.

TSV:lle asennettuun siirtymänastaan verrattuna painumat levennyksessä ulomman pyöräuran kohdalla ovat suurimmat vertailurakenteella (5...8 mm) ja pienimmät teräsverkkorakenteella (3...5 mm). Tensar-verkolla lujitetuilla rakenteilla siirtymät ovat keskenään samaa suuruusluokkaa (4...7 mm). Vahvisteiden käyttäminen näyttäisi tasaavan levennyksen painumia.

Siirtymänastojen perusteella eniten asfaltoinnin jälkeisiä sivusiirtymiä on tapahtunut teräsverkkorakenteessa ja vertailurakenteessa (5...15 mm). Pontentiometri- ja venymäliuskamittausten perusteella puolestaan jakavan kerroksen yläosan sivusiirtymää on tapahtunut eniten "Tensar-verkko kantavan alla" -rakenteessa ja vähiten vertailurakenteessa. Havaitut sivusiirtymät ovat vähäisiä ja tulokset ristiriitaisia, mutta ilmeisesti vahvisteet vähentävät levennyksen sivusiirtymiä.

### 7.2 Kantavuudet

Kantavan kerroksen päältä 7/1996 tehdyissä levykuormituskokeissa ja AB-kerroksen päältä 8/1996 tehdyissä pudotuspainokokeissa Tensar-verkoilla lujitettujen rakenteiden kantavuudet olivat alhaisemmat ja  $E_2/E_1$ -suhteet suuremmat kuin vertailurakenteella ja teräsverkkorakenteella. 6/01 tehdyissä pudotuspainokokeissa pussirakenteen kantavuus oli muita rakenteita alhaisempi, mutta "Tensar-verkko kantavan kerroksen alla" -rakenteen kantavuus oli kohonnut vertailurakenteen ja teräsverkkorakenteen tasolle.

Kantavuuskokeiden perusteella kohteessa, jossa rakenne on erittäin jäykkä ja kantavuus suuri, näyttäisi rakenteen yläosaan asennettu synteettinen lujite alentavan mitattua kantavuutta heti rakentamisen jälkeen. Pidemmän ajan kuluessa muovilujiterakenne vaikuttaa saavuttavan lujittamattoman rakenteen kantavuuden ja mahdollisesti ylittää sen pidemmällä jaksolla.

### 7.3 Vahvisteiden muodonmuutokset ja vahvistevoimat

Synteettisiin verkkoihin kehittyneet muodonmuutokset olivat suuruudeltaan noin 0,25...0,85 %, mikä vastaa vahvistevoimaa noin 2...5 kN/m. Synteettisillä vahvisteilla lujitetuissa rakenteissa asfaltoinnin jälkeiset vahvisteiden muodonmuutokset olleet noin 0,10...0,26 % (0,5...1,5 kN/m). Pääasiassa muodonmuutokset ovat tapahtuneet rakentamisaikana.



## 7.4 Lasketut vahvistevoimat

Levennetyn tiepenkereen sisäisen stabiliteetin vaatima vahvistevoima on laskettu raportissa Viatek-Yhtiöt [1997] Uotisen [1996] esittelemällä mitoitusmenetelmällä [Geovahvisteohje 1998]. Tässä ei esitellä mitoitusmenetelmää eikä tehtyjä laskelmia, vaan ainoastaan laskelmien tulokset.

Venymäliuskoilla mitatuista venymistä määritetyt vahvistevoimien maksimi-arvot ovat noin 5 kN/m pussirakenteen yläverkossa ja 3 kN/m alaverkossa. Kantavan kerroksen alle asennetusta verkosta määritetty maksimi vahvistevoima on noin 4,0 kN/m. Geovahvisteohjeen [1998] menetelmällä laskettu vahvistevoima 4,6 kN/m on samaa suuruusluokkaa mitattujen vahvistevoimien kanssa. Mikonkorven koerakenteissa edellä esitetyllä mitoitusmenetelmällä saadaan järkevältä tuntuvia vahvistevoiman arvoja staattisen kuormituksen tapauksessa. Luonnollisesti edellä esitetty mitoitusmenetelmä ei ota huomioon dynaamisten liikennekuormituksen vaikutuksia.

## 7.5 Kustannukset

Koerakenteiden toteutuneet Uudenmaan tiepiirin kokoamat kustannukset on esitetty työvaiheittain raportissa Viatek-Yhtiöt [1997]. Koerakenteiden rakentamiskustannukset on esitetty taulukossa 7.1.

Pussirakenteen rakentamiskustannukset on laskettu noin 45 % vertailurakennetta suuremmaksi. Synteettinen vahvisteverkko kantavan kerroksen alla on rakentamiskustannuksiltaan noin 14 % ja teräsverkkorakenne 10 % suurempi.

Taulukon 7.1 oikeanpuoleisen sarakkeen tarkastelussa oletetaan, että vertailurakenne joudutaan korjaamaan penkereen ja asfaltin reunalle kehittyvien halkeamien takia. Laskelma on tehty yksinkertaisesti ottamatta huomioon rakentamisindeksin muutoksia tai muita korjaus- ja rakentamisajan erosta aiheutuvia hintojen muutoksia ja rahoituskustannuksia. Korjaustoimenpiteeksi on oletettu vanhan asfaltin jyrsiminen noin 4 m leveydeltä vanhan penkereen ja levennyksen rajalta. Jyrsiminen asfaltin pohjalle asennetaan noin 3 m leveä vahvisteverkko ja levitetään uusi asfaltti. Mikäli rakenteiden mahdolliset korjauskulut otetaan huomioon tulee pussirakenne noin 5 % kalliimmaksi. Muut rakenteet ovat noin 18-20 % edullisempia.

*Taulukko 7.1 Mikonkorpi. Koerakenteiden rakentamiskustannukset. Oikeanpuoleisimmassa sarakkeessa on esitetty vertailuhinnat olettaen, että vahvisteiden käytöllä voidaan välttää vertailurakenteelle tehtävä päällysteen korjaus. Suluissa on esitetty suhteellinen kustannusero vertailurakenteen kustannuksiin verrattuna.*

Rakenne	Rakentamiskustannukset mk/m <sup>2</sup>	Vertailukustannukset mk/m <sup>2</sup>
Vertailurakenne	720	1000
Pussirakenne	1046 (+45 %)	1045 (+5 %)
Tensar kantavan alla	820 (+14 %)	820 (-18 %)
Teräsverkkorakenne	795 (+10 %)	795 (-20 %)

## 8 JOHTOPÄÄTELMÄT

Havaitut painumat ovat selvästi pienempiä kuin ennakkoon lasketut. Elementtimenetelmällä lasketut vastaavat käsinlaskentaa paremmin havaintoja.

Vahvisteverkoista 1996...2001 mitatut venymät on muunnettu vahvistevaimiksi. Geovahvistehjeessä [1998] esitetyllä mitoitusyhtälöllä määritetyt vahvistevaimat vastaavat mitatuista venymistä määritettyjä vahvistevaimia. Tutkimuksen perusteella esitetty mitoitusmenetelmä vaikuttaa Mikonkorven tapauksessa luotettavalta.

Käytännössä Mikonkorven kohteessa pohjamaa on ylikonsolidoitunutta ja lasketut painumat pienehköjä ja tasaisia, joten vahvisteverkko ei kohteessa ole välttämätön staattisten kuormien aiheuttamien muodonmuutosten vastaanottamiseksi. Liikennekuormitusten vastaanottamisessa vahvistevaimat saattavat pidemmän ajan kuluessa osoittautua päällysteen elinikää pidentäviksi. Painuvamman pohjamaan tapauksessa vahvistevaimin hyödyt tulisivat selkeämmin esiin.

Kustannuksiltaan pussirakenne on selkeästi kallein. Kantavan kerroksen alle asennetulla lujitteella varustetut rakenteet ovat 10...14 % vertailurakennetta kalliimpia. Mikäli mahdolliset korjaustoimenpiteetkin rakenteen elinkaaren aikana otetaan huomioon yksinkertaistetusti, on pussirakenne edelleen vertailurakennetta kalliimpi. Muut vahvistetut rakenteet tulevat tällöin noin 20 % edullisemmiksi.

## 9 KIRJALLISUUTTA (OSA II)

Aalto, A., Slunga, E. Tanska, H. Forsman, J. & Lahtinen, P. 1998. Synteettiset geovahvisteet, suunnittelu ja rakentaminen. Rakennustieto.

Aalto, A. & Lojander, M. 1997. Jakavan kerroksen murske 0-100 mm, laboratoriotutkimukset, Mikonkorpi, Järvenpää. Moniste. TKK, Pohjarakennus- ja maamekaniikka.

Uotinen, V.-M. 1996. Geovahvisteet tiepenkereen leventämisessä pehmeiköllä. Tielaitoksen selvityksiä 20/1996. Helsinki 1996, Uudenmaan tiepiiri. 117 s. + liitteet 11 s. (myös diplomityö)

Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Tielaitos, Uudenmaan tiepiiri. Mt 140 Sotakylän liittymän ja Mikonkorven kevytliikenteen liikenneturvallisuusjärjestelyt, Geovahvistetutkimuksen koerakenteet, tien levennys, Instrumentointisuunnitelma (26.2.1996). 7 s + 2 piirustusta.

Viatek-Yhtiöt Oy 1997. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Koerakenteen suunnittelu, rakentaminen ja seurantamittaukset, Maantien Mt 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää. Geovahvistetutkimus, vaihe III. s. 47 + liitteet.

Viatek Oy 1998. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...1998. Maantien Mt 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää.

Forsman, J. & Uotinen V-M. 1999. Synthetic reinforcement in the widening of a road embankment on soft ground. XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam 7.-10.6.1999. s. 1489-1496.

SCC Viatek Oy 2000. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...1999. Maantien MT 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää. 7 s. + liitteet 16 s.

SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...2001, Loppuraportti. Maantien MT 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää.

## OSA III

# TURPEEN VARAAN RAKENNETTU PÄÄLLYSTÄMÄTÖN GEOVAHVISTETTU TIE, LETEENSUO, HATTULA

## 1 JOHDANTO JA YHTEENVETO

Koerakennuskohde sijaitsee Rannikon yksityistiellä Y607 Leteensuolla Hämeenlinnasta noin 15 km luoteeseen. Valtatie 3:a rakennettaessa Leteensuon ylittävä Rannikon yksityistie jouduttiin rakentamaan uudelle linjaukselle. Koerakenteet ovat yhteensä noin 650 m pitkä osa Rannikon yksityistietä.

Kohde sijaitsee suolla, jonka keskiosassa tielinjalla on enimmillään noin 9...10 m turvetta, jonka alla on noin 5...6 m savea. Tielinjan pienemmillä ja suuremmilla paaluluvuilla turve- ja savikerrokset ohenevat. Geovahvisteita käytettiin kohteessa tien kantavuuden parantamiseksi ja tien painumien taasaamiseksi. Koerakenteet rakennettiin kesällä 1996.

Kohteen koeosuudet ovat: vertailurakenne, jossa turpeen pinnalle asennettiin geoverkko, geosellirakenne, jossa on kevytsoralla täytetty verkosta "kudottu" geosellikennosto turpeen pinnalle levitetyn verkon päällä ja kevytsoralla kevennetty kahdella verkolla lujitettu 2 x vahviste + LECA -rakenne (plv 590-680). Kevytsorakevennykseen päädyttiin odotettavissa olevien suurten painumien vuoksi.

Kantavuusmittausten (levykuormitus ja pudotuspainomittaus) perusteella Kevytsorarakenteiden kantavuudet vastaavat toisiaan ja 1. vertailurakenteen kantavuus on alhaisin. Geosellirakenteen kantavuudet vaihtelivat vähiten tasapaksujen rakennekerrosten takia. Muiden rakenteiden rakennepaksuudet vaihtelevat huomattavasti.

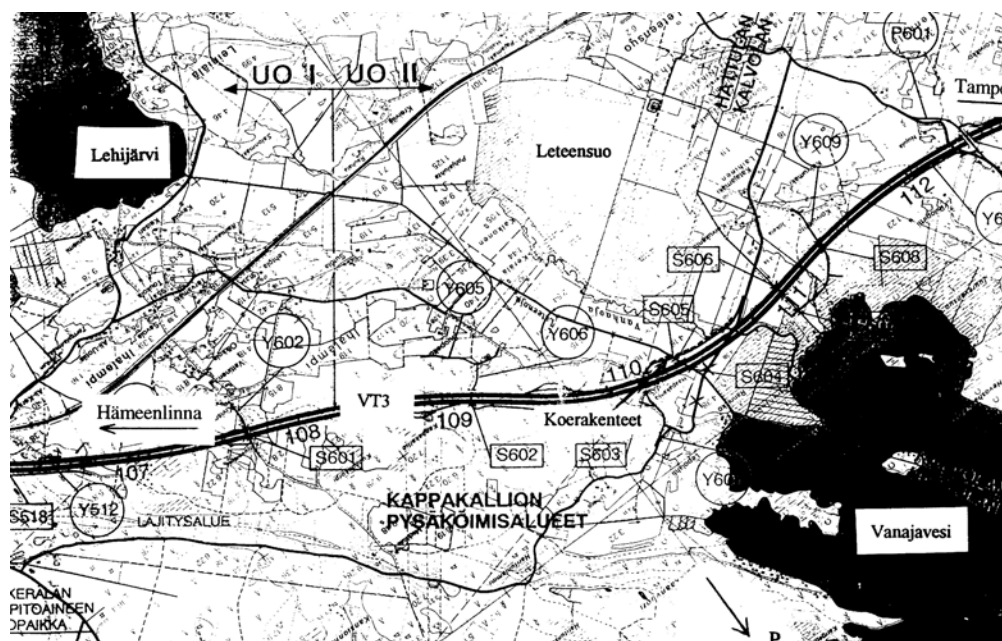
Turpeen pinnalle asennettujen verkkojen venymäliuskoilla mitatut venymät ovat lisääntyneet ajan kuluessa kaikissa koerakenteissa. Venymistä muunnetut vahvistevoimat ovat olleet enimmillään 2...5 kN/m. Kuorma-autokuormituksen aiheuttama vahvistevoiman kasvu auton renkaan kohdalla on ollut noin 0,4...2,5 kN/m 9/96 tehdyissä mittauksissa.

Päällystämättömän geovahvistetun tien mitoituksessa käytetään maailmalla yleisimmin Giroud&Noirayn 1981 esittämää mitoitusmenetelmää, joka on myös esitetty Geovahvistehjeessä. Leteensuon kohteissa menetelmällä tehty mitoitus vastasi kohtuullisesti mitattuja vahvistevoimia siitä huolimatta, että menetelmän teoreettiset perusteet ovat hyvin "hatarat" ja sitä ei ole tarkoitettukaan turvepohjalle.

## 10 KOHTTEEN KUVAUS

### 10.1 Sijainti

Rannikon yksityistie Y607 on kulkenut aiemmin Leteensuon yli vinosti VT3:n penkereen kohdalla (kuva 2.1). Tie siirrettiin VT3:n tielinjalta valtatie vierelle eteläpuolelle, jossa tie kulkee paaluvälillä noin 100...800 (kuva 2.2). Tie ylittää Vanhaojan rummulla (pl. 200) ja Leteenojan sillalla (pl. 560).



Kuva 2.1 Leteensuo. Koerakenteiden sijainti.

### 10.2 Pohjasuhteet

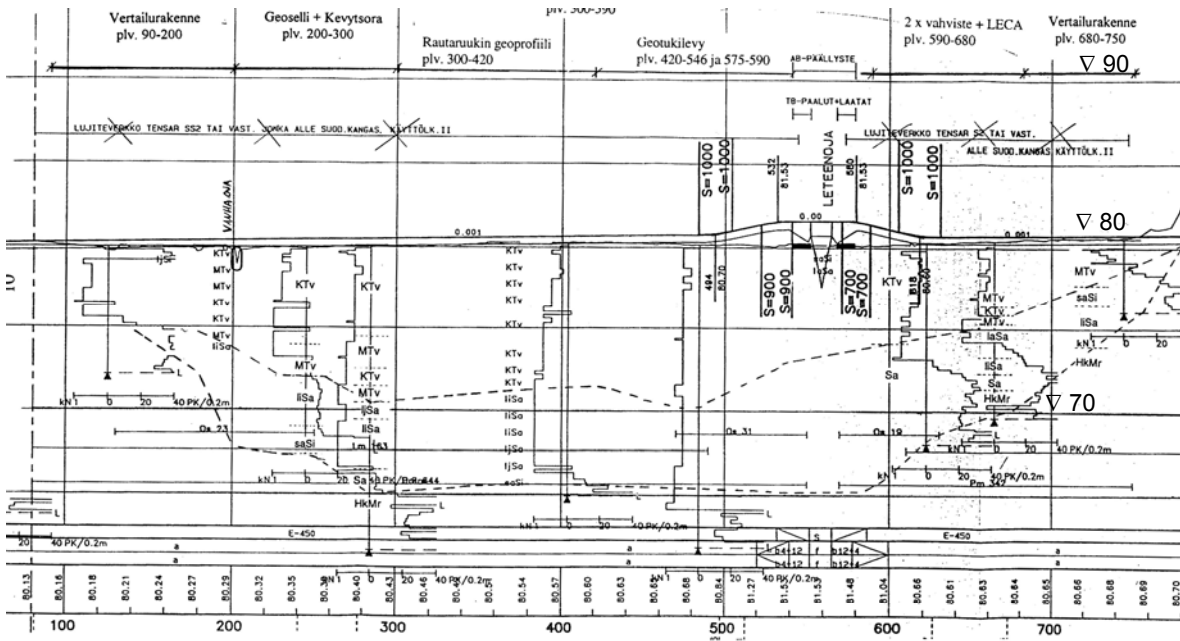
Paaluvälillä 280...500 on enimmäkseen noin 9...10 m keskinkertaisesti maatunutta (Ktv) ja maatunutta (MTv) turvetta, jonka alla on noin 5...6 m savea. Pienemmillä ja suuremmilla paaluluvuilla turve- ja savikerrokset ohenevat siten, että paalulla 150 on turvekerroksen paksuus noin 5 m ja savikerroksen paksuus noin 1 m. Paalulla noin 780 turve- ja savikerrokset loppuvat. Savikerroksen alla on hiekkamoreenia.

Valtatien pohjaantäyttö 1995 oli aiheuttanut turpeen pinnan ylöskohoamisen paaluvälillä noin 260...550. Paaluvälillä noin 300...520 oli turpeen pinta noussut huomattavasti, paikoitellen jopa 1,8 m. Tien tasausviiva oli suunniteltu tasolle noin +80...81 m. Leteenojan ylittävällä sillalla ja alueella, jossa turpeen pinta on kohonnut, on tien tasausviiva ylempänä.

Laboratoriotutkimusten [Forsman & Lojander 1995] perusteella tielinjalla on pääasiassa keskinkertaisesti maatunutta turvetta, jonka tuhkapitoisuus on noin 5...15 % ja vesipitoisuus noin 500...1000 % pintakerroksen alapuolella. Syvyydellä 0...1 m keskinkertaisesti maatunut turve on kuivempaa,  $w=300...500$  % (kuva 2.3). Turve on maatunutta suon reunaosissa ja syvemmällä suon keskiosissa.

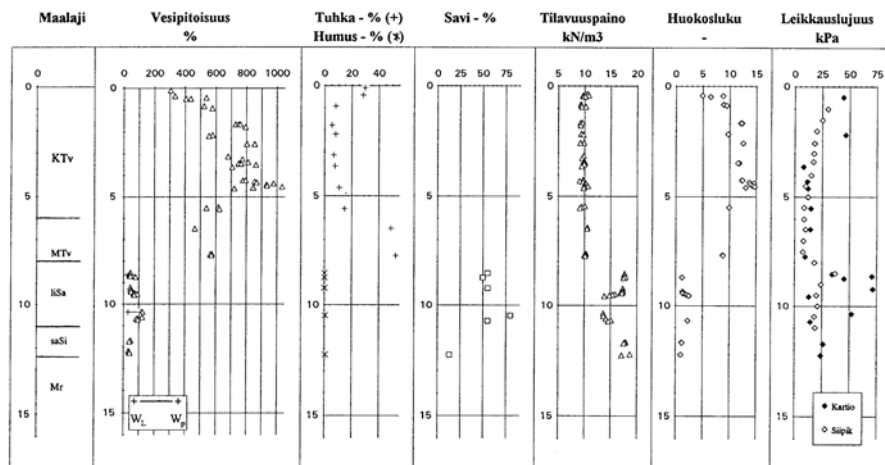
Kohteen turpeen ja saven suljettu leikkauslujuus on määritetty siipikairalla. Syvyydellä noin 0...1,5 m turpeen mitattu suljettu leikkauslujuus on noin 20...30 kPa. Syvemmällä turpeen mitattu leikkauslujuus vaihtelee välillä 5...30 kPa ollen pääasiassa välillä 10...15 kPa. Savikerrosten mitattu leikkauslujuus vaihtelee välillä 4...40 kPa ollen pääasiassa välillä 5...15 kPa.

TKK:illa on paaluilla 244,5 ja 602 otetuilla häiriintymättömillä näytteillä tehty portaattaisia ja jatkuvapuristeisia (CRS) ödometrikokeita. sekä suljettuja ja avoimia kolmiaksiaalikoikeita (CAUC, CADC ja CIDC) turve- ja savikerrokista. (tulokset raportissa Viatak [1997] ja Forsman & Lojander [1995]).

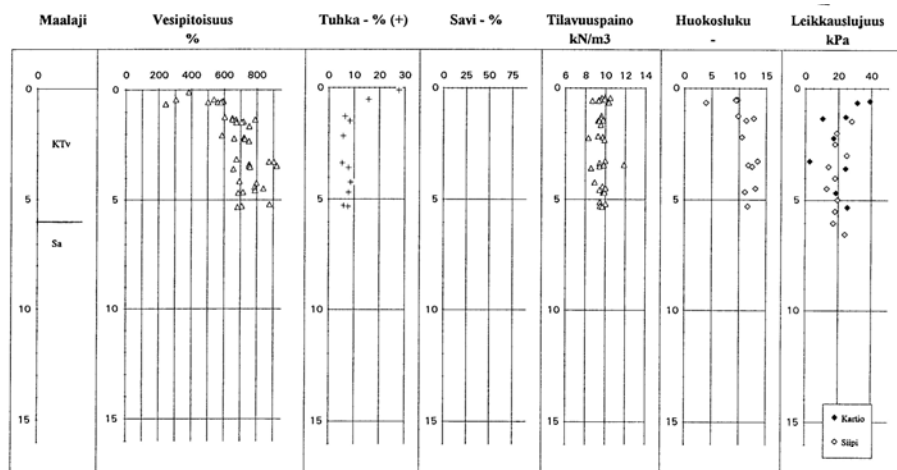


Kuva 2.2 Leteensuo. Rannikon yksityistien pituusleikkaus koerakenteiden kohdalta.

a)



b)

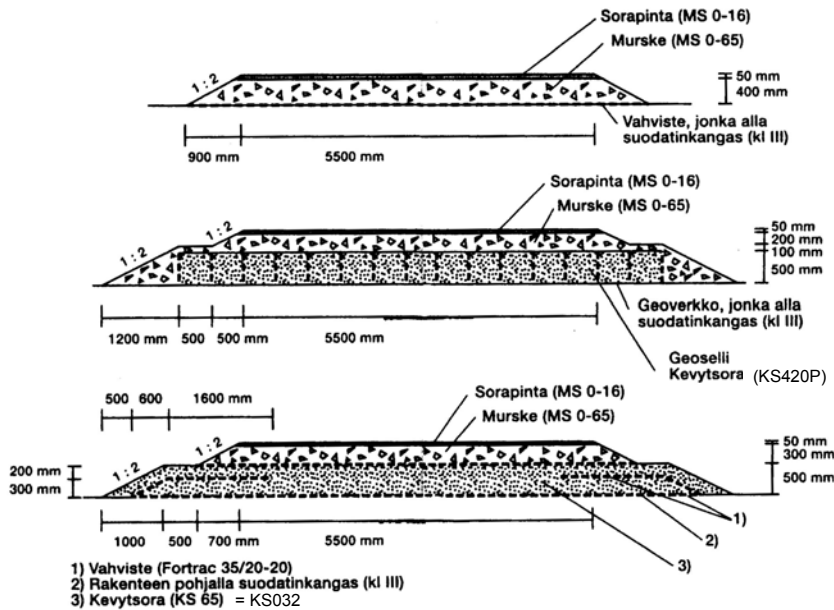


Kuva 2.3 Leteensuo. Luokituskokeiden tulokset a) piste 3, pl 245 vas. 5 ja b) piste 9, pl 602 vas. 7,5.

### 10.3 Koerakenteet

Paaluväleille 90...200 ja 680...750 rakennettiin Hämeen tiepiirin alkuperäisessä rakennussuunnitelmassa esittämä geovahvistettu rakenne, jota tässä raportissa kutsutaan vertailurakenteeksi. Geovahvistutkimuksen toimesta Viatek-Yhtiöt suunnitteli yhdessä TKK:n pohjarakennuksen laboratorion kanssa koerakenteet paaluväleille 200...300 ja 590...680. Paaluväleille 200...300 rakennettiin geosellirakenne ja paaluväleille 590...680 2 x vahviste + LECA -rakenne. Rakennepoikkileikkaukset on esitetty kuvissa 2.4 ja 5.1.

Toteutuneet alku- ja loppupaalut ovat: 90...213.5, 213.5...296.5, 610...692 ja 692...761 [Kujanpää 1997]. Tässä tekstissä käytetään kuitenkin suunnitelmien mukaisia paalulukemia vaikka tarkoitetaan edellä esitettyjä toteutuneita paalulukemia. Vanhaojan rumpu asennettiin paalulle 205.



Kuva 2.4 Leteensuo. Suunnitellut rakennepoikkileikkaukset. Ylinnä vertailurakenne (Tensar SS30-verkko), keskellä geosellirakenne (Tensar SS30 ja Tensar SR55-verkot) ja alinna 2 x vahviste + LECA -rakenne (Fortrac 35/20-20-verkko). Toteutuneet kerrospaksuudet ovat suunniteltua suurempia.

Suunniteltu vertailurakenne oli: suodatinkangas (kl III), Tensar SS30 verkko, 0,40 m murskekerros (0-65 mm) ja 0,05 m sorapinta (0-16 mm) (kuva 2.4). Suunniteltu geosellirakenne oli: suodatinkangas (kl III), Tensar SS30 verkko, kevytsoralla (KS420P) täytetty 0,5 m paksu geosellirakenne (Tensar SR55), 0,30 m murskekerros ja 0,05 m sorapinta (kuva 2.5). Rakentamistavassa lisättiin kevytsora- ja murskekerroksen väliin suodatinkangas (kl III). Suunniteltu 2 x vahviste + LECA -rakenne oli: suodatinkangas (kl III), alempi vahvisteverkko (Fortrac 35/20-20), 0,5 m kevytsorakerros (KS 65, nykyään lajite KS032), ylempi vahvisteverkko (Fortrac 35/20-20), 0,30 m murskekerros ja 0,05 m sorapinta (kuva 2.4).

Kevennetyissä koerakenteissa kiinnitettiin huomiota hyvän reunakantavuuden saavuttamiseen, josta syystä rakenteiden leveys ja materiaalimenekki ovat huomattavasti vertailurakennetta suurempia. Kevennetyissä rakenteissa kevytsorakerros oli reunoilta 0,5 m yläpuolista murskekerrosta leveämpi.

Toteutuneet rakennepaksuudet ovat pääasiassa suurempia kuin suunnitellut taulukon 2.1 mukaisesti. Rakennepaksuudet on mitattu rakenteisiin asennettujen levykuormituslevyjen suojaputkista. Toteutuneet rakennepaksuudet vaihtelevat kuvissa 6.3...6.5 esitettyjen maatulka-profiilien mukaisesti.

Taulukko 2.1 Leteensuo. Toteutuneet rakennepaksuudet rakenteisiin asennettujen levykuormitusputkien kohdalla 8.1996 ja 7.8.2001 [SCC Viatek 2001].

Paalulukema	Murskekerroksen paksuus	leca-kerroksen paksuus	Yhteensä (murske+ leca)
173	0,53 / 0,70 m	-	0,53 / 0,7 m
242,5 ja 243,5	0,42 / 0,52 m	0,61 / 0,58 m	1,03 / 1,1 m
653 ja 654	0,42 / 0,51 m	0,47 / 0,49 m	0,89 / 1,0 m
703	0,51 / 0,73 m*	-	0,51 / 0,73 m*

\* mitattu 9/96



## 11 KOERAKENTEIDEN SUUNNITTELU

### 11.1 Kantavuus

Koerakenteiden kantavuus laskettiin ennakkoon Odemarkin menetelmällä ja elementtimenetelmällä (Plaxis). Vahvisteisiin kehittyvät jännitykset määritettiin Giroud & Noirayn menetelmällä, Oxfordin menetelmällä sekä elementtimenetelmällä (Plaxis). Ennakkolaskelmat on esitetty yksityiskohtaisesti Viatekin raportissa [1997]. Giroud & Noirayn menetelmällä saatiin rakennepaksuudeksi 0,79 m vahvistevoiman ollessa 3 kN/m. Oxfordin menetelmällä saatiin rakennepaksuudeksi 0,77 m vahvistevoiman ollessa 10 kN/m.

Elementtilaskelmat on esitetty raportissa Forsman & Slunga [1995]. Ko. laskelmissa turvekerroksen materiaalimallin sekä rakennekerrosten parametrien valinta epäonnistui joten ko. laskelmien vertaileminen koerakenteiden mittaustuloksiin ei ole mielekäästä.

### 11.2 Painuma

Kevytsoran käyttämiseen rakenteissa päädyttiin, koska rakenteiden painuma on huomattava. Suunniteltujen kevytsorarakenteiden pohjamaalle aiheuttama kuorma oli lähes samansuuruinen kuin vertailurakenteen (suunniteltu noin 9 kPa), mutta kevytsorarakenteiden pinta on rakentamisen jälkeen huomattavasti ylempänä kuin vertailurakenteen pinta, jolloin myös painuneena on kevytsorarakenteen pinta ylempänä

Kevytsoralla kevennettyjen rakenteiden painumalaskelmat tehtiin ennakkoon kahdessa pisteessä (pl 245 ja 602) eli pisteissä, joista oli tehty ödometri- ja CRS-kokeita. Primaaripainumaksi laskettiin tangenttimoduulimenetelmällä 500 mm paalulla 245 ja 400 mm paalulla 602. Primaaripainumasta arvioitiin tapahtuvan 90 % 6...10 kk aikana [Viatek 1997].

### 11.3 Päällysrakenteiden valinta

Päällysrakenteet, rakenteiden dimensiot ja rakennemateriaalit valittiin osittain edellä kohdissa 3.1 ja 3.2 tehtyjen kantavuus- ja painumamitoitusten perusteella ja osittain muilla perusteilla.

Murskerakenne on Hämeen tiepiirin esittämä rakenne, joka haluttiin tutkimukseen vertailurakenteeksi. Rakenteelle laskettiin Odemarkin menetelmällä kantavuus, jota käytettiin muiden koerakenteiden suunnittelun minimikantavuutena.

Geosellirakenteen mitoittamiseksi ei ollut käytettävissä mitoitusmenetelmiä, vaan sellirakenteen korkeus määräytyi mm. Tensar SR55 verkon leveyden (1,0 m) puolikkaan perusteella. Molempien kevytsoralla kevennettyjen rakenteiden paksuudet haluttiin yhtäsuuriksi, joten 2 x vahviste + LECA rakenteen kevytsorakerroksenkin paksuudeksi valittiin 0,5 m. Odemarkin menetelmällä laskettuna saatiin kevennettyjen rakenteiden (0,5 m LECA + 0,35 m murske) kantavuudet huomattavasti vertailurakennetta suuremmaksi, jopa lähelle yleisten teiden suunnitteluohjeen alhaisimman tieluokan (SR) tavoitekantavuutta.

2 x vahviste + LECA -rakenteen verkon (Fortrac 35/20-20) lujuus valittiin kohdassa 3.1 laskettujen vahvistevoimien perusteella soveltaen geovahvistehjeessä [1998] esiteltyjä mitoituslujuuden määritysohjeita. [Viatek 1997].

## 12 RAKENTAMINEN

### 12.1 Aikataulu

Koerakenteet rakennettiin touko-heinäkuussa 1996 kantavan kerroksen yläpintaan saakka. 1. Vertailurakenne (pl 90...200) rakennettiin toukokuussa. Geoselli rakennettiin kesäkuussa. 2 x vahviste + LECA -rakenne ja toinen vertailurakenne (pl 680...750) rakennettiin heinäkuussa. Kaikkien rakenteiden sorapintausta levitettiin syyskuussa 1996. Sivuojat kaivettiin plv:lle 90...300 6/96, plv:lle 590...680 10/96 ja plv:lle 680...750 10/96. Tie avattiin yleiselle liikenteelle elokuussa 1996. Koerakenteiden rakentaminen ei edennyt jatkuvasti, vaan työssä oli erimittaisia taukoja Hämeen tiepiirin miesten ollessa välillä muilla työmailla tai kesälomalla.

Leteenojan ylittävä tukipaaluille perustettu silta rakennettiin 1.2.-30.7.1996. Vanhaojan kohdalle asennettiin rumpu 23.-25.4.1996.

Geovahvistetutkimuksen koerakenteiden lisäksi Hämeen tiepiiri rakensi 9/1995 paaluvälille noin 420-546 ja 575-590 tiepenkereen käyttäen ns. geotukilevyä (3,5 mm paksua profiloitua rakenneterästä, ns. "itäpelti"). Paaluväli 300-420 rakennettiin viikolla 21/96 käyttäen Rautaruukin geoprofiilia.

### 12.2 Koerakenteiden rakentaminen

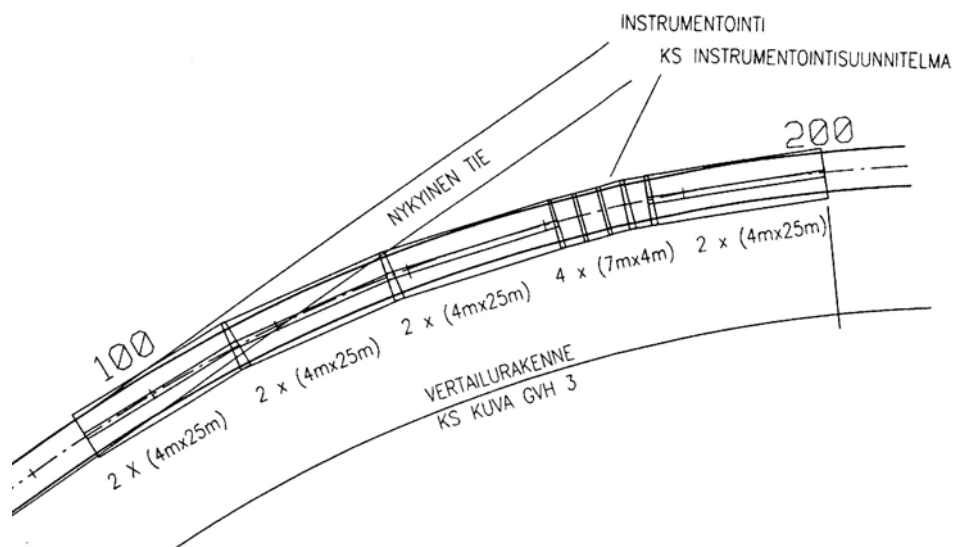
Koerakenteet rakennettiin normaalilla konekalustolla. Rakentamisessa käytettiin 21 tn kaivukonetta. Kevytsora tuotiin Kuusankosken tehtaalta suoraan työmaalle noin 100 m<sup>3</sup> rekka-autoilla. Päällysrakenne tiivistettiin rakentamisvaiheessa tela-alustaisella kaivukoneella. Ennen sorapintausta levittämistä tierakennetta tiivistettiin uudelleen 23.7.1996.

#### 12.2.1 1. Vertailurakenne

1. Vertailurakenteen (plv 90...200) pohjamaa tasattiin 6-7.5.1996 poistamalla pintamaata 50...200 mm. Ylin kuivin ja kantavin turvekerros pyrittiin säilyttämään mahdollisimman paksuna ja ehjänä.

Suodatinkangas (kl III) ja lujiteverkko Tensar SS30 levitettiin pituussuunnasta lukuun ottamatta paaluväliä 162...176, johon asennettiin 4 kpl verkkoja tien poikkisuunnasta (kuva 4.1). Ko. verkot asennettiin poikkisuunnasta venymäliuskojen takia. Suodatinkangas ja verkko asennettiin noin 7 m levyisenä tien pohjalle. Tensar SS-verkon leveys on 4 m, joten pituussuunnassa levitetyt verkkoja limitettiin yksi metri poikkisuunnassa. Tien pituussuunnassa verkkoja limitettiin noin 0,5 m. Suodatinkankaan ja lujiteverkon levittäminen aloitettiin vanhan tierakenteen päältä. Jatkettaessa verkkoja tien pituussuunnassa, edettäessä tulevan täytön suunnassa, asennettiin uusi verkko aina edellisen verkon reunan alapuolelle, jolloin uusi verkko ei "karranut" mursketta lisättäessä.

Suunniteltu kantavan murskekerroksen paksuus oli 400 mm, mutta työn aikana rakenteen kantavuus tuntui työmaa henkilöstön mukaan työkoneiden alla riittämättömältä, joten kerrospaksuutta lisättiin noin 50...100 mm. Kerrospaksuus vaihtelee jonkin verran. Osa kerrospaksuuden vaihteluista aiheutuu hieman epätasaisesta pohjamaasta. Rakennettaessa kantava kerros tiivistettiin tela-alustaisen kaivukoneen 8...10 yliajokerralla.



Kuva 4.1 Leteensuo. 1. Vertailurakenteen verkkojen asennuskaavio.

### 12.2.2 Geoselli

Geosellirakenteen (plv 200...300) pohjamaa tasattiin 6..7.5.1996, jolloin poistettiin pintamaata noin 0...50 mm. Rakentamismuutoksessa 6/96 kasvoi tasatulla alueella noin 200...300 mm ruuhikko. Tierakenteen alin suodatinkangas (kl III) levitettiin tien poikkisuuntaisesti suoraan ruuhikon päälle. Suodatinkankaan päälle levitettiin lujiteverkko Tensar SS30 tien pituus-suuntaisesti. Suodatinkangas ja verkko levitettiin noin 9,9 m levyisenä. SS-verkon leveys on 4 m, joten pituussuunnassa levitetyt verkkoja limitettiin noin yksi metri poikkisuunnassa. Tien pituussuunnassa verkkoja limitettiin noin 0,5 m.

Geosellin kennosto "kudottiin" Tensar SR55-verkosta verkkojen valmistajan asennusohjeiden mukaisesti. Verkot, joiden valmistusleveys on 1,0 m, leikattiin 0,5 m levyiseksi. Kennosto muodostuu 0,5 m etäisyydellä toisistaan olevista tielinjaan nähden poikittaisista "seinämistä" sekä niiden välissä risteilevästä "seinämästä". Näin kennosto päältä katsoen muodostaa kolmioita, joiden kanta on 1,0 m ja korkeus 0,5 m. Kolmioiden kannat tai kärjet ovat vastakkain muodostaen ns. timanttikuvion. Verkkojen pystyssä pitämiseksi ja kiristämiseksi tien sivuille lyötiin maahan puiset paalut (50x50 mm<sup>2</sup>) noin 1,5 m ja toiset noin 2 m etäisyydelle pystyverkkojen päästä. Toiset paalut lyötiin ensimmäisten paalujen tukipaaluiksi (kuva 4.2).

Pystyverkot kiinnitettiin pohjaverkkoon nippusiteillä. Pystyverkkojen liitäntä toisiinsa tapahtui terästankojen avulla. Geosellirakenteen reunalle asennettiin tien suuntainen TENSAR SR55 -verkko, joka kiinnitettiin terästangoilla ja nippusiteillä poikkisuuntaisiin ja risteäviin verkkoihin. Tiensuuntaisen reuna-verkon sisäpuolelle asennettiin suodatinkangas estämään kevytsoran valumisen verkon aukkojen läpi. Geosellien "kudonta" ja kevytsoralla täyttö tehtiin noin 20 m osuuksina. Työ eteni kasvavan paalulukeman suuntaisesti. Kun geoselli oli täytetty kevytsoralla, poistettiin nailonköydät sekä tuki- ja ankkuripaalut, joita käytettiin jälleen seuraavan geoselliosuuden kudonnassa.

Geosellit täytettiin puhallettavalla 4...20 mm kevytsoralla. Puhallus tehtiin suuntaamalla puhallusputki yläviistoon, jolloin kevytsorarakeet putosivat selleihin lähes pystysuoraan ylhäältä alaspäin aiheuttamatta geosellien seinämien taipuilua. Kevytsoran rakennus- ja käytönaikaiseen tiivistymiseen varauduttiin tekemällä ylitäyttöä noin 50-100 mm geosellien yläreunaan nähden. Tasatun kevytsorakerroksen päälle asennettiin suodatinkangas kl3, koska havaittiin, että ilman suodatinkangasta pyrki kevytsora siirtymään murskekerroksen edellä.

Geosellin sivuille tehtiin murskeesta tukipenkereet (kuva 4.2). Tukipenkereiden teon jälkeen kevytsoran päälle ajettiin noin 0,35...0,45 m kantava murskekerros kaivukoneella. Kevytsorakerros tiivistettiin samanaikaisesti murskekerroksen kanssa kaivukoneella. Kerroksen tiivistyksen jälkeen aloitettiin seuraavan 5...7 m:n osuuden murskekerroksen rakentaminen. Tiepenkereen muotoilu ja tierakenteen tiivistys tehtiin 23.7.1996. Sivuojat kaivettiin tiepenkereen vierelle 27.6.1996. Suunnitelmassa esitettyä tien luiskien portaataista muotoilua ei tehty, vaan luiskat tehtiin vakiokaltevuudella.



*Kuva 4.2*     *Leteensuo, Geosellirakenne. Tukipenkereiden ja kantavan kerroksen rakentaminen käynnissä. Edessä kevytsoralla täyttämätöntä geosellirakennetta [Viatak 1997].*



*Kuva 4.3 Leteensuo, plv noin 590-620. Pohjamaa tasattuna 2 × vahviste + LECA -rakenteen kohdalla. Kuva otettu 9.7.1996 paalulta noin 620 alenevan paalulukeman suuntaan [Viitek 1997].*

### **12.2.3 2 × vahviste + leca -rakenne**

Leteenojan sillan rakentanut urakoitsija poisti 2 × vahviste + leca -rakenteen kohdalla paaluvälillä noin 590...620 turvekerroksen pinnasta noin 200...300 mm kerroksen. Loppuosalla rakennetta (noin plv 620...680) pohjamaata ei tasattu. Paaluvälillä noin 590...620 oli pohjamaa suurelta osin vedenpinnan alapuolella (kuva 4.3) rakentamisvaiheessa ja pohjamaan kantavuus oli alhainen. Monin paikoin pohjamaa ei kantanut kävelevää miestä. Rakentamisvaiheessa 7/96 kasvoi paaluvälillä noin 590...620 noin 300...400 mm ruohikko. Paalulta noin 620 eteenpäin ruohikon pituus oli noin 500...800 mm. Suodatinkangas kl3 levitettiin suoraan ruohikon päälle tien poikkisuuntaisesti.

Suodatinkankaan päälle asennettiin lujiteverkko FORTRAC 35/20-20 tien poikkisuunnassa. Tien poikkisuunnassa verkot olivat yhtämittaisia ja pituus suunnassa limityspituus oli 0,5 m. Verkon leveys on 5 m. Ylempi lujiteverkko FORTRAC 35/20-20 asennettiin kevytsoran ja sen päälle tulevan murskekerroksen väliin poikkisuuntaisesti yksimittaisena. Penkereen leveys vahvisten kohdalla oli noin 6,9 m.

Alemman verkon päälle asennettiin kevytsoraa KS 65 (# 0...65 mm, nykyään lajite KS032). Kevytsora välivarastoitettiin VT3:n työmaan murskausaseman lähelle, josta se tuotiin kuorma-autoilla tiepenkereelle ja kipattiin suoraan pohjaverkon päälle. Kevytsora levitettiin valmiin penkereen päältä telalustaisella kaivinkoneella. Pohjaverkon päälle levitettiin kevytsoraa noin 0,25...0,35 m kerros levennetyt reunat osuudelle ja noin 0,5...0,6 m kerros tien keskiosalle. Tämän jälkeen verkon ja verkon alapuolisen suodatinkankaan reuna taitettiin ylös kevytsoran päälle. Seuraavaksi levitettiin reunatuen murske reunan levennyksen osalle.

Yläverkon asennuksen jälkeen kevytsoran ja yläverkon päälle ajettiin noin 0,35...0,45 m kantava murskekerros kaivukoneella. Kevytsorakerros tiivistettiin samanaikaisesti murskekerroksen kanssa kaivukoneella. Kerroksen tiivistyksen jälkeen jatkettiin seuraavan 5...7 m:n osuuden rakentamista.

Kevytsoran tiivistys oli suunniteltu tehtäväksi ajamalla suoraan kevytsorakerroksen päällä tela-alustaisella kaivukoneella. Tämä tiivistysmenetelmä on havaittu tehokkaaksi koekohteissa [Fischer & Rämö 1994], joissa tiivistys on tapahtunut ajamalla telakoneella edestakaisin siten, että koko alue tiivistyy. Menetelmän mukaista tiivistystä kokeiltiin paaluvälillä 600...610 0,5...0,6 m kevytsorakerroksen päältä. Kevytsora tiivistyi joidenkin yliajokertojen ajan hyvin, minkä jälkeen tiivistyminen loppui ja pohjamaan kantavuus tuntui alenevan. Ilmeisesti pohjamaa kantavuus oli liian alhainen käytettyyn kerros-paksuuteen ja telakoneen painoon (21 tn, pohjapaine 45,3 kPa) verrattuna. Koska ko. tiivistysmenetelmä havaittiin soveltumattomaksi, tehtiin penkereen loppuosan tiivistys perinteisellä menetelmällä eli murskekerroksen päältä.

Penkereen muotoilu ja tiivistys jyrällä tehtiin 23.7.1996. Sivuojat kaivettiin 2.10.1996.

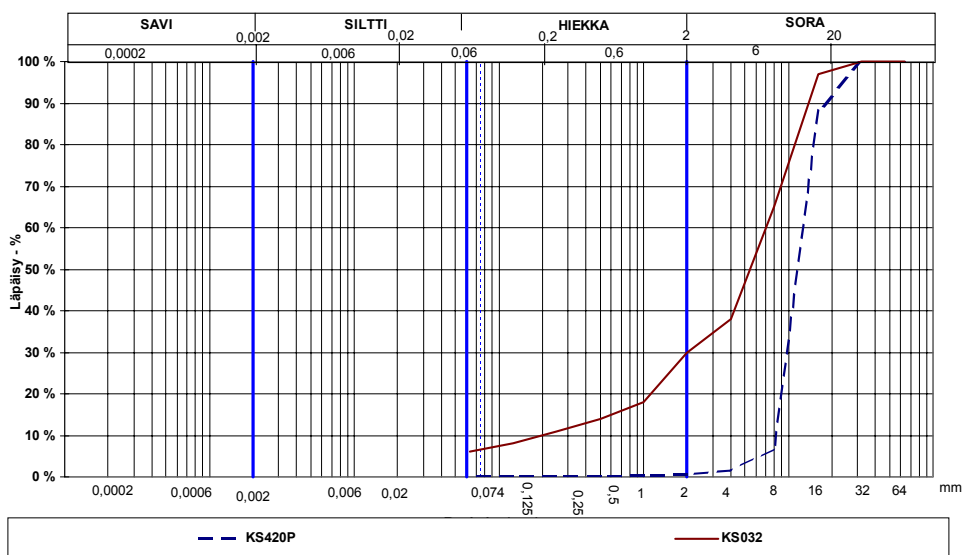
#### **12.2.4 2. Vertailurakenne**

2. vertailurakenteen (plv 680...750) kohdalta täytettiin vanha "sarkaoja". Pohjamaata ei tasattu. Muutoin 2. vertailurakenteen rakentaminen tapahtui kuten 1. vertailurakenteen rakentaminen. Tiepenkereen tiivistys jyrällä tehtiin 23.7.1996. Sivuojat kaivettiin 28.10.1996.

### **12.3 Materiaalit**

#### **12.3.1 Murske ja kevytsorat**

Soramurskeen 0-65 mm sekä kevytsorien 4-20 mm ja 0-65 mm lujuus- ja muodonmuutosparametrit määritettiin TKK:ssa. Lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet määritettiin kolmiaksaalikokeilla. Kevytsorien rakeisuudet on esitetty kuvassa 4.4. Muut tulokset on esitetty raporteissa Aalto & Lojander [1997] ja Viatek [1997].



Kuva 5.1 Leteensuo. Kevytsoran KS420P (geoselli) ja KS032 (2×vahviste+leca) TKK:lla määritetyt rakeisuudet [Viatak 1997].

### 12.3.2 Vahvisteverkot

Geovahvisteista otettiin ennen asentamista koekappaleet materiaaliominaisuuksien tutkimiseksi. Valmistajien ilmoittamia tutkittujen geovahvisteiden perustietoja on esitetty taulukossa 4.1. Käytetty koemenetelmä tai standardi on esitetty taulukon alapuolella. Vahvisteet testattiin lisäksi TKK:lla yksiaksiaalilla vetokokeella standardin ISO/DIS 10319.2 mukaisesti. Tulokset on esitetty taulukossa 4.2.

Verkkoja Tensar SS30 ja SR55 valmistaa Netlon Ltd. Verkkojen valmistus alkaa suulakepuristetun polypropyleeni- tai polyetyleenilevyn (PP ja PE) rei'ityksellä, jonka jälkeen kontrolloidusti lämmitettyjä levyjä venytetään kahteen (SS30) tai yhteen (SR55) suuntaan siten, että satunnaisesti orientoituneet pitkäketjuiset molekyylit orientoituvat venytyksen suuntaisiksi. Tensar SS30-verkon reikäkoot ovat 39×39 mm<sup>2</sup> ja SR55-verkon 160×16 mm<sup>2</sup>.

Verkkoa Fortrac 35/20-20 valmistaa Huesker synthetic GmbH&Co. Verkko on valmistettu kone- ja poikkisuunnassa polyesteristä (Diolen 164S-polyesterikuitu, PET). Kuidut on kudottu verkoksi ja päällystetty suojaavalla PVC-pinnoitteella. Verkon nimellissilmäkoko on 20×20 mm<sup>2</sup>.

Taulukko 4.1. Valmistajien ilmoittamia geovahvisteiden ominaisuuksia.

Tuotenimi	Konesuunta		Poikkisuunta	
	Ominaislujuus, kN/m	Murtovenymä, %	Ominaislujuus, kN/m	Murtovenymä, %
Tensar SS30	30 <sup>1</sup>	-	30	-
Tensar SR55	55 <sup>1</sup>	11,2	-	-
Fortrac 35/20-20	35 <sup>2</sup>	12,5	20	-

1. Netlon Limited 1984, s.8-9, 16

2. DIN 53857T1

Taulukko 4.2. Standardivetokoe. Tensar SS30, Tensar SR55 ja Fortrac 35/20-20 TKK:n kokeessa. a) Verkon murtokuorma ja suhteellinen muodonmuutos sekä b) jäykkyys kone- ja poikkisuunnassa.

a)

Tuotenimi	Konesuunta		Poikkisuunta	
	Murtolujuus, kN/m	Murtovenymä, %	Murtolujuus, kN/m	Murtovenymä, %
Tensar SS30	32,6	9,4	31,8	6,7
Tensar SR55	50,5	10,1	-	-
Fortrac 35/20-20	36,6	11,4	21,8	10,0

b)

	Sekanttimoduuli, J		
	$\Delta\varepsilon=0-2\%$ , kN/m	$\Delta\varepsilon=0-4\%$ , kN/m	$\Delta\varepsilon=0-6\%$ , kN/m
Tensar SS30			
Konesuunta	781	592	479
Poikkisuunta	834	620	495
Tensar SR55			
Konesuunta	905	693	604
Poikkisuunta	-	-	-
Fortrac 35/20-20			
Konesuunta	306	230	225
Poikkisuunta	200	166	168



## 13 INSTRUMENTOINTI

### 13.1 Menetelmät

Koerakenteisiin asennettiin mekaanisia ja sähköisiä mittauslaitteita, joilla mitataan pohjamaan pystysiirtymiä eri syvyyksiltä, tien rakennekerrosten pysty- ja vaakasiirtymiä, geovahvisteiden muodonmuutoksia sekä tierakenteen eri kerrosten ja pohjamaan kantavuutta.

Kaikkien koerakenteiden yksi poikkileikkaus instrumentoitiin (noin pl. 170, 240, 650 ja 700). Koeosuuksien instrumentoinnissa ja seurannassa käytetyt menetelmät on esitetty taulukossa 5.1. Instrumentointi ja seurantamittaukset tehtiin geovahvistetutkimuksen ja Hämeen tiepiirin yhteistyönä. Työnjako on esitetty raportissa SCC Viatek [2001]. Poikkileikkaukset instrumentoinnista on esitetty kuvassa 5.1.

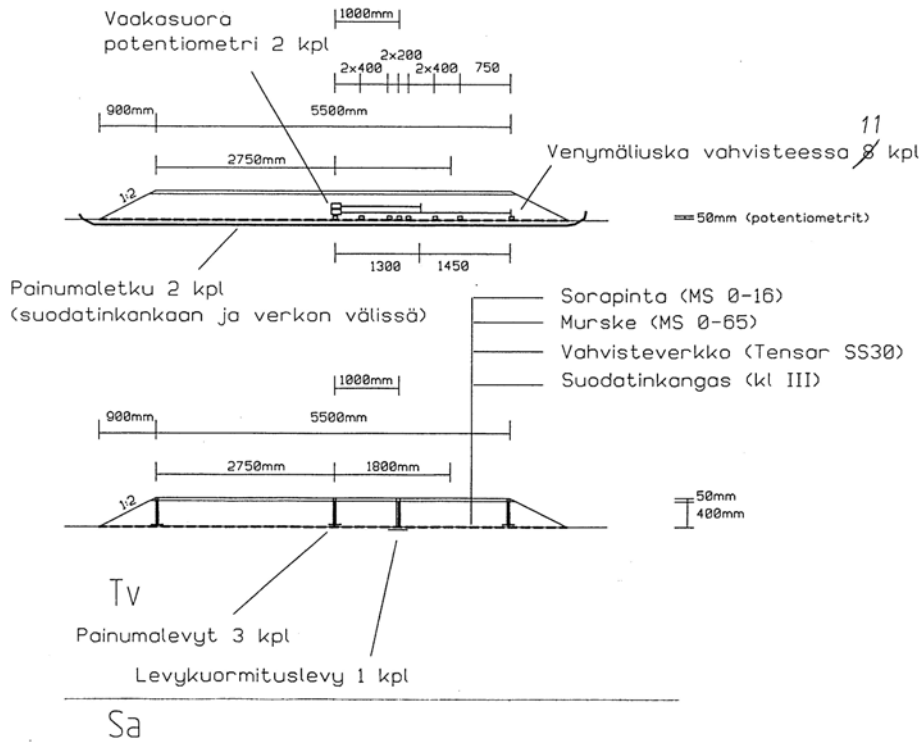
Taulukko 5.1 *Leteensuo. Instrumentointi ja seurantamittausmenetelmät [Viatek 1997 ja SCC Viatek 2001].*

Tyyppi	1. vertailurakenne	geoselli	2xvahviste + leca	2. vertailurakenne
haitariletikumittarit	-	pl 241,5	pl 651,5	-
painumaletkut	pl 174	pl 239 ja 250	pl 649 ja 670	pl 705
painumalevyt	pl 140, 160 ja 172	pl 220, 241,5 ja 280	pl 602, 652 ja 668	pl 703 ja 740
vaakasuuntaiset potentiometrit	pl 171	-	pl 651	-
venymäliuskat vahvisteverkoissa	pl 170	pl 240	pl 650	-
levykuormituskoheet	pl 173	pl 242	pl 653	pl 703
- tv:n pinnalta	-	pl 243	pl 654	-
- lecan pinnalta	pl 170, 171, 175	pl 230, 240, 241, 245, 250	pl 640, 650, 655, 657	pl 700, 710
pudotuspainokokeet	10-20 m välein			
maatutkaluotaukset	pituus- ja poikkisuunnassa			
vaaitukset	keskilinja ja poikkileikkaukset			
silmämääräinen tarkkailu				

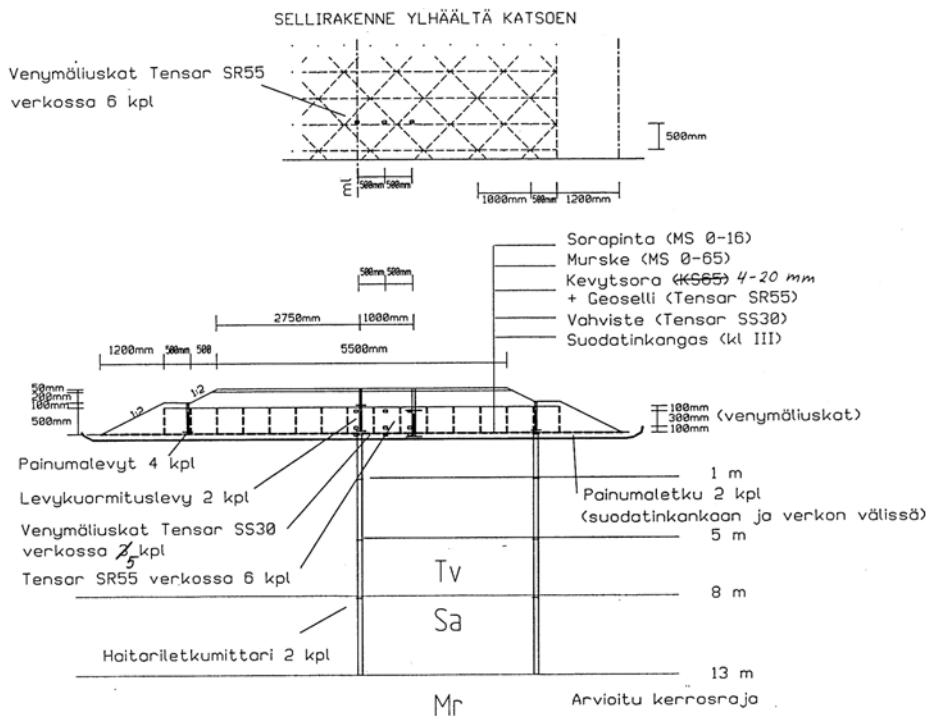
### 13.2 Haitariletikumittarit

Pohjamaan eri kerrosten painuman ja kokoonpuristuman mittaamiseksi asennettiin haitariletikumittareita paalujen 241,5 ja 651,5 kohdalle penkereen keskelle ja sivulle. Mittari koostuu pystysuorasta yhtenäisestä  $\phi$  25 mm muoviputkesta, jonka ympärille on maahan "ankkuroituja" magneettirenkaita. Mittaaminen tapahtuu työntämällä pystyputkeen mittanauhaan kiinnitetty mittausanturi, joka ilmaisee magneettirenkaiden sijainnin merkkivalolla. Mittanauhasta luetaan magneettirenkaiden syvyys muoviputken yläpäähän verrattuna.

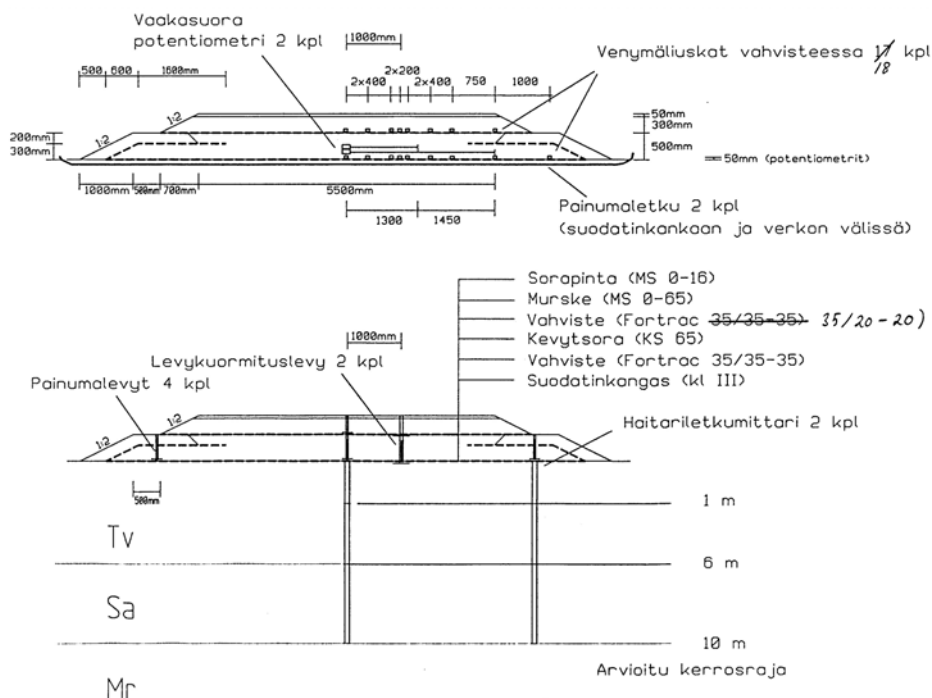
Haitariletkumittausten tulokset on esitetty raporteissa Viatek [1997] ja Viatek [1999]. Mittausputkien tukkeutumisen takia niitä mitattiin vain elokuuhun 1998 saakka. Siihen asti tehtyjen mittausten perusteella suurin osa painumista tapahtuu ylimmässä 2...3 turvekerroksessa.



Kuva 5.1a Leteensuo. Vertailurakenteen instrumentointi.



Kuva 5.1b Leteensuo. Geosellirakenteen instrumentointi.



Kuva 5.1c Leteensuo. 2 x vahviste + leca -rakenteen instrumentointi.

### 13.3 Painumaletkut

Koepenkereiden pohjan painuma mitattiin penkereen alle asennetuilla painumaletkuilla (muoviputki NP 10, du 63 mm). Letkut asennettiin paalujen 174, 239, 250, 649, 670 ja 705 kohdalle. Painumaletkut asennettiin ennen penkereiden rakentamista. Osa letkuista asennettiin suodatinkankaan ja verkon väliin, osa suodatinkankaan alle. Mittaus tapahtui tiepiirin mittalaitteella (Consoil), jossa mittaus perustuu hydrostaattisen paineen vaihteluihin. Mittausmenetelmän tarkkuus on suurusluokkaa  $\pm 10$  mm.

### 13.4 Painumalevyt

Koerakenteiden painumien mittaamiseksi asennettiin painumalevyjä penkereen reunaan 12...50 m välein (pl. 140, 160, 172, 220, 241.5, 280, 602, 652, 668, 703 ja 740). Kuhunkin instrumentoitavaan poikkileikkaukseen asennettiin lisäksi painuma-levyt tien keskelle (pl. 172, 241.5, 652 ja 703). Levyt asennettiin alimman verkon päälle. Kevytsoralla kevennettyihin rakenteisiin asennettiin tien keskelle lisäksi painumalevyjä kevytsoran mahdollisen käytönaikaisen kokoonpuristuman mittaamiseksi paaluille 242,5 ja 652.

Instrumentoiduissa poikkileikkauksissa tien keskellä ja sivulla painumalevyjen teleskooppirakenteisten suojaputkien yläpään korkit jätettiin noin 100...150 mm syvyydelle tien pinnasta. Muiden tien reunaan asennettujen painumalevyjen tangot olivat pystyssä tien reunassa ilman suojaputkia.

Pohjavedenpinnan korkeus mitattiin Vanhaojasta ja Leteenojasta. Leteensuolla pohjaveden pinnan korkeus on lähes sama kuin Vanajavedessä.

### 13.5 Potentiometrit (siirtymäanturit)

Tierakenteen alaosan vaakasuuntaisten siirtymien mittaamiseksi käytettiin potentiometrejä, joita yleensä on käytetty routanousujen mittaamiseen. Laitteella mitataan teräsvaijerilla toisiinsa yhdistetyn mittalaitteen (potentiometri) ja "ankkurin" välistä siirtymää. Teräsvaijeri liittyy mekaanisesti koteloituun lineaariseen monikierrospotentiometriin toisesta päästään. Teräsvaijeri on suojattu joustavalla letkulla. Teräsvaijerin pitää kireänä potentiometrin yhteyteen asennettu kierrejousi. "Ankkurina" toimii tässä tapauksessa suora nelikulmainen teräslevy. Mitattaessa potentiometriin syötetään vakio tasajännite sekä luetaan ulostulojännite, joka on suoraan verrannollinen tierakenteeseen asennettujen "ankkurin" ja mittalaitteen väliseen siirtymään.

Potentiometrejä asennettiin vaakasuuntaisesti 2 kpl poikkileikkauksiin 171 ja 651 penkereen rakentamisen yhteydessä. Varsinaiset potentiometrit sijoitettiin keskelle tien poikkileikkausta. "Ankkuri" asennettiin sivulle murske- tai kevytsorakerrokseen. Mittalaitteen ja "ankkurin" välinen etäisyys oli 1,31 m ja 2,70 m paalulla 171 ja 1,26 m ja 2,69 m paalulla 651.

### 13.6 Venymäliuskat

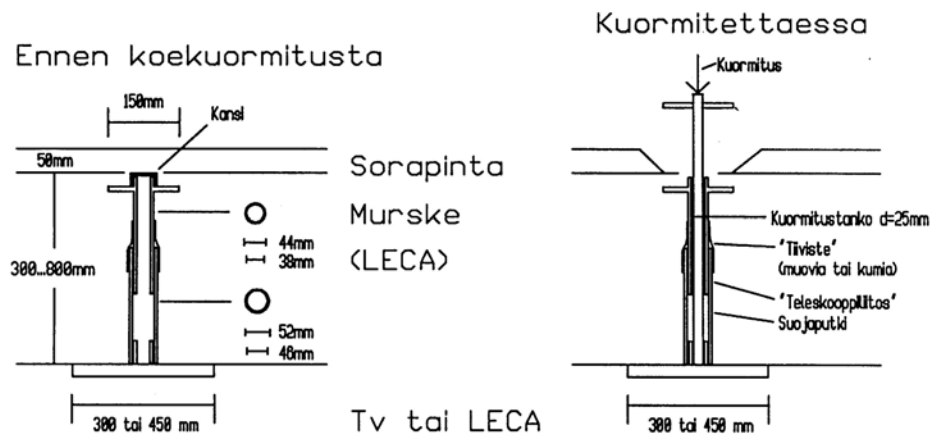
Koerakenteiden vahvisteverkkoihin kehittyvien vahvisteen suuntaisten muodonmuutosten ja vahvistevaimien mittaamiseksi liimattiin verkkoihin venymäliuskoja paaluille 170, 240 ja 650. Lisäksi tierakenteeseen asennettiin ns. dummy-liuskoja lämpötilan vaihteluiden kompensoimiseksi. Venymäliuskojen kiinnitys verkkoihin on esitelty raportissa Viatek [1997].

Paalulle 170 liimattiin 11 kpl venymäliuskoja Tensar SS30-verkkoon. Paalulle 240 liimattiin 6 kpl liuskoja Tensar SR55-verkkoon ja 5 kpl Tensar SS30 verkkoon. Paalulle 650 liimattiin alempaan Fortrac 35/20-20 -verkkoon 11 kpl venymäliuskoja ja ylempään 7 kpl. Venymäliuskojen mittauksen suorittaminen ja mahdolliset virhelähteet on esitetty tämän raportin osan II kohdassa 5.3.

### 13.7 Levykuormituskokeet

Eri kerrosten kantavuuksien määrittämiseksi asennettiin levykuormituslevyjä pohjamaan ja kevytsorakerroksen pinnalle. Pohjamaan pinnalle asennettiin 4 kpl levykuormituslevyjä ( $\phi$  450 mm) paaluille 173, 242, 653 ja 703. Kevytso- rakerroksen pinnalle asennettiin 2 kpl levykuormituslevyjä ( $\phi$  300 mm) paaluille 243 ja 654. Rakenteisiin asennettujen levykuormituslevyjen ja suoja- putkien rakenne on esitetty kuvassa 5.2.

Lisäksi on tehty levykuormituskokeita tien pinnalta, noin 1,0 metriä tien keskiliinjalta sivulle pyöräuran kohdalta. Levykuormituspisteiden sijainnin on esitetty taulukossa 5.1. Vastapainona käytettiin kuorma-autoa.



Kuva 5.2 Leteensuo. Turpeen ja kevytsoran pinnalle asennettujen levykuormituslevyjen ja kuormitustankojen suojaputkien rakenne.

### 13.8 Pudotuspainokokeet

Pudotuspainokokeet tehtiin 10 tai 20 metrin välein tien keskilinjän molemmilta puolilta levykuormituskokeiden vertailuaineistoksi ja laajemman havaintoaineiston saamiseksi. Käytetty mittausväli vaihteli eri ajankohtina.

### 13.9 Maatutkaluotaukset

Rakennepaksuuden muutosten tutkimiseksi tehtiin tien pituussuunnassa maatutkaluotaus molemmilta puolilta tietä noin 1 m sivulle tien keskeltä paaluväliltä 110...780. Koepenkereiden rakennepaksuuksien ja painumien tutkimiseksi tehtiin lisäksi tien poikkisuunnassa 11 kpl luotauksia (paalulukemat noin 164, 167, 176, 234, 237, 243, 246, 644, 647, 653 ja 656). Luotaukset tehtiin Viatek/SGT Oy:n maatukalla käyttäen 900 Hz antennia.

## 14 SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET

### 14.1 Kokonaispainumat

Koerakenteiden painumia on seurattu vaaitsemalla painumalevyjä ja mitaamalla painumaletkuja. Mittaustulokset esitetty SCC Viatekin [2001] raportissa. Painumalevyistä ja -letkuista 10/00 mennessä havaitut kokonaispainumat on esitetty taulukossa 6.1. Ko. painumia ja painumaeroja tarkasteltaessa on muistettava, että turve- ja savikerroksen paksuudet sekä rakennepaksuudet vaihtelevat huomattavasti eri koerakenteiden kohdalla.

Laajemmin Leteensuon koerakenteiden painumia ja painumahavaintoja on käsitelty Tiehallinnon selvityksessä 49/2001 "Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella" [Länsivaara 2001], joten painumien suuruutta ja nopeutta ei tarkastella tässä raportissa enempää.

Tien pinnan tasaisuutta ja painumia on mitattu vaaitsemalla keskilinja 1997, 1998 ja 2000. Myös tien poikkileikkausten muotoa on vaaittu samoina ajan-kohtina. Pohjaveden pinnan korkeudeksi on havaittu: +79,65 / 3.8.1998, +79,27 / 20.9.1999 ja +79,33 / 9.10.2000 (mitattu Leteenojasta tai Vanhaojasta).

*Taulukko 6.1 Leteensuo. Koerakenteiden painumat. Mitattu painumalevyillä ja painumaletkuilla.*

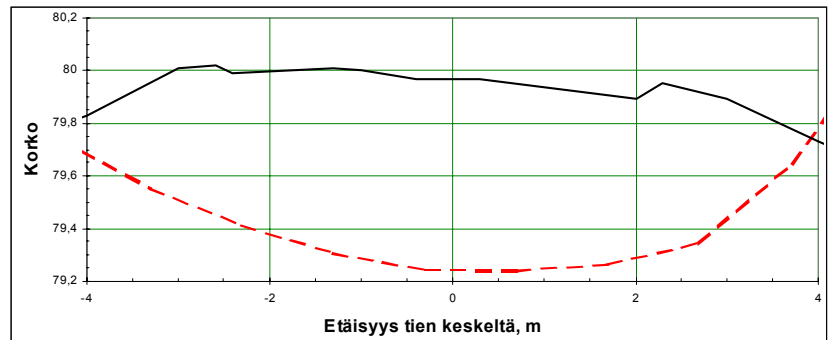
Koerakenne	plv	Painuma [mm]		Mittausaika
		Keskellä	Reunalla	
1. vertailurakenne	140...174	450...570	230...400	5/96...10/00
Geosellirakenne	220...280	600...750	520...710	6/96...10/00
2 x vahviste + leca	649...670	600...≈1000*	420...≈1000*	7/96...10/00
2. vertailurakenne	703...750	400...500	150...400	7/96...10/00

\* lähellä sillan tulopengertä

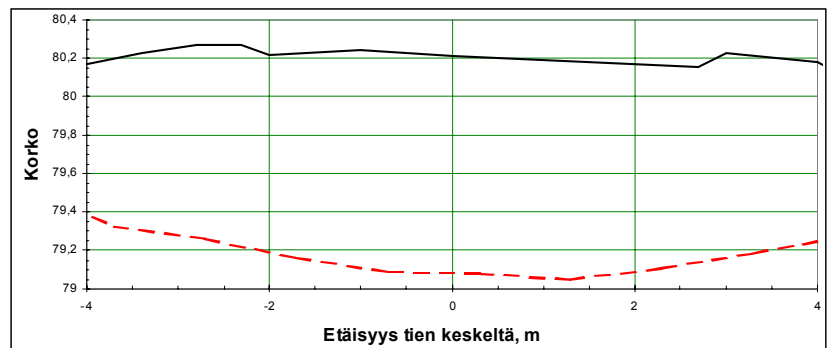
### 14.2 Pohjamaan painumat kerroksittain

Haitariletkujen mittausputkien tukkeutumisen takia niitä mitattiin vain elokuuhun 1998 saakka. Siihen asti tehtyjen mittausten perusteella suurin osa painumista tapahtuu ylimmässä 2...3 m turvekerroksessa.

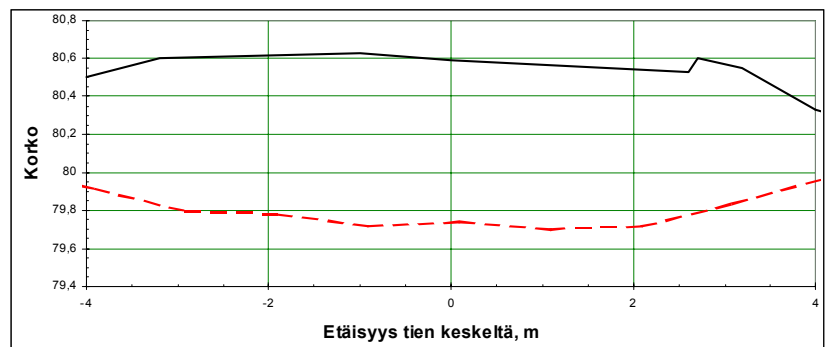
a)



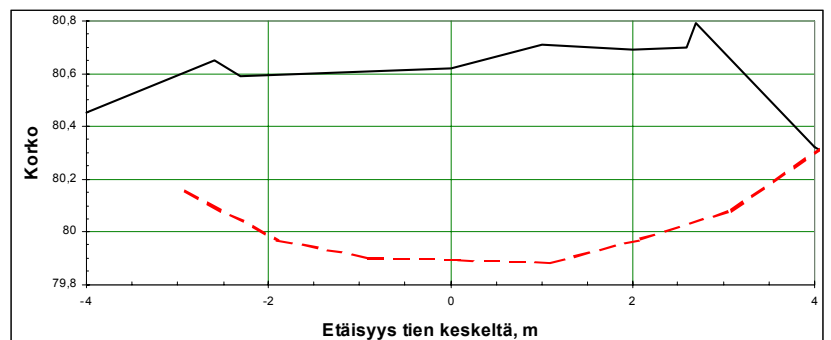
b)



c)



d)



Kuva 6.1

Leteensuo. Painumaletkuilla mitattu penkereen pohjan painunut muoto ja poikkileikkauksen pinnan muoto 9.10.2000. a) 1. vertailurakenne pl 174 / pl 176, b) geoselli pl 239 / pl 237, c) 2×vahviste + leca pl 649 / pl 647 ja d) 2. vertailurakenne pl 705 / pl 705 (painumaletku / tien pinnan vaaitus).

### 14.3 Poikkileikkausten painumat

Turpeen pinnan ja penkereen alapinnan painumia ja muotoa on mitattu painumaletkumittareilla (tulokset raportissa SCC Viatek [2001]). Kuvassa 6.1 on vertailtu koerakenteiden poikkileikkausten alapinnan painunutta muotoa. Lisäksi kuvissa on esitetty poikkileikkauksen pinnan muoto.

Kuvan 6.1 poikkileikkauksissa 1. ja 2. vertailurakenteen penkereen alapinnan painumaerot tien keskilinjan ja reunan suhteen ovat 0,15...0,3 m, geosellirakenteella 0,15...0,2 m ja 2 × vahviste + leca –rakenteella 0,1 m (3 m matkalla).

Koerakenteita suunniteltaessa oletettiin, että geosellirakenne olisi muita jäykempi ja tasaisi muita rakenteita paremmin painumia tien poikkisuunnassa. yli 4 vuoden havaintojaksolla Geosellirakenteen pohjan painumaero on kuitenkin suurempi kuin 2×vahviste + leca –rakenteen painumaero. Rakenteiden rakennevahvuudet ja pohjamaa eivät täysin vastaa toisiaan, mutta siitä huolimatta voidaan päätellä, että geosellirakenne ei tasaa painumia 2 × vahviste + leca –rakennetta paremmin.

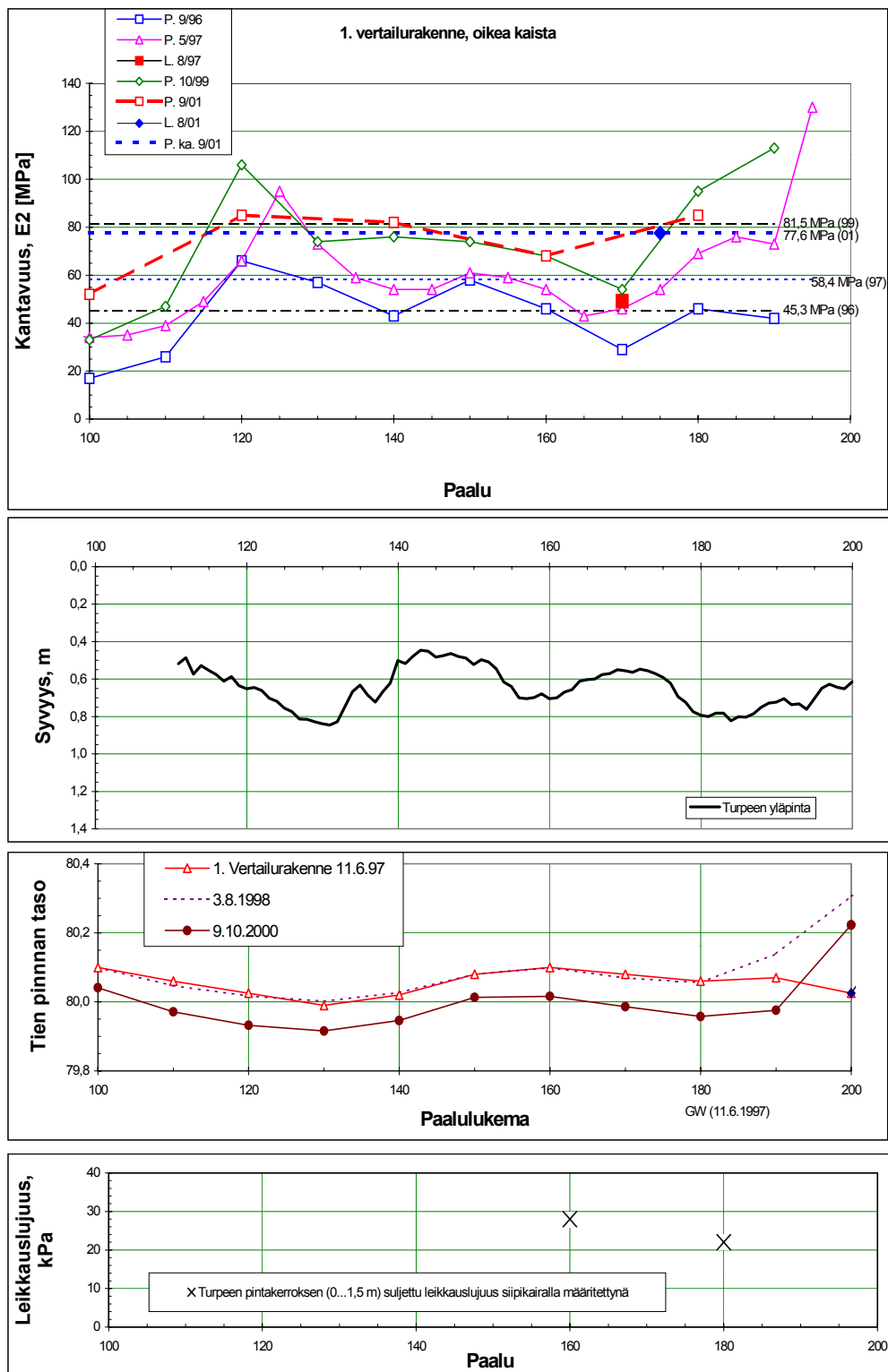
### 14.4 Rakennepaksuudet

Koerakenteiden toteutuneet rakennepaksuudet ovat suunniteltuja suurempia. Toteutuneita rakennepaksuuksia on selvitetty mittaamalla levykuormituslevyjen suojaputkista ja maatutkalla. Lisäksi rakennepaksuutta on määritetty tekemällä tien poikkileikkauksen vaaituksia painumaletkujen kohdalta samanaikaisesti painumaletkumittausten kanssa.

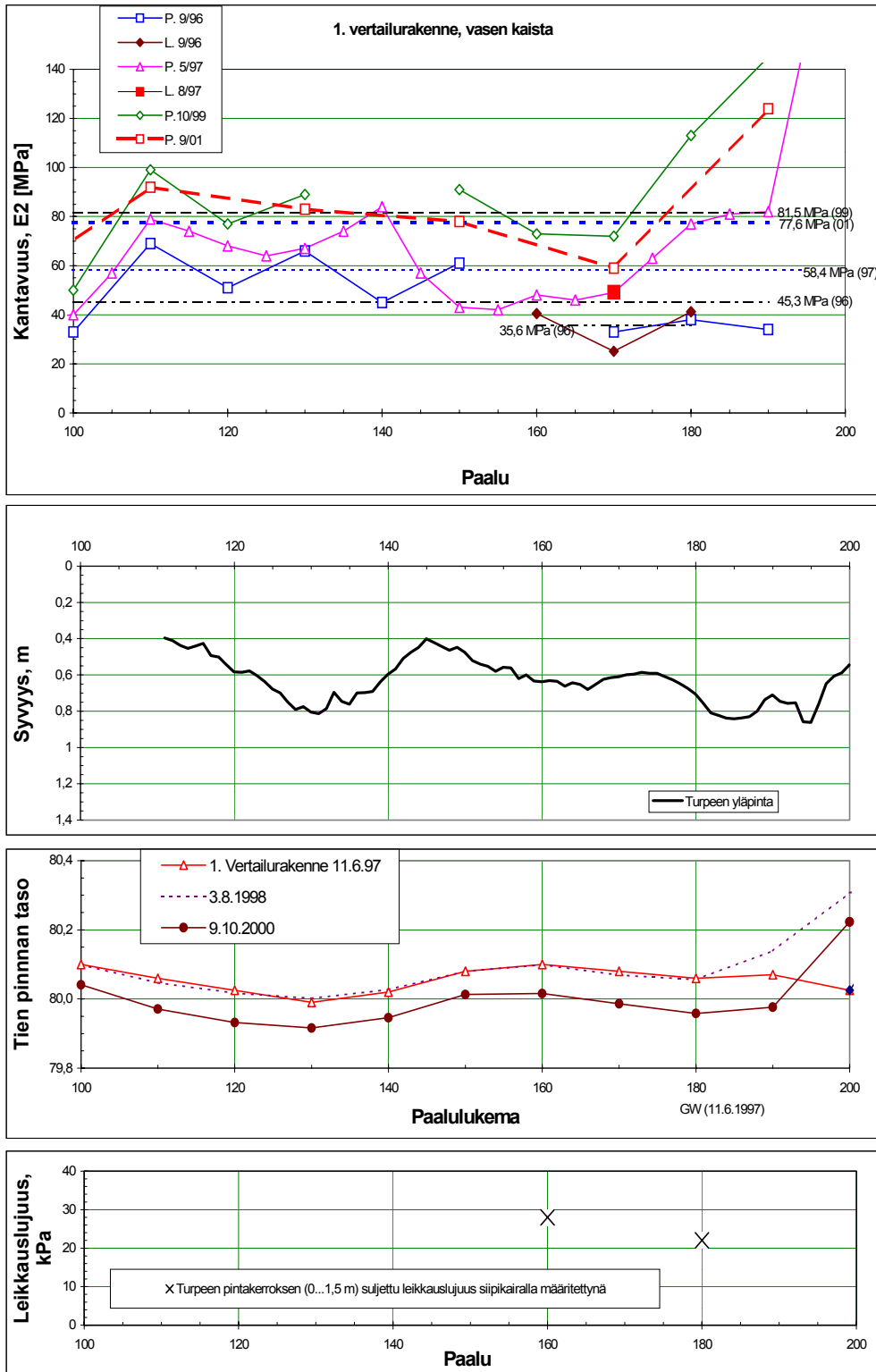
Taulukossa 2.1 on esitetty levykuormituslevyjen suojaputkista mitatut rakennepaksuudet. Kuvassa 6.1 on esitetty painumaletkuilla mitatut penkereen pohjan painumat ja vastaavat pinnan korkeudet.

Kuvissa 6.2...6.5 on esitetty maatutkauksilla määritetyt rakennepaksuudet tien pituusprofiililla. Kuvissa esitetty maatutkaluotaus on tehty 24.9.1996. Luotaus on tehty ensimmäisen sorapintauksen levityksen jälkeen, joten 2.9.1996 tehtyjen kantavuusmittausten aikana tien rakennekerrokset ovat olleet 5...10 cm ohuempia rakenteesta riippuen. Maatutkauksen jälkeen tien kunnostus- ja huoltotoimenpiteiden vaikutuksesta rakennepaksuudet ovat kasvaneet. Kantavuusmittausten 9.10.2001 ajankohtaan mennessä rakennepaksuudet ovat kasvaneet 3...10 cm rakenteesta riippuen. Rakennepaksuuksien paksuuksien muuttuminen on arvioitu yhdistelemällä eri menetelmillä saatuja havaintoja: levykuormituslevyjen suojaputket, tien keskilinjan vaaitukset, painumaletkuhavainnot, yms. Rakennepaksuuksien korjauksen suuruuden arviointi on esitetty raportissa SCC Viatek [2001].

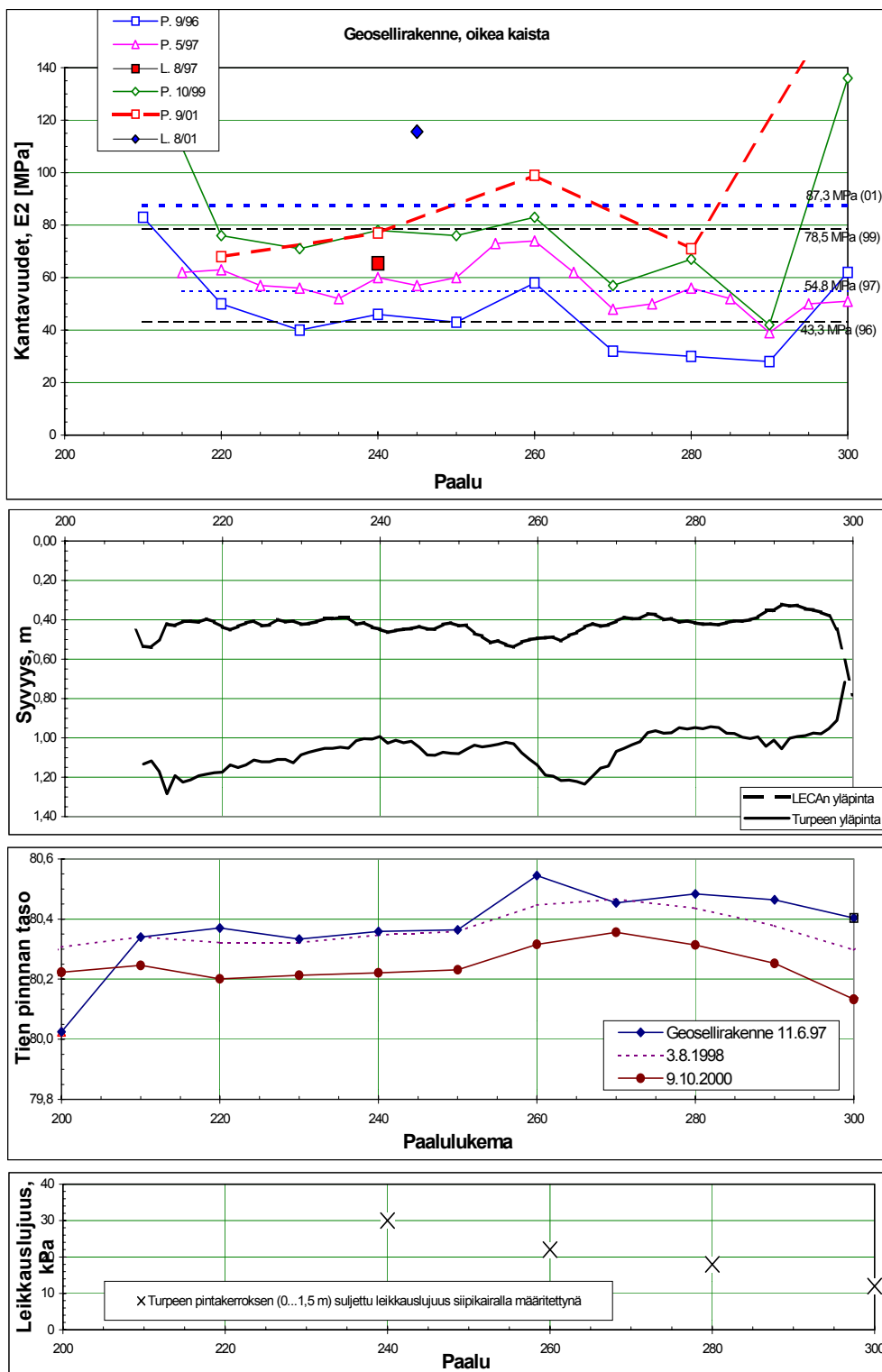




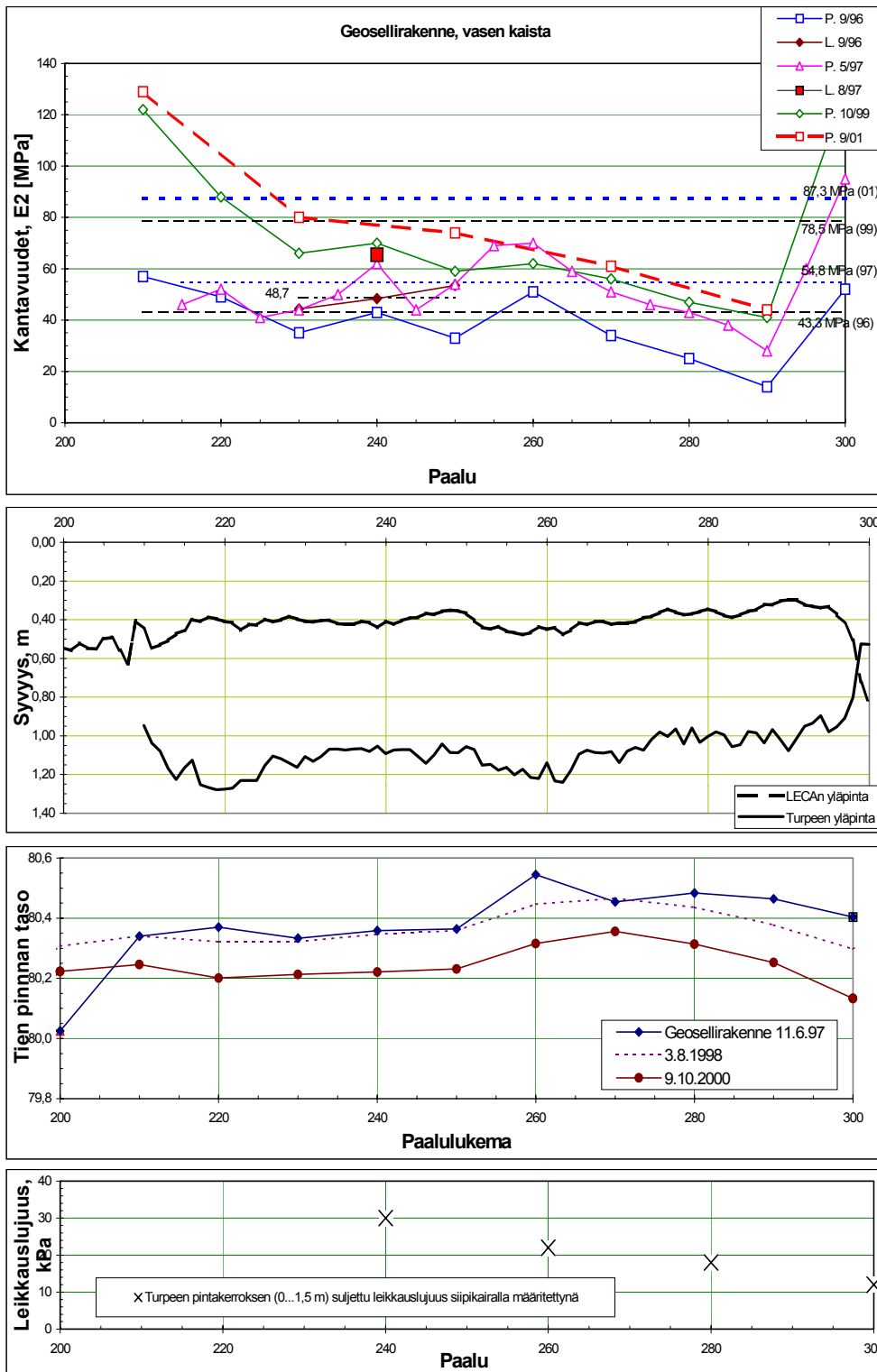
Kuva 6.2a Leteensuo. 1. vertailurakenteen oikea kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 5 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 10 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjan korkeusasema ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus.



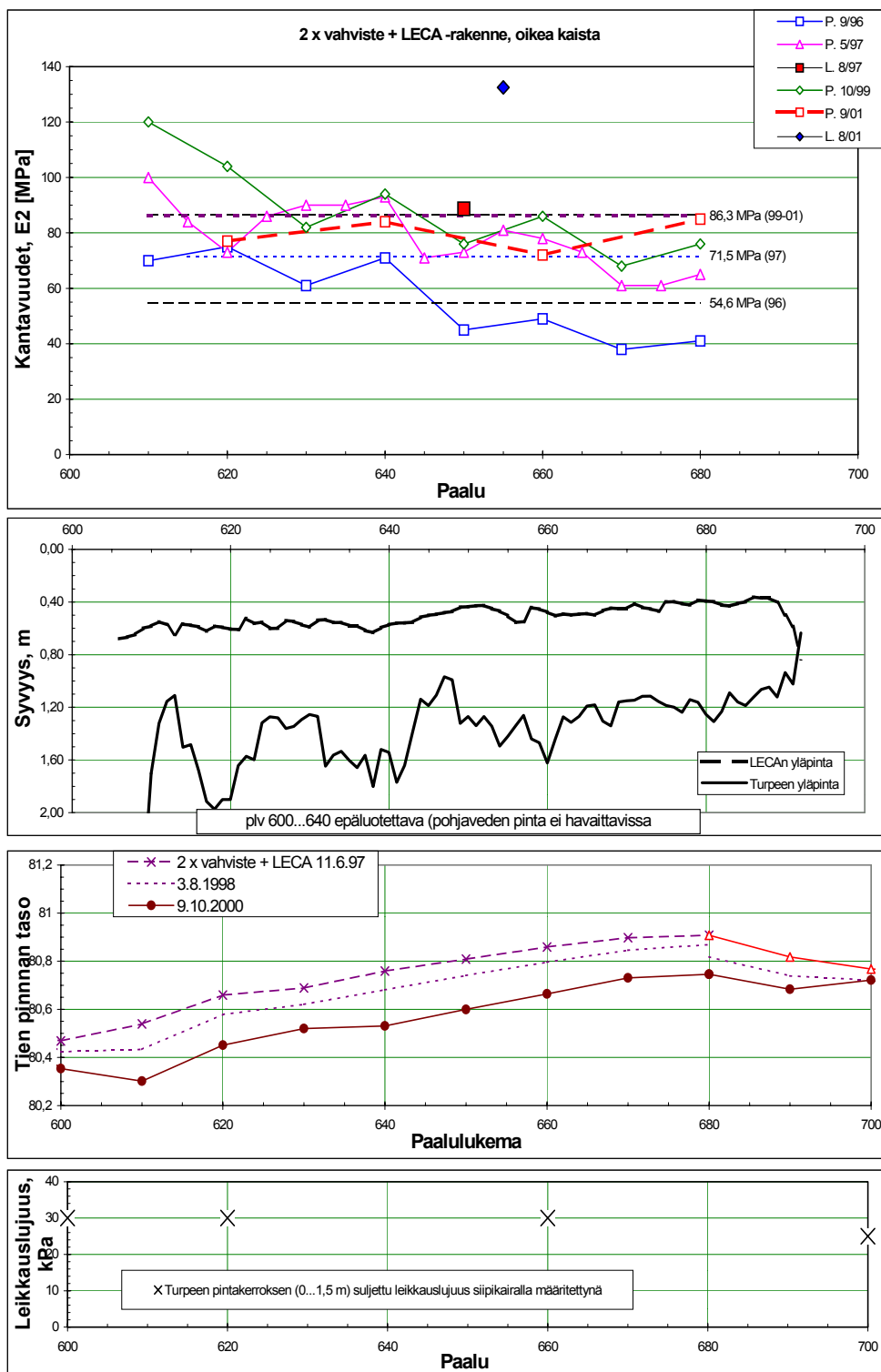
Kuva 6.2b Leteensuo. 1. vertailurakenteen vasen kaista. Ylempissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 5 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 10 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjan korkeusasema ja pohjaan suljettu leikkauslujuus.



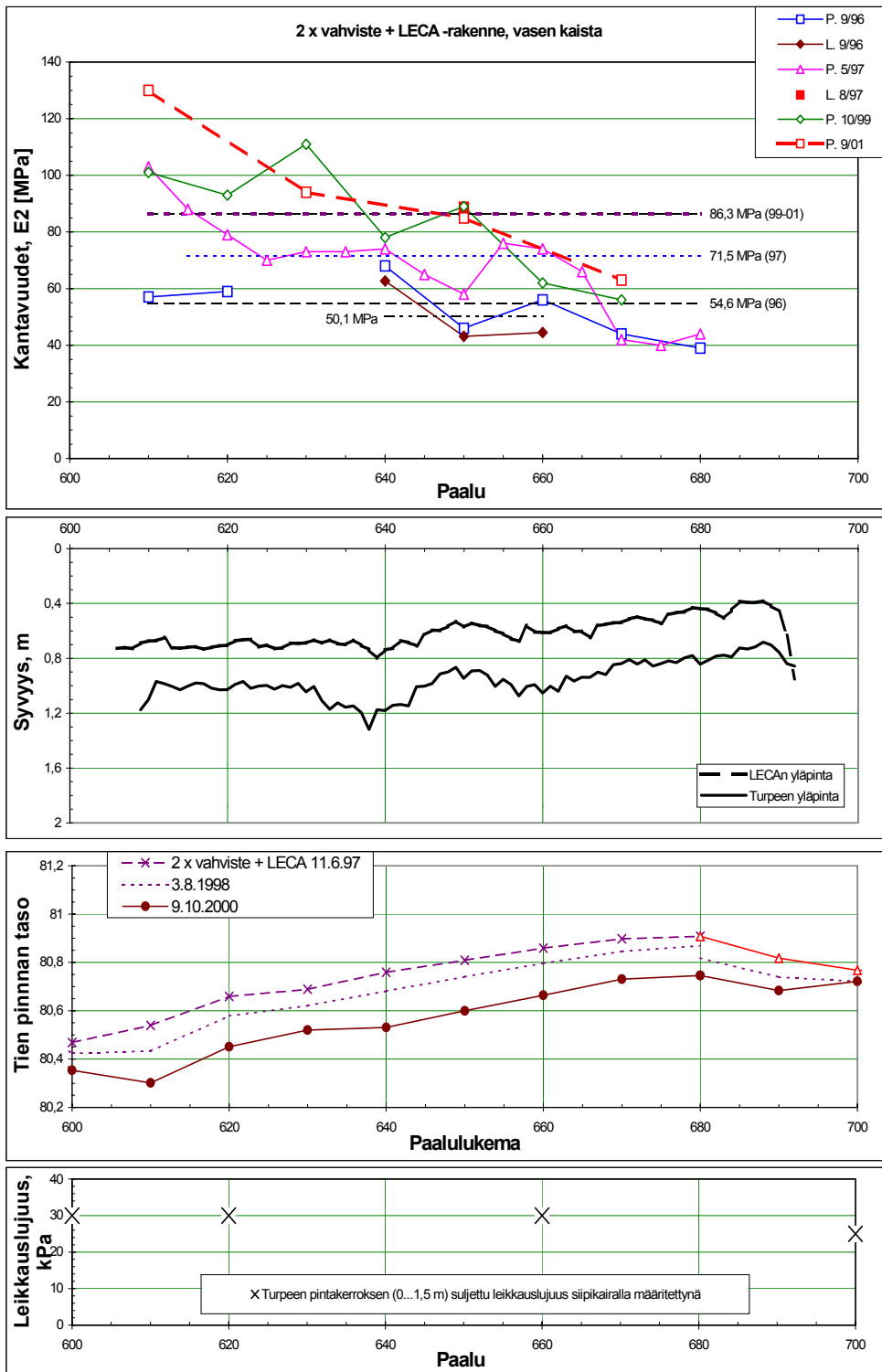
Kuva 6.3a Leteensuo. Geosellirakenteen oikea kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 5 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 10 cm 24.9.96 maatuskalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjan korkeusasema ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus.



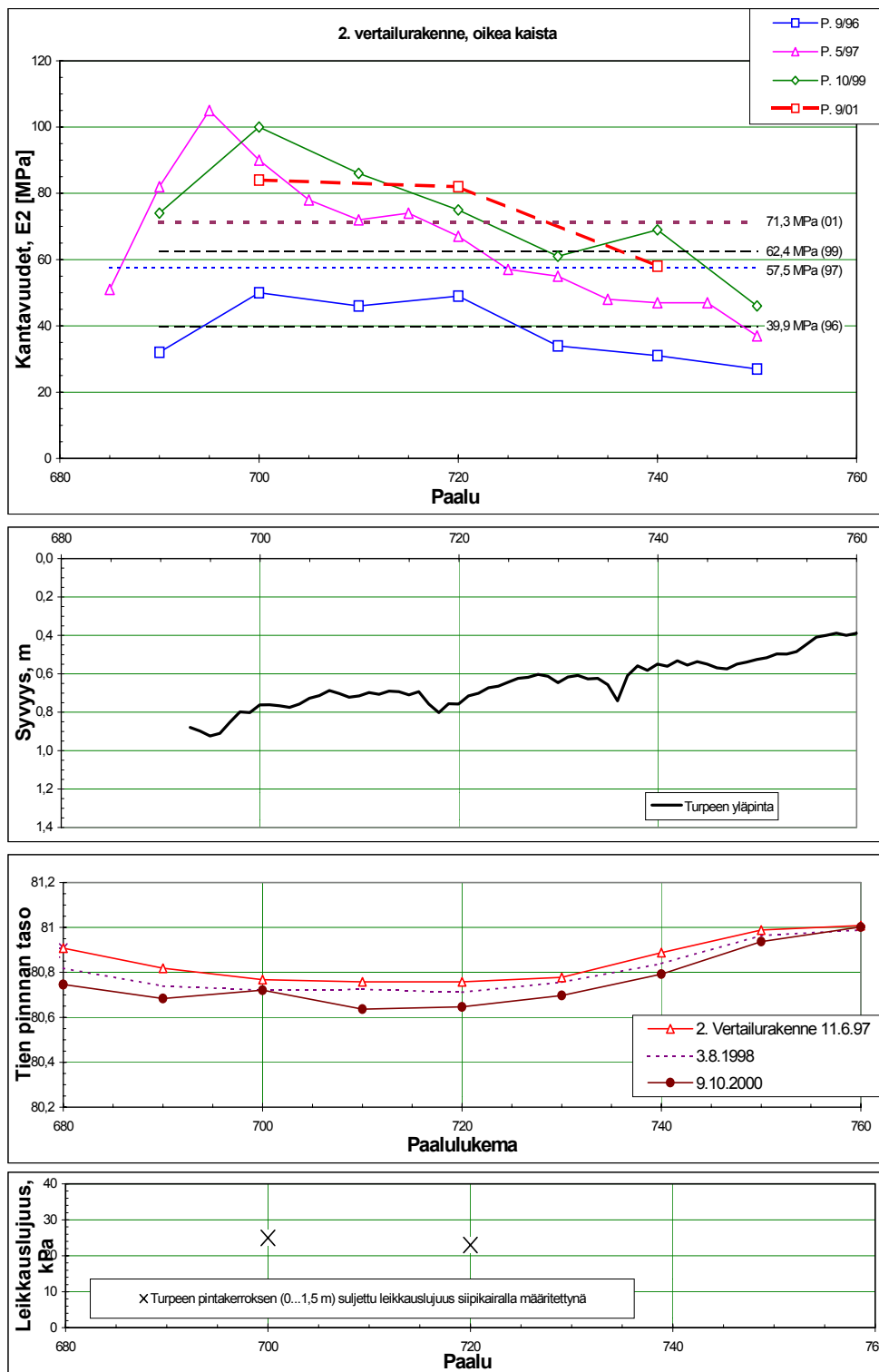
Kuva 6.3b *Leteensuo. Geosellirakenteen vasen kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 5 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 10 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjän korkeusasema ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus.*



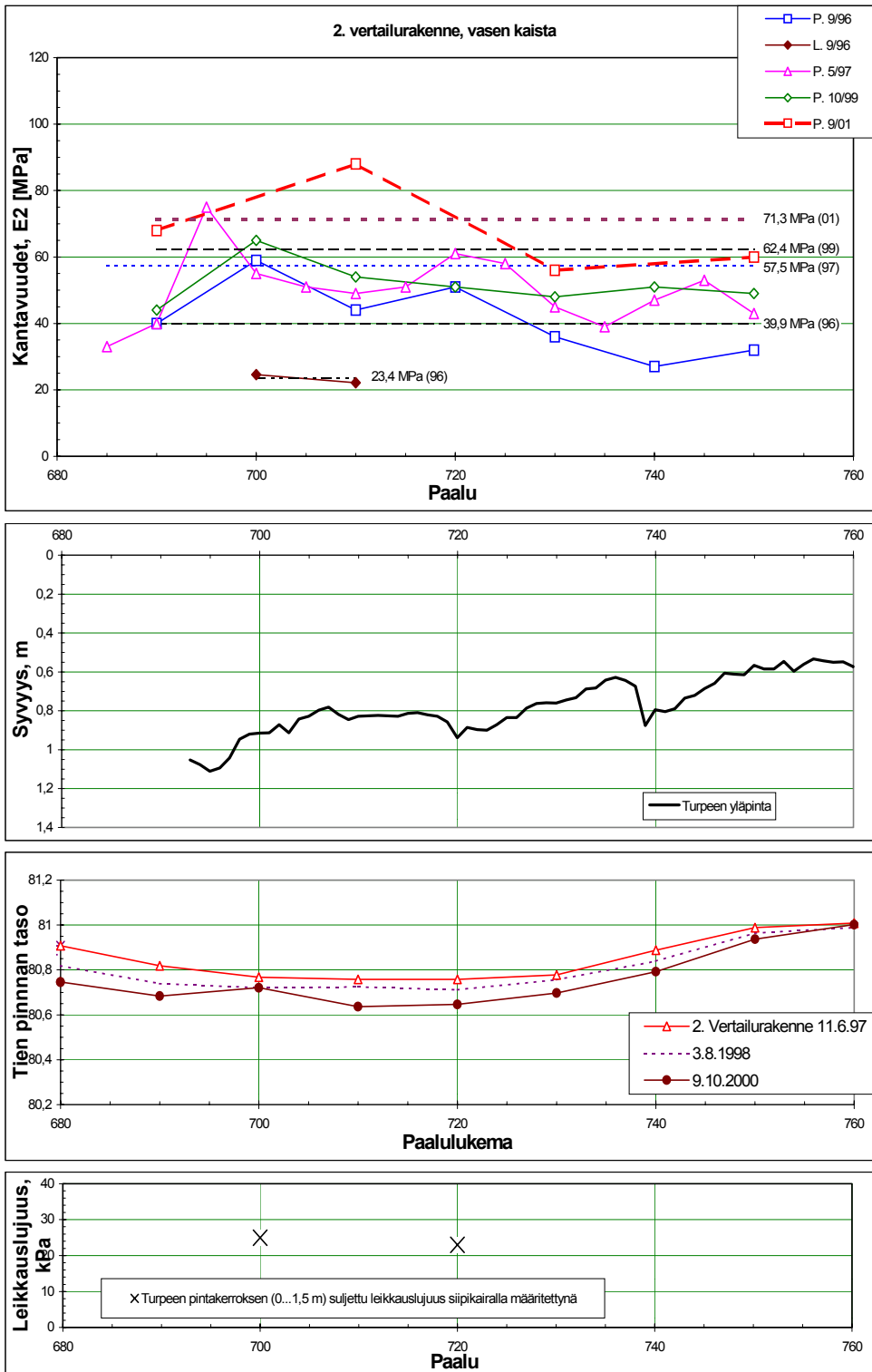
Kuva 6.4a Leteensuo. 2 × vahviste + leca -rakenteen oikea kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 10 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 3 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjän korkeusasema ja pohjaan suljettu leikkauslujuus.



Kuva 6.4b Leteensuo. 2 x vahviste + leca -rakenteen vasen kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 10 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 3 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjan korkeusasema ja pohjaan suljettu leikkauslujuus.



Kuva 6.5a Leteensuo. 2. vertailurakenteen oikea kaista. Ylemmissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 10 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 5 cm 24.9.96 maatutkalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjän korkeusasema ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus.



Kuva 6.5b Leteensuo. 2. vertailurakenteen vasen kaista. Ylempissä kuvissa kantavuus ja rakennepaksuus (rakennepaksuus 2.9.96 saadaan vähentämällä noin 10 cm ja rakennepaksuus 10.9.01 saadaan lisäämällä noin 5 cm 24.9.96 maatumalla luodattuihin rakennepaksuuksiin). Alemmissä kuvissa keskilinjän korkeusasema ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus.



## 14.5 Kantavuusmittaukset

### 14.5.1 Levykuormituskokeet

Eri ajankohtina tien, turpeen ja kevytsoran pinnasta tehtyjen levykuormituskokeiden tulokset on esitetty taulukossa 6.2. Kokeiden pohjapaine-painuma –kuvaajat on esitetty raporteissa Viatek [1997], Viatek [1999] ja SCC Viatek [2001].

Taulukko 6.2 *Leteensuo. Levykuormituskokeilla määritetyt kantavuudet 31.7.1996...7.8.2001. a) 1. vertailurakenne, b) geosellirakenne, c) 2+vahviste + leca –rakenne ja d) 2. vertailurakenne.*

a) Ajankohta	Tien pinta.		Lecan pinta		Turpeen pinta	
	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>
31.7.1996	171	26,6	-	-	173	2,66*
24.9.1996	170	53	-	-	173	4,66
28.8.1997	175	49,2	-	-	173	4,65
7.8.2001	175	77,6	-	-	173	4,27

\* E<sub>1</sub>

b) Ajankohta	Tien pinta.		Lecan pinta		Turpeen pinta	
	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>
7.8.1996	230	44,3	-	-	-	-
31.7.1996	241	48,7	244	26,7	243	2,46
7.8.1996	250	53,5	-	-	-	-
24.9.1996	240	67,3	244	28,7	243	3,32
28.8.1997	240	65,5	240	30,8	243	3,00
7.8.2001	245	115,6	244	28,2	243	2,76

c) Ajankohta	Tien pinta.		Lecan pinta		Turpeen pinta	
	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>
7.8.1996	640	62,7	-	-	-	-
31.7.1996	650	43,1	-	-	-	-
7.8.1996	657	44,5	654	35,7	653	2,54
24.9.1996	650	67,7	654	32,0	653	4,20
28.8.1997	650	88,7	654	38,3	653	4,17
7.8.2001	655	132,5	654	37,7	653	4,56

d) Ajankohta	Tien pinta.		Lecan pinta		Turpeen pinta	
	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>	Paalu	E <sub>2</sub>
7.8.1996	700	22,1	-	-	703	5,07
24.9.1996	710	72,8	-	-	703	11,0

### 14.5.2 Pudotuspainokokeet

Pudotuspainokokeita on tehty kaikkien koerakenteiden oikealta ja vasemmalta kaistalta. Pudotuspainokokeiden tulokset on esitetty paalukemakantavuus kuvaajina kuvissa 6.2...6.5. Pudotuspainokokeiden keskiarvot ja kantavuuksien vaihteluvälit eri ajankohtina on esitetty taulukossa 6.3.

Taulukko 6.3 *Leteensuo. Pudotuspainokokeilla määritetyt keskimääräiset kantavuudet 2.9.1996...10.9.2001. a) 1. vertailurakenne, b) geosellirakenne, c) 2+vahviste + leca –rakenne ja d) 2. vertailurakenne.*

a) Ajankohta	Keskiarvo, $E_2$ [MPa]	Vaihteluväli [MPa]
2.9.1996	45,3	20...70
28.5.1997	58,4	40...85
13.10.1999	81,5	50...115
10.9.2001	77,6	50...90

b) Ajankohta	Keskiarvo, $E_2$ [MPa]	Vaihteluväli [MPa]
2.9.1996	43,3	15...62
28.5.1997	54,8	27...75
13.10.1999	78,5	40...90
10.9.2001	87,3	45...100

c) Ajankohta	Keskiarvo, $E_2$ [MPa]	Vaihteluväli [MPa]
2.9.1996	54,6	40...80
28.5.1997	71,5	40...90
13.10.1999	86,3	55...110
10.9.2001	86,3	65...95

d) Ajankohta	Keskiarvo, $E_2$ [MPa]	Vaihteluväli [MPa]
2.9.1996	39,9	25...60
28.5.1997	57,5	40...105
13.10.1999	62,4	45...100
10.9.2001	71,3	55...85

### 14.6 Vahvisteiden venymät ja vahvistevoimat

Vahvisteverkkojen venymiä mitattiin verkkoihin liimatuilla venymäliuskoilla kolmessa eri poikkileikkauksessa. Venymäliuskojen mittaukset on tehty siten, että penkereen päällä ei ole ajoneuvoa tai muuta ylimääräistä kuormitusta. Kullakin venymäliuskalla mitatut venymät on esitetty raportissa SCC Viatek [2001].

Taulukko 6.4 *Leteensuo. Venymäliuskoilla mitatut vahvisteverkkojen venymät kesä -96...kevät -01 välillä. Venymää verrataan kesällä -96 verkkoja asennettaessa ennen rakennekerrosten rakentamista mitattuun venymään. a) 1. vertailurakenne, b) geosellirakenne, c) 2+vahviste + leca -rakenne.*

a) Tensar SS30-verkko turpeen päällä murskekerroksen alla				
Liuskan nro	Etäisyys tien keskeltä	Poikki- / pituus-suunt. liuska	Venymä *	Huom!
A1	0 m	poikkisuunta	0,4...0,5 %	venymä kasvaa
B1	0 m	pituussuunta	0,2 %	venymä kasvaa
B2	0 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä vakio
A2	0,4 m	poikkisuunta	0,4...0,6 %	venymä kasvaa
B3	0,8 m	poikkisuunta	0,4 %	venymä kasvaa
A3	1,0 m	poikkisuunta	0,6...0,8 %	venymä kasvaa
A4	1,2 m	poikkisuunta	0,6 %	venymä vakio, epäluot. ?
B4	1,2 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä vakio
A5	1,6 m	poikkisuunta	-0,2...0,1 %	venymä vakio, epäluot. ?
B6	2,0 m	poikkisuunta	0,2...0,3 %	venymä kasvaa
B7	2,75	poikkisuunta	0,1 %	venymä vakio, epäluot. ?

0,1 % venymä vastaa noin 0,6 kN/m jännitystä poikki- ja pituus suunnassa

b) Tensar SS30-verkko turpeen päällä geosellirakenteen alla				
Liuskan nro	Etäisyys tien keskeltä	Poikki- / pituus-suunt. liuska	Venymä	Huom!
C1	0 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä vakio
C2	0 m	poikkisuunta	0,3 %	venymä kasvaa
C3	0,4 m	poikkisuunta	0,3 %	venymä vakio
C4	0,4 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä kasvaa (?)
C5	0,8 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä kasvaa

0,1 % venymä vastaa noin 0,6 kN/m jännitystä

b) Tensar SR55-verkko geosellirakenteen pystyverkkona				
Liuskan nro	Etäisyys tien keskeltä	Liuska verkon ylä- / alareunassa	Venymä	Huom!
D1	0,25 m	yläreuna	-0,2 %	venymä vakio
D2	1,25 m	yläreuna	-0,2 %	venymä vakio
D3	2,25 m	yläreuna	-0,15 %	venymä vakio
D4	0,25 m	alareuna	-0,2 %	venymä vakio
D5	1,25 m	alareuna	-0,7 %	venymä vakio
D6	2,25 m	alareuna	-0,3 %	venymä vakio

0,1 % venymä vastaa noin 0,7 kN/m jännitystä

Taulukko 6.4 jatkuu...

c) Fortrac 35/20-20 turpeen päällä kevytsorakerroksen alla ("alaverkko")				
Liuskan nro	Etäisyys tien keskeltä	Poikki- / pituus-suunt. liuska	Venymä	Huom!
E1	-015 m	pituussuunta	1,0 %	venymä kasvaa
E2	0 m	poikkisuunta	0,2 %	venymä kasvaa
E3	0 m	poikkisuunta	0,4...0,6 %	venymä kasvaa
E4	0,4 m	poikkisuunta	0,3 %	venymä kasvaa
E5	0,8 m	poikkisuunta	0,4...0,5 %	venymä kasvaa (?)
E6	1,2 m	pituussuunta	1,5 %	venymä kasvaa
E7	1,2 m	poikkisuunta	0,5 %	venymä kasvaa (?)
E8	1,6 m	poikkisuunta	0,5 %	venymä kasvaa
E9	2,0 m	poikkisuunta	0,6...0,7 %	venymä kasvaa
E10	2,75 m	poikkisuunta	0,4 %	venymä vakio, epäv.
E11	3,75 m	poikkisuunta	0	venymä pienenee, epäv.

0,1 % venymä vastaa noin 0,35 kN/m tien poikkisuunnassa ja noin 0,35 kN/m tien pituussuunnassa

c) Fortrac 35/20-20 leca:n päällä murskekerroksen alla ("yläverkko")				
Liuskan nro	Liuskan etäisyys tien keskeltä	Poikki- / pituus-suuntainen liuska	Venymä	Huom!
F1	0 m	poikkisuunta	0,3 %	venymä vakio
F2	0,4 m	poikkisuunta	0,15 %	venymä vakio
F3	0,8 m	poikkisuunta	0 %	venymä vakio*
F4	1,0 m	poikkisuunta	0,1 %	venymä vakio*
F5	1,2 m	poikkisuunta	0 %	venymä vakio*
F6	1,6 m	poikkisuunta	0 %	venymä vakio*
F7	2,4 m	poikkisuunta	0,1 %	venymä kasvaa

0,1 % venymä vastaa noin 0,35 kN/m tien poikkisuunnassa

\* rakentamisen jälkeen kesällä -96 venymä lyhytaikaisesti 0,3...0,5 %

Vahvisteisiin huhtikuuhun 2001 mennessä kehittyneet venymät on koottu taulukkaan 6.4. Taulukossa on esitetty venymäliuskan sijainti ja suunta. Lisäksi on esitetty pysyvätkö venymät vakiona vai ovatko venymät kasvamassa. Myös havaintojen luotettavuutta on arvioitu. Taulukoiden alapuolella on esitetty vastaavuudet, joilla mitatut venymät voidaan muuttaa vahvistevoimiksi.

Mittausten perusteella turpeen pinnalle asennettujen verkkojen venymät ovat lisääntyneet ajan kuluessa kaikissa koerakenteissa. Kantavan kerroksen alapuolelle kevytsorakerroksen pinnalle levitetyn verkon venymät ovat pienentyneet tai pysyneet vakiona ajan kuluessa. Geosellin pystyverkkojen venymät ovat pysyneet lähes vakiona.

Venymistä muutetut vahvistevoimat ovat koerakenteittain seuraavat (4/01 mennessä):

- 1. vertailurakenne: 0...5 kN/m
- geosellirakenne: 0...2 kN/m
- 2 x lujite + verkko -rakenne: 0...5 kN/m

Venymäliuskahavaintoja tulkittaessa on muistettava, että venymäliuskoissa saattaa tapahtua ”ryömintää” eli liuskan jännite muuttuu ilman, että verkon venymä muuttuisi. Suurin osa liuskoista näyttäisi toimivan normaalisti.

## 14.7 Vaakasiirtymät

Potentiometreillä mitatut vaakasuuntaiset penkereiden vaakasiirtymät tien keskilinjan suhteen on esitetty taulukossa 6.5 absoluuttisina siirtyminä [mm] ja suhteellisina siirtyminä [%] potentiometrien mittaustureiden pituuden suhteen. Mittaustulokset on esitetty mittareiden asennushetkellä tehtyjen mittausten suhteen. Koko mittausturakkeen aika-siirtymäkuvaajat on esitetty raportissa SCC Viatek [2001].

Taulukko 6.5 *Leteensuo. Potentiometreillä mitatut penkereen vaakasiirtymät keskilinjan suhteen 1 kk ja 4 v aikana. a) 1. vertailurakenne pl 171 ja b) 2 × vahviste + leca –rakenne pl 651.*

a) Anturin mittausväli	venymä 15.5...14.6.1996		venymä 15.5.96...20.4.01	
	absoluuttinen	suhteellinen	absoluuttinen	suhteellinen
1,31 m	9,0 mm	0,69 %	9,5 mm	0,73 %
2,70 m	24,0 mm	0,89 %	-	

b) Anturin mittausväli	venymä 15.5...14.6.1996		venymä 15.5.96...20.4.01	
	absoluuttinen	suhteellinen	absoluuttinen	suhteellinen
1,26 m	1,5 mm	0,12 %	2,3 mm	0,18 %
2,69 m	4,7 mm	0,18 %	10,8 mm	0,40 %

## 14.8 Tien pinnan vaaitukset

Tien pinnan tasaisuutta tien pituusprofiililla mitattiin 11.6.1997, 3.8.1998 ja 9.10.2000 tehdyillä vaaituksilla, jolloin tien keskilinja vaaittiin 5 m välein. Vaaittu keskilinjan korko on esitetty kuvissa 6.2...6.5. Koeosuuksittain tien pinta on melko tasainen. Koeosuuksien rajakohdissa on havaittavissa selviä ”tasoeroja”.

Tien poikkisuuntaiset profiilit vaa’ittiin 11.6.1997, 3.8.1998 ja 9.10.2000. 9.10.2001 vaaittu tien pinnan poikkileikkaus on esitetty kuvassa 6.1. Muina ajankohtina mitatut profiilit on esitetty raportissa SCC Viatek [2001]. Vaaitusten perusteella tiepenkereet ovat pysyneet kohtuullisen hyvin alkuperäisessä muodossaan. Tien pintaa on lanattu ajoittain ja tämän seurauksena on paikoitellen reunakarheitä tien reunoille.

### 14.9 Silmämääräiset havainnot

Koerakenteiden pinnan kuntoa on seurattu silmämääräisesti mitausten sekä satunnaisten maastokäyntien yhteydessä. Havaintojen perusteella koerakenteiden pinta on jatkuvasti pysynyt hyvänä (esim. kuvat 6.6a-d). Ajoittain tielle on lammikoitunut vettä tien reunakarheiden estettyä veden sivulle valumisen.

a)



b)



c)



d)



Kuva 6.6 *Leteensuo. 16.5.2001. a) plv.  $\approx 90 \dots 200$ , b) plv.  $\approx 200 \dots 300$ , c) plv.  $\approx 590 \dots 680$  ja d) plv.  $\approx 680 \dots 750$ . Kuva a, b ja c on kuvattu kasvavan paalulukeman suuntaan ja kuva d alenevan paalulukeman suuntaan [SCC Viatek 2001].*

## 15 MITTAUSTULOSTEN ANALYSOINTI

### 15.1 Painumat

Laajemmin Leteensuon koerakenteiden painumia ja painumahavaintoja on käsitelty Tiehallinnon selvityksessä 49/2001 "Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella" [Länsivaara 2001], joten painumien suuruutta ja nopeutta ei tarkastella tässä raportissa enempää.

### 15.2 Vahvistevoimat

Vahvisteverkkoihin kehittyneet vahvistevoimat ovat yhdistelmä rakentamisen aikana muodostuneista jännityksistä, penkereen epätasaisesta painumasta, penkereen sivusuuntaisen leviämisen estämisestä ja liikennekuormista. Eri syistä aiheutuneiden vahvistevoimien erotteleminen toisistaan on vaativaa ja edellyttäisi laajoja elementtimallinnuksia. Ko. koerakenteilla oli pääasiallisena tavoitteena tutkia vahvisteiden vaikutusta rakenteen kantavuuteen, joten painumista yms. aiheutuvia vahvistevoimia ei ole tässä analysoitu.

Kuorma-auton vahvisteisiin aiheuttamia vahvistevoimia tutkittiin mittaamalla vahvisteiden venymä ennen kuormitusta ja kuormituksen aikana. Kuormituksen alaisesta venymästä vähennettiin ennen kuormitusta mitattu venymä ja näin saatiin eroteltua pintakuorman aiheuttama venymä muusta vahviteen venymästä. Näin määritettyjen vahvistevoimien jakautuminen instrumentoiduissa poikkileikkauksissa on esitetty raportissa Viatek [1997].

Yhteenvedo vahvistevoimien muutoksista kuorma-auton kuormittaessa murskekerroksen pintaa heti rakenteen valmistumisen jälkeen ja syyskuussa 1996 on esitetty taulukossa 7.1. Syyskuussa vahvistevoiman muutokset ovat olleet pienempiä, johonka syynä on mm. se, että syyskuun alussa lisättiin sorapintausta rakenteiden pinnalle ja rakennekerrokset tiivistettiin heinäkuussa täryjyrällä.

*Taulukko 7.1 Leteensuo. Kuorma-autokuormituksen vahvisteverkkoihin aiheuttamat vahvistevoiman muutokset kuormitetun alueen läheisyydessä heti rakenteen valmistumisen jälkeen ja syyskuussa 1996 [Viatek 1997].*

Rakenne	16.5...11.7.1996	24.9.1996
1. vertailurakenne *	0...2,5 kN/m	0,1...1,7 kN/m
geosellirakenne **	0,5...1,7 kN/m	0,7...1,7 kN/m
2 x vahviste + leca -rakenne ***	0,4...2,8 kN/m	0,1...0,4 kN/m

\* 16.5.1996

\*\* 14.6.1996

\*\*\* 11.7.1996



## 15.3 Kantavuuksien takaisinlaskennat

### 15.3.1 Tavoitteet ja menetelmät

Leteensuolla tehtyjen kantavuusmittausten tulosten takaisinlaskentojen tavoitteena on:

1. määrittää vahvisteverkkojen vaikutus tierakenteen kantavuuteen
2. määrittää rakenteissa toteutuvat materiaalimoduulit pehmeän turvekerroksen päällä
3. määrittää vahvisteverkkoihin mobilisoituvat jännitykset laskennallisesti
4. saada lisätietoa vahvisteverkoilla lujitettujen tierakenteiden kantavuusmitoitukseen

Tavoitteen 2 toteuttamiseksi tehtiin takaisinlaskennat Odemarkin menetelmällä ja analyyttisellä takaisinlaskentaohjelmalla (PAS). Tavoitteiden 1 ja 3 saavuttamiseksi tehtiin takaisinlaskentoja Plaxis-elementtiohjelmalla.

### 15.3.2 Takaisinlaskennat Odemarkin menetelmällä

Takaisinlaskennat odemarkin menetelmällä aloitettiin kohdista, joissa levykuormituksia on tehty turpeen ja eri rakennekerrosten pinnalta. Näin määritettyjä parametrejä on sitten testattu muualla ko. rakenteiden päällä tehtyjen pudotuspainokokeiden takaisinlaskennassa. Yhteenveto takaisinlasketuista E-moduuleista on esitetty taulukossa 7.2. [SCC Viatek 2001]

### 15.3.3 Takaisinlaskennat analyyttisellä menetelmällä

Odemarkin menetelmän lisäksi takaisinlaskentoja tehtiin analyyttisellä takaisinlaskentaohjelmalla PAS1. PAS1-ohjelma on Dynatestin markkinoima ohjelma, joka soveltuu mitatuista taipumista tapahtuvaan rakenteiden takaisinlaskentaan. Ohjelma perustuu Odemark-Boussinesqin menetelmään [Hämäläinen 2000].

Pudotuspainokokeiden takaisinlaskennoissa käytetyt rakennepaksuudet määritettiin 9/96 tehdyn maatutkauksen ja levykuormituslevyjen suojaputkista kuormituksen yhteydessä tehtyjen havaintojen perusteella. Koska tien rakennepaksuudet muuttuvat huomattavastikin tien pituus- ja poikkisuunnassa, on laskelmissa käytetyissä rakennepaksuuksissa  $\pm 10$  cm suuruusluokan virheet mahdollisia. Virheet laskelmien rakennepaksuuksien määrittämisessä todennäköisesti selittävät osan poikkeuksellisista takaisinlaskentatuloksista.

Yhteenveto takaisinlasketuista E-moduuleista on esitetty taulukossa 7.2.

Taulukko 7.2 Leteensuo. Levykuormituskokeiden ja pudotuspainokokeiden takaisinlaskentojen tulokset odemarkin menetelmällä ja analyttisesti (PAS): a) 1. vertailurakenne, b) geosellirakenne, c) 2 × vahviste + leca –rakenne ja d) 2. vertailurakenne. [SCC Viatek 2001].

a) 1. vertailurakenne, levykuormituskoe, odemark, plv.

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
31.7.96	2,66	-	-	-	0,53	25...150	26,6
24.9.96	4,66	-	-	-	0,59	30...180	53,0
28.8.97	4,65	-	-	-	0,60	30...130	49,2
7.8.01	4,27	-	-	-	0,70	30...190	77,6

a) 1. vertailurakenne, pudotuspainokoe, odemark, plv.

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
2.9.96	4,66	-	-	-	0,53	30...100	33
28.5.97	4,65	-	-	-	0,60	30...132	50
13.10.99	4,27	-	-	-	0,70	30...172	75
10.9.01	4,27	-	-	-	0,70	30...190	80

a) 1. vertailurakenne, pudotusp., PAS-laskenta, pl ≈ 170 ja plv. 110...180

pvm.	E <sub>turve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
10.9.01						
160..180 o.	6...35	-	-	0,80...0,89	60...200	68...85
110...180	8...35	-	-	0,50...0,89	60...240	59...92

b) Geoselli, levykuormituskoe, odemark

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
31.7.96	2,46	0,61	15...53	26,7	0,42	161...230	48,7
24.9.96	3,32	0,59	20...63	28,7	0,47	172...269	67,3
28.8.97	3,00	0,62	18...60	30,8	0,43	184...284	65,5
7.8.01	2,76	0,58	31...80	28,2	0,52	148...190	115,6

b) Geoselli, pudotuspainokoe, odemark, plv.

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
2.9.96	2,46	0,61	30...68	-	0,42	55...55	45
28.5.97	3,00	0,62	30...77	-	0,43	75...75	58
13.10.99	3,00	0,62	30...77	-	0,43	90...90	67
10.9.01	2,76	0,58	31...80	-	0,52	110...115	82

b) Geoselli, pudotuspainokoe, PAS-laskenta, pl 240 ja plv. 220...290

pvm.	E <sub>turve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
10.9.01						
pl. 240 oik.	12...17	0,54	36...60	0,55	120	77
220...290	8...17	0,53...0,78	35...85	0,4...0,59	65...200	44...99

Taulukko 7.2 jatkuu...

c) 2 × vahviste + leca, levykuormituskoe, odemark

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
31.7.96	2,54	0,47	80...157	35,7	0,42	45...50	44,5
24.9.96	4,20	0,45	50...103	32,0	0,53	80...82	67,7
28.8.97	4,17	0,48	60...126	38,3	0,47	100...127	88,7
7.8.01	4,56	0,49	50...118	37,7	0,51	182...200	132,5

c) 2 × vahviste + leca, pudotuspainokoe, odemark

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
2.9.96	2,54	0,47	80...157	-	0,42	50...53	47
28.5.97	4,17	0,48	60...126	-	0,47	93...100	78
13.10.99	4,17	0,48	60...126	-	0,47	100...116	85
10.9.01	4,56	0,49	50...118	-	0,51	86...90	73

c) 2 × vahviste + leca, pudotuspainokoe, PAS-laskenta, pl 640 ja plv. 620...690

pvm.	E <sub>turve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
10.9.01						
pl. 640 oik.	6	0,97	45...75	0,60	120...240	77
620...690	5...19	0,30...1,15	45...105	0,42...0,72	65...280	63...94

d) 2. vertailurakenne, levykuormituskoe, odemark

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
31.7.96	5,07	-	-	-	0,51	15...50	22,1
24.9.96	11,0	-	-	-	0,73	20...120	72,8

d) 2. vertailurakenne, pudotuspainokoe, odemark

pvm.	E <sub>Yturve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	E <sub>Yleca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
2.9.96	5,07	-	-	-	0,51	30...250	50
28.5.97	11,0	-	-	-	0,73	30...145	85
13.10.99	11,0	-	-	-	0,73	40...160	95
10.9.01	11,0	-	-	-	0,73	35...135	84

c) 2 × vahviste + leca, pudotuspainokoe, PAS-laskenta, pl 710 ja plv. 700...750

pvm.	E <sub>turve</sub> [MPa]	H <sub>leca</sub> [m]	E <sub>leca</sub> [MPa]	H <sub>murske</sub> [m]	E <sub>murske</sub> [MPa]	E <sub>Ymurske</sub> [MPa]
10.9.01						
pl 700 oik.	10...20	-	-	0,81	80...220	84
700...750	10...30	-	-	0,60...0,88	70...220	58...88

### 15.3.4 Takaisinlaskettujen moduulien yhteenveto

Taulukossa 7.3 on esitetty takaisinlaskennoilla määritetyt mitoitusmoduulit eri materiaaleille geovahvistetussa rakenteessa. [SCC Viatek 2001]. Laskelmien perusteella hienoja rakeita sisältävän kevytsoran moduuli on selvästi suurempi kuin puhalletulla kevytsoralla, josta puuttuu hienot rakeet.

*Taulukko 7.3 Leteensuo. Turvekerroksen päälle rakennetun geovahvistetun tien rakennemateriaalien mitoitusparametrit odemark- ja PAS-takaisinlaskentojen perusteella [SCC Viatek 2001].*

Materiaali	Takaisinlasketut moduulit kerroksen yläosassa	Mitoitusmoduuli [MPa]*
Soramurske 0...65 mm	100...300 MPa	200 MPa
Kevytsora 4...20 mm	55...75 MPa	50 MPa
Kevytsora 0...65 mm	65...125 MPa	60...70 MPa

\* mitoituksessa käytetään  $E \leq 6 (\dots 8) \times E_A$  -sääntöä

Takaisinlaskelmissa havaittiin, että vahvistetuilla rakenteilla säännön  $E \leq 6 \times E_A$  suoraviivainen noudattaminen johtaa varmalla puolella olevaan mitoitukseen. Mahdollisesti oikeampi suhde Leteensuon tapauksessa olisi noin 8, jolla otetaan huomioon vahvisteiden rakennemateriaalia "lujittava" vaikutus.

### 15.4 Elementtilaskelmat

Elementtimallinnuksia tehtiin 1. vertailurakenteelle ja 2 x vahviste + leca – rakenteelle Plaxis-ohjelmalla. Mallinnukset tehtiin aksisymmetrisinä kohdista, joista tehtiin levykuormituskokeita eri kerrosten pinnalta 7.8.2001 (pl 173...175 ja 653...655). Takaisinlaskennoissa mallinnettiin levykuormitukseen "ensikuormitusta". Toistokuormitusta ei mallinnettu.

Mallinnuksilla pyrittiin määrittämään:

1. maakerrosten parametrit, joilla havainnot ja laskelmat vastaavat toisiaan,
2. levykuormituksen aiheuttamat vahvistevoimat ja
3. vahvisteiden vaikutus kantavuuteen.

Geosellirakenteelle ei tehty elementtilaskelmia, koska geoselli on kolmiulotteinen rakenne, joka ei ole mielekkäästi mallinnettavissa 2D-elementtiohjelmalla.

#### Parametrit:

Mallinnus aloitettiin alhaalta ylöspäin, eli turvekerroksen pinnalle asetun levyn mallinnus ensimmäisenä ja ko. mallinnuksella saatuja parametrejä käytettiin ylempien levykuormitusten mallinnuksessa. Alempien kuormituslevyjen kuormitus-painumakuvaajat mallinnettiin siihen siirtymään saakka, joka toteutuu kuormitettaessa rakennetta murskekerroksen päältä 60 kN kuormalla. Levykuormituslevy ja siihen kohdistuva kuorma mallinnettiin pakkosiirtymänä olettaen kuormituslevy "ideaalijäykäksi".

Mallinnuksia jatkettiin parametrejä ja materiaalimalleja vaihdellen, kunnes havainnot ja mallinnus saatiin vastaamaan toisiaan. Mallinuksilla päädyttiin taulukossa 7.3 esitettyihin parametreihin ja materiaalimalleihin. Materiaalien moduulit ovat odotettua suuremmat, mutta alhaisemmilla moduulien ja lujuuksien arvoilla mallinnukset eivät vastanneet havaintoja.

Taulukko 7.3 Leteensuo. Elementtilaskelmissa käytetyt materiaalikerrokset ja mallit. a) 1. vertailurakenne ja 2) 2 × vahviste + leca –rakenne.

a) Materiaali	Materiaalimalli	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	E [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	$K_0$
Murske 0,70 m	Mohr-Coulomb avoin	18	0,25	280 000	10	40	20	-
Vahviste*								
Turve 1 1,0 m	Elastinen suljettu	10,5	0,3	10 000	-	-	-	0,6
Turve 2 3,0 m	Elastinen suljettu	10,5	0,1	5 000	-	-	-	0,6

\* Tensar SS30, J = 800 kN/m ( $J_{\text{tien poikkis.}}=781$  kN/m,  $J_{\text{tien suuntainen}}=834$  kN/m) ja R=1

b) Materiaali	Materiaalimalli	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	E [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	$K_0$
Murske 0,51 m	Mohr-Coulomb avoin	20	0,25	300 000	5	40	10	-
Vahviste*								
kevytsora 0,49 m	Mohr-Coulomb avoin	5	0,25	140 000	5	35	5	-
Vahviste*								
Turve 1 1,0 m	Elastinen suljettu	10,5	0,3	8 000	-	-	-	0,6
Turve 2 3,0 m	Elastinen suljettu	10,5	0,1	5 000	-	-	-	0,6

\* Fortrac 35/20-20, J=300 kN/m ( $J_{\text{tien poikkis.}}=306$  kN/m,  $J_{\text{tien suuntainen}}=200$  kN/m) ja R=1

### Vahvistevoimat:

Mallinuksissa vahvisteisiin kehittyvät vahvistevoimat on esitetty taulukossa 7.4. Vahvistevoimille on ominaista, että ne ovat vähäisiä ja ne keskittyvät pienelle alueelle kuormituslevyn alle ja ympärille. Kauempana kuormituslevystä säteensuuntaisia vahvistevoimia ei esiinny. Vahvisteiden siirtymät ovat poispäin kuormituslevyn keskustasta.

Lasketut vahvistevoimat ovat samaa suuruusluokkaa kuin rakenteista mitatut vahvistevoimien muutokset kuorma-auton kuormittaessa rakennetta (kts. taulukko 7.1 ja raportti Viatek 1997).

Taulukko 7.4 *Leteensuo. Levykuormitus murskekerroksen pinnalta. Elementtimal-  
linnuksissa vahvisteisiin kehittyvät vahvistevoimat ja etäisyys levyn  
keskipisteestä, jolla vahvistevoimia esiintyy. Levyn säteen suuntaiset  
vahvistevoimat kuorman ollessa 60 kN.*

Rakenne ja vahviste	max. vahviste- voima	säteensuuntaisten vahvistevoimien esiintymisalueen laajuus (=säde)
1. vertailurakenne	pl 173...175 1,39 kN/m	0,4 m
2 x vahviste + leca	pl 653...655	
- ylempi vahviste	0,35 kN/m	0,35 m
- alempi vahviste	0,45 kN/m	0,35 m

### Vahvisteiden vaikutus:

Vahvisteiden vaikutusta rakenteiden kantavuuteen mallinnettiin kahdella pe-  
riaatteella:

1. poistettiin vahvisteet
2. poistettiin vahvisteet, alennettiin rakennemateriaalien koheesiota ja  
muutettiin materiaalit vetoa kestävämmiksi

Pelkällä vahvisteiden poistamisella ei havaittu olevan vaikutusta rakenteiden  
kantavuuteen ( $E_1$ -kantavuus).

Kun vahvisteiden poistamisen lisäksi muutettiin rakennemateriaalien ominai-  
suuksia, aleni kantavuus taulukon 7.5 mukaisesti. Taulukkoon 7.5 laskettiin  
 $E_1$ -kantavuudet mallinnetuista kuormitus-painumakuvaajista. Vahvisteiden  
vaikutus  $E_1$ -kantavuuteen on esitetty viimeisessä sarakkeessa. Esitettyyn %-  
arvoon on suhtauduttava varauksella.

Taulukko 7.5 *Leteensuo. Levykuormituskokeiden takaisinlaskenta. Vahvisteiden  
vaikutus rakenteiden laskennallisiin  $E_1$ -kantavuuksiin, kun oletetaan,  
vahvisteiden parantavan myös rakennemateriaalien lujuutta.*

Rakenne	Vahvisteiden kanssa	Ilman vahvis- teita	%-ero (vahvistettu - vahvistamaton)
1. vertailuraken- ne	50 MPa	45 MPa	11 %
2 x vahviste + leca -rakenne	65 MPa	45 MPa	44 %

## 15.5 Vahvistetun rakenteen mitoitusmenetelmien soveltuvuus

### 15.5.1 Giroud & Noiray:n ja Oxfordin menetelmät

Kirjallisuudessa on esitetty päällystämättömän vahvistetun tien mitoitukseen lukuisia menetelmiä. Yleisimmin geovahvistevalmistajien mitoitusohjeissa on käytetty "Giroud & Noirayn menetelmää" (1981). Uudempi ja vähemmän käytetty on "Oxfordin menetelmä" (1989). Giroud & Noirayn menetelmä perustuu kuormitusten alla deformatoituvan vahvisteeseen kalvovaikutukseen. Oxfordin menetelmässä vahviste vastaanottaa kuormituksen aiheuttamat vaakakuormat ja siten parantaa pohjamaan ja koko rakenteen kantavuutta.

Menetelmien reunaehtojen mukaan menetelmät eivät sovellu erityisen hyvin Lenteensuon koerakenteiden mitoitukseen. Menetelmiä on kuitenkin kokeilu vertailurakenteen ja  $2 \times$  vahviste + leca -rakenteen mitoitukseen [Viatak 1997], jolloin päädyttiin vahvistevervoimaan 3 kN/m Giroud & Noirayn menetelmällä ja 10 kN/m Oxfordin menetelmällä 0,79 ja 0,77 m rakennepakkuuksilla.

Verrattaessa mitattuja ja elementtimallinuksilla saatuja vahvistevervoimia edellä esitetyillä menetelmillä määritettyihin vahvistevervoimiin havaitaan, että Giroud & Noirayn menetelmällä määritetyt suurimmat vahvistevervoimat ovat lähempänä havaittuja. Havaittu ja mallinnettu vahvistevervoiman jakautuma kuormituksen läheisyydessä vastaa hyvin Oxfordin menetelmässä oletettua jännityksen jakautumista ja poikkeaa huomattavasti Giroud & Noirayn menetelmässä oletetusta tasaisesta vahvistevervoiman jakautumasta.

Edellä esitetyn perusteella Geovahvistehjeessä [1998] esitetyllä Giroud & Noirayn menetelmällä on kehittyvien vahvistevervoimien arviointi osunut paremmin kohdalleen. Huolimatta menetelmän teoreettisten perusteiden "hataruudesta" voidaan sitä käyttää päällystämättömän vahvistetun tien mitoituksessa.

Oxfordin menetelmä on teoreettisista perusteltu ja siinä vahvisteeseen jännitysjakauma vastaa todellisissa kohteissa havaittua. Suositeltavaa olisi, että sitä kehiteltäisiin siten, että se olisi vielä helpommin käytettävissä mitoituksessa. Geovahvistehjeen mahdollisen päivityksen yhteydessä suositellaan Giroud & Noirayn menetelmä korvattavaksi Oxfordin menetelmällä.

### 15.5.2 Analyttinen mitoitus

Analyttisillä mitoitusmenetelmissä vahvisteita ei ole mahdollista mallintaa. Mahdollisesti vahvisteiden vaikutus on otettavissa huomioon muuntamalla materiaalikerrosten moduuleita, mutta käytännössä tätä vaihtoehtoa ei liene selvitetty riittävästi.

### 15.5.3 Elementtimenetelmä

Vahvisteesiin mobilisoitua vahvistevervoima on määritettävissä luotettavimmin elementtilaskelmilla staattisen kuorman tapauksessa. Tämäkin edellyttää erittäin hyvää ymmärrystä laskelmissa käytettävistä parametreista ja materiaalimalleista ja virheet ovat erittäin mahdollisia.

Dynaamisten liikennekuormien huomioon ottaminen on elementtimenetelmällä hankalaa. Mahdollisesti tämä on toteutettavissa dynaamisilla malleilla, mutta kokemuksia tierakenteen mitoituksesta elementtimenetelmän dynaamisella mallilla ei juurikaan Suomessa ole. Elementtimenetelmän käyttäminen tierakenteen mitoituksessa on nykyinen käytäntö lähinnä tutkimusprojekteissa.

## 15.6 Kustannukset

Raportissa Viatek [1997] on esitetty toteutuneet koerakenteiden rakentamiskustannukset, jotka sisältävät instrumentoinnin ja työn harjoittelun sekä pienissä pätkissä toteuttamisen aiheuttamat lisäkulutkin.

Realistisempien vertailukustannusten määrittämiseksi laskettiin rakentamishinnat teoreettiselle laajemmalle kohteelle, jossa käytetään Leteensuolle toteutettuja rakenteita (taulukko 7.6).

*Taulukko 7.6 Leteensuolla suunniteltujen geovahvistettujen rakenteiden rakentamiskustannukset teoreettisessa laajassa kohteessa [Viatek 1997].*

Rakenne	Rakentamiskustannukset [mk/tie-m]
vertailurakenne	531
geosellirakenne	1760
2 × vahviste + leca -rakenne	1358

Taulukon 7.6 mukaisesti geosellirakenteen rakentamiskustannukset ovat selvästi suurimmat ja vertailurakenteen pienimmät. Geosellirakenteen ja vertailurakenteen hintaerosta aiheutuu noin 50 % kevytsorasta ja noin 40 % geosellin verkoista ja kudontatyöstä. 2 × vahviste + leca -rakenteen ja vertailurakenteen hintaerosta yli 80 % aiheutuu kevytsorasta.

Keventämättömän ja kevennetyn rakenteen keskinäinen vertailu ei sinällään ole erityisen mielekästä, koska kevennettyä rakennetta käytetään silloin kun painumia on rajoitettava. Tällöin oikeampi olisi verrata kevennyksen kustannuksia massanvaihtoon, massastabilointiin tai pilaristabilointiin.

## 15.7 Rakenteiden vertailu

Taulukossa 7.7 on vertailtu Leteensuolle toteutettujen koerakenteiden teknisiä ja taloudellisia ominaisuuksia. Vertailu on tehty suhteellisena muiden koerakenteiden ja yleisesti ko. tierakenteen vaatimustason suhteen.



Taulukko 7.7 Leteensuo. Toteutettujen koerakenteiden vertailu.

Ominaisuus	Vertailurakenne	Geoselli	2×vahviste+leca
työtekniikka	++	--	±
rakentamisen nopeus	+	--	±
poikkileikkauksen painu- man tasaisuus	--	+	+
pituussuuntaisen painu- man tasaisuus	-	++	+
kantavuus	+	+	+
pituussuuntaisen raken- nepaksuuden tasaisuus	--	++	--
reunakantavuus	-	+	+
rakenteen kuivatus	-	+	+
kantavuuden tasaisuus pituussuunnassa	+	+	+
tien pinnan kunto	±	+	+
rakentamiskustannukset	++	--	-
rakentaminen erityisen heikolla pohjalla	-	+	±

## 16 JOHTOPÄÄTELMÄT

Leteensuolle toteutettujen kevennettyjen geovahvistettujen rakenteiden poikkileikkauksen painuma on huomattavasti tasaisempi kuin vahvistetulla murskerakenteella. Ennako-odotuksista poiketen geosellirakenteen poikkileikkauksen ei havaittu olevan 2 × vahviste + leca –rakennetta jäykempi.

Tien pituussuunnassa geosellirakenteen rakennekerrokset ovat toteutuneet muita tasaisempina – muissa rakenteissa rakennepaksuudet vaihtelevat merkittävästi enemmän. Mitatut kantavuudet vaihtelevat tien pituussuunnassa kuitenkin selvästi vähemmän kuin rakennepaksuusvaihteluiden perusteella voisi odottaa.

Kevytsoralla kevennettyjen rakenteiden kantavuudet ovat samaa suuruusluokkaa keskenään ja hieman suurempia kuin vertailurakenteiden kantavuudet pudotuspaino- ja levykuormituskokeilla määritettynä. Kantavuusmittaustulokset takaisinlaskettiin Odemarkin menetelmällä sekä analyyttisellä PAS1-ohjelmalla, joissa ei ole mahdollista ottaa geovahvisteen vaikutusta huomioon. Takaisinlaskentojen perusteella puhallettavan kevytsoran (4...20 mm) E-moduuli on 50 MPa ja tiivistyvän kevytsoran (0...65 mm) 60...70 MPa. Todennäköisesti tiivistyvällä kevytsoran E-moduuli voi olla huomattavasti suurempikin, jopa yli 100 MPa, mutta suuremman mitoitusmoduulin käyttäminen edellyttää lisätutkimuksia.

Mittausten perusteella turpeen pinnalle asennettujen verkkojen venymät ovat lisääntyneet ajan kuluessa kaikissa koerakenteissa. Venymistä muunnetut vahvistevoimat ovat olleet enimmillään 2...5 kN/m. Kuorma-auto-kuormituksen aiheuttama vahvistevoiman kasvu auton renkaan kohdalla on ollut noin 0,4...2,5 kN/m 9/96 tehdyissä mittauksissa. Tehtyjen levykuormituskokeiden elementtimallinnuksissa saatiin kuormituslevyn ympärillä vahvisteeseen mobilisoituneeksi vahvistevoimaksi 0,4...1,4 kN/m ja havaittiin, että vahvistevoima häviää jo 0,4 m etäisyydellä kuormituslevyn keskeltä.

Päällystämättömän geovahvistetun tien mitoituksessa käytetään maailmalla yleisimmin Giroud&Noirayn 1981 esittämää mitoitusmenetelmää, joka on myös esitetty Geovahvisteohjeessa. Leteensuon kohteissa menetelmällä tehty mitoitus vastasi kohtuullisesti mitattuja vahvistevoimia huolimatta siitä, että menetelmän teoreettiset perusteet ovat hyvin "hatarat" ja sitä ei ole tarkoitettukaan turvepohjalle. Oxfordin menetelmä on teoreettisista perusteltu ja siinä vahvisteen jännitysjakautuma vastaa todellisissa kohteissa havaittua, joten Geovahvisteohjeen mahdollisen päivityksen yhteydessä suositellaan Giroud & Noirayn menetelmä korvattavaksi Oxfordin menetelmällä.

## 17 KIRJALLISUUTTA (OSA III)

Aalto, A. & Lojander, M. 1997. Rakennemateriaalien laboratoriotutkimukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK.

Aalto, A., Slunga, E. Tanska, H. Forsman, J. & Lahtinen, P. 1998. Synteettiset geovahvisteet, suunnittelu ja rakentaminen. Rakennustieto.

Fisher, K. & Rämö, S. 1994. Kevytsoran tiivistysmenetelmien kehittäminen, Kenttäkokeet Salon asemalla, Tutkimusselostus. Tilaaja Lohja Oy. s. 5 + liitteet.

Forsman, J. & Lojander, M. 1995. Laboratoriotutkimukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK. 66 s.

Forsman, J. & Slunga, E. 1996. Geovahvistekoerakenteiden ennakkolaskelmat elementtimenetelmällä, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK. 49 s.

Hämäläinen, A. 2000. Tierakenteen jännitys-muodomuutostilan laskenta-vertailu. Diplomityö. TTKK. 125 s. + 18 liitettä.

Kujanpää, T. 1997. Insinööritö. "Leteensuon koerakenteiden rakentaminen", Hämeen tiepiiri.

Länsivaara, T. 2001. Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella. Helsinki. Tiehallinnon selvityksiä 49/2001.

Viatek Oy 1997. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Koerakenteen suunnittelu, rakentaminen ja seurantamittaukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Geovahvistetutkimus, vaihe III.

Viatek Oy 1999. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Seurantamittaukset 1996...1998, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula.

SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Loppuraportti, Seurantamittaukset 1996...2001, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula.

## 18 GEOVAHVISTETUTKIMUKSEN RAPORTTEJA, ARTIKKELEITA JA JULKAISUJA

### VAIHE I:

1. Friberg, P. 1990. GEOVAHVISTEET - Esiselvitys. TKK. Moniste. 109 s.
2. Geovahvistemateriaalien laboratoriokokeet (standardivetokokeet, standardivetokokeet poikkeavissa olosuhteissa, dynaamiset kuormituskokeet ja lyhytaikaiset vakiokuormituskokeet (creep) neljällä geovahvistetuotteella). TKK. Moniste. 60 s.
3. Karhunen, A-L. 1994. Synteettisen geovahvisten virumisominaisuuksien vaikutus vahvisten mitoitustalouteen. TKK. Moniste. 69 s.
4. Friberg, P. 1992. Mitoitusmenetelmät - Esityövaihe (Kirjallisuustutkimus). TKK. Moniste. 355 s.
5. Lindholm, M. & Lindgren, P. 1991. Kevytsoran stabilointi bitumisilla sideaineilla. Teknillinen korkeakoulu, Tietekniikka, julkaisu A40.111 s.
6. Matikainen, J. 1991. Bitumistabiloitu kevytsora ja sen käyttö talonrakennustekniikassa. Erikoistyö. TKK. 35 s.
7. Geovahvistetuoteluettelo. TKK. Moniste. 24 s.

### VAIHE II:

8. Forsman, J. 1993. Synteettisen geovahvisten ja maan välinen kitka sekä vahvisten ankkuroituminen maakerrokseen. Diplomityö. TKK. s. 238.
9. Saarinen, R. 1994. Synteettisillä vahvisteilla lujitettujen maarakenteiden suunnittelu. Diplomityö. TKK. s. 142.
10. Aalto, A. 1994. Synteettisellä vahvisteella lujitetun turvepohjaisen pengerrakenteen levy-kuormituskokeet. Diplomityö. TKK. s. 228.
11. Friberg, P. 1995. Geovahvistetun pengerrakenteen mitoitustalouteen numeerisilla menetelmillä. Levy-kuormituskokeiden laskennallinen tarkastelu. Moniste. TKK. 57 s.
12. Palolahti, A. 1994. Geovahvisteiden käyttöolosuhteet. Tutkimusraportti. TKK. s. 47
13. Forsman, J. 1993. Vahvistekankaalla vahvistettu Ojakkalan hiekka kolmiakselikokeessa. Erikoistyö. TKK.
14. Viitala, J. 1993. Geotekstiileillä vahvistettu kevytsora kolmiakselikokeessa. Erikoistyö. TKK.
15. Aalto, A. 1994. Turpeen rasialeikkauskokeet. Erikoistyö. TKK.
16. Puumalainen, N. 1994. Kolmiakselialikokeita turpeella. Erikoistyö. TKK.
17. Forsman, J. 1994. Vahvistekankaan ja turpeen välinen kitka sekä vahvisten ankkuroituminen turve- ja hiekkakerrosten välissä. Sisäinen raportti. TKK. 66 s.
18. Slunga, E. & Forsman, J. 1994. Yhteenveto erikoistöistä, Geovahvisteprojekti, II vaihe. (kooste: erikoistyöt 11-14 ja raportti 15). TKK. Pohjarakennus ja maamekaniikka. Moniste. 100 s.

19. Ranta-aho, Tapio. 1994. Vahvistekankaan ja Ojakkalan hiekan välinen kitka muunnetussa rasialeikkauskokeessa. Erikoistyö. TKK. s. 26.
20. Vascones, A. 1994. Geogrid reinforced Ojakkala sand in triaxial test. TKK. Sisäinen raportti, luonnos 18.8.1994.
21. Friberg, P., Lahtinen, P., Slunga, E. & Suni, H. 1994. Finnish Georeinforcement Research and Development Project. Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products, Singapore. 5.-9.9.1994. Vol. 3, pp. 1169-1172.
22. Forsman, J. & Slunga, E. 1994. The Interface Friction and Anchor Capacity of Synthetic Geo-reinforcements. Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products, Singapore. 5.-9.9.1994. Vol. 3, pp. 405-410.
23. Forsman, J. & Slunga, E. 1996. The anchor capacity of synthetic geo-reinforcement between sand and peat layers. Nordiska Geoteknikermötet, Reykjavik. 26-28.6.1996.
24. Aalto A., Friberg, P. & Slunga, E. 1997. Large scale laboratory loading tests on reinforced sand-peat structures. Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg 6 - 12.9.1997. Vol. 3, pp.1717-1722.
25. Aalto, A. 1996. Odemarkin menetelmällä mitoitettujen soratien vahvistaminen ja empiiristen mitoitusmenetelmien tarkastelu. TKK. s. 39.
26. Tanska, H., Slunga, E., Forsman, J., Hoikkala, S. & Saarinen, R. 1995. GEOVAHVISTEIDEN KÄYTTÖ, Suunnittelu ja rakentaminen - ohjejulkaisu. TKK. Rakennus- ja maanmittaustekniikan laitos, Pohjarakennus- ja maamekaniikka. 210 s.
27. Forsman, J. & Slunga, E. 1996. Geovahvisten ja maan välinen kitka sekä vahvisten ankkuroituminen. Julkaisu, TKK. Rakennus- ja maanmittaustekniikan laitos, Pohjarakennus- ja maamekaniikka. 155 s.
28. Geovahvistetutkimus - Tutkimusseminaari. 25.8.1994 AEL, Helsinki (R3327L)
29. Geovahvistetut maa- ja pohjarakenteet - koulutustilaisuus. 19.-20.10.1994 AEL, Helsinki (R3337L/94).

Edellä mainittujen kokeellisten erikoistöiden lisäksi tehty useita geovahvistettujen rakenteiden mitoitukseen liittyviä erikoistöitä.

### VAIHE III

30. Aalto, A., Slunga, E., Tanska, H., Forsman, J. & Lahtinen, P. 1998. SYNTEETTISET GEOVAHVISTEET, Suunnittelu ja rakentaminen - ohjejulkaisu. Rakentajain kustantamo.
31. Viatek-Yhtiöt Oy 1995. Käytetyt geovahvistemäärät viime vuosina. Tehtyjen kohteiden listaus ja käyttökokemukset.

Hertsby:

32. Lojander, M. ja Forsman, J. 1995. Paikallistien 11737 (pl. 390) laboratoriotutkimukset, Si-poo, Hertsby. TKK, Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. s. 8.

33. Forsman, J. & Slunga, E. 1995. Geovahvisten vaikutus syvästabiloituun penkereeseen elementtimenetelmällä tarkasteltuna. Paikallistie 11737 (pl. 330), Sipoo, Hertsby. Geovahvistetutkimus, vaihe III. TKK, Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. 84 s.
34. Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Hertsbyn paikallistie, Sipoo. Geovahvistekoerakenteiden instrumentointi. 24.1.1996 / päivitetty 18.10.1997. 3 s. +liitteet.
35. Viatek Oy 1997. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, Koerakenteen rakentaminen, seurantamittaukset ja vertailu elementtilaskelmiin, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby. Geovahvistetutkimus, vaihe III.
36. Viatek Oy 1998. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...1998, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.
37. Forsman, J., Honkala, A. & Smura, M. 1999. Hertsby case: A column stabilised and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Sweden October 13-15, 1999.
38. SCC Viatek Oy 2000. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...1999, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.
39. SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde ”Syvästabiloitu geovahvistettu penger pehmeiköllä”, seurantamittaukset 1996...2001 Loppuraportti, Paikallistie 11737, Sipoo, Hertsby.

Leteensuo:

40. Aalto, A. 1997. Tutkimusselostus N:o 1/97/JF. Vahvisteverkkojen Fortrac 35/20-20. Tensar SS30 ja Tensar SR55 sekä venymäliuskoilla instrumentoidun vahvistekankaan Stabilenka 200/200 vetokokeista. Moniste. TKK, Pohjarakennus- ja maamekaniikka.
41. Aalto, A. & Lojander, M. 1997. Rakennemateriaalien laboratoriotutkimukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK.
42. Forsman, J. & Lojander, M. 1995. Laboratoriotutkimukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK. 66 s.
43. Forsman, J. & Slunga, E. 1996. Geovahvistekoerakenteiden ennakkolaskelmat elementtimenetelmällä, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Moniste. TKK. 49 s.
44. Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Tielaitos, Hämeen tiepiiri, Y607, Rannikon yksityistie, Geovahvistekoerakenteet, Pohjavahvistustöiden työselitys (25.3.1996). 9 s + 1 liite + 8 piirustusta.
45. Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Tielaitos, Hämeen tiepiiri, Y607, Rannikon yksityistie, Geovahvistekoerakenteet, Instrumentointisuunnitelma (25.3.1996). 9 s + 4 piirustusta.
46. Viatek Oy 1997. Koerakennuskohde ”Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie”, Koerakenteen suunnittelu, rakentaminen ja seurantamittaukset, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula. Geovahvistetutkimus, vaihe III.

47. Kujanpää, T. 1997. Insinööriyö. "Leteensuon koerakenteiden rakentaminen", Hämeen tiepiiri.
48. Lojander, M., Forsman, J. & Takala, J. 1996. Mechanical properties of Leteensuo peat. XII Nordiska Geoteknikermötet, Reykjavík. 26-28.6.1996. Vol. 1, pp. 123-128.
49. Forsman, J., Slunga, E. ja Lahtinen, P. 1998. Geogrid and Geocell Reinforced Secondary Road Over Deep Peat Deposit. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta 25.-29.3.1998. Vol. 2. s. 773-778.
50. Viatek Oy 1999. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Seurantamittaukset 1996...1998, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula.
51. Viatek Oy 2000. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Seurantamittaukset 1996...1999, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula.
52. SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde "Turpeen varaan rakennettu päällystämätön geovahvistettu tie", Loppuraportti, Seurantamittaukset 1996...2001, Yksityistie Y607, Leteensuo, Hattula.

#### Inkeroinen-Juurikorpi:

53. Aalto, A. 1997. Tutkimusselostus N:o 8/97/JF. Vahvisteverkkojen Fortrac 35/20-20. Tensar SS30 sekä vahvistekankaiden UCO ja Comtrac (valkoinen ja harmaa) vetokokeista. Moniste. TKK, Pohjarakennus- ja maamekaniikka.
54. Viatek-Yhtiöt Oy 1997. Oy VR-Rata Ab Suunnitteluosasto. Kaksoisraide-suunnitelma Inkeroinen-Juurikorpi, Rataosa Kouvola-Kotka. Geovahvistetutkimuksen koerakenteet, louhepenkereen kiilauksen varmistaminen (7.2.1997). 6 s + 3 liitettä.
55. Viatek Oy 1997. Koerakennuskohde "Louhepenkereen kiilauksen varmistus", Koerakenteen suunnittelu, rakentaminen ja laboratoriotutkimukset, Kaksoisraide Inkeroinen - Juurikorpi, rataosa Kouvola - Kotka. Geovahvistetutkimus, vaihe III. s. 40 + liitteet.

#### Mikonkorpi:

56. Aalto, A. & Lojander, M. 1997. Jakavan kerroksen murske 0-100 mm, laboratoriotutkimukset, Mikonkorpi, Järvenpää. Moniste. TKK, Pohjarakennus- ja maamekaniikka.
57. Uotinen, V.-M. 1996. Geovahvisteet tiepenkereen leventämisessä pehmeiköllä. Tielaitoksen selvityksiä 20/1996. Helsinki 1996, Uudenmaan tiepiiri. 117 s. + liitteet 11 s. (myös diplomityö)
58. Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Tielaitos, Uudenmaan tiepiiri. Mt 140 Sotakylän liittymän ja Mikonkorven kevytliikenteen liikenneturvallisuusjärjestelyt, Geovahvistetutkimuksen koerakenteet, tien levennys, Instrumentointisuunnitelma (26.2.1996). 7 s + 2 piirustusta.
59. Viatek-Yhtiöt Oy 1997. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Koerakenteen suunnittelu, rakentaminen ja seurantamittaukset, Maantien Mt 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää. Geovahvistetutkimus, vaihe III. s. 47 + liitteet.

60. Viatek Oy 1998. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...1998. Maantien Mt 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää.
61. Forsman, J. & Uotinen, M. 1999. Synthetic reinforcement in the widening of a road embankment on soft ground. XIIth ECSMFE 1999, Amsterdam, The Netherlands 7-10 June 1999. Vol. 3. s. 1489-1496.
62. SCC Viatek Oy 2000. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...1999. Maantien MT 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää. 7 s. + liitteet 16 s.
63. SCC Viatek Oy 2001. Koerakennuskohde "Geovahvistettu tien levennys", Seurantamittaukset 1996...2001, Loppuraportti. Maantien MT 140 levennys, Mikonkorpi, Järvenpää.

Muut kohteet:

64. Viatek-Yhtiöt Oy 1996. Matlidenin koulun JV- ja VJ-linjan siirto. Geovahvistekoerakenteet. Putkijohtojen arinarakenteen instrumentointisuunnitelma.
65. Viatek Oy 1997. Yhteenveto geovahvistekohteista. Geovahvistetutkimus, vaihe III. 51 s.







ISSN 1457-9871  
ISBN 951-726-833-5  
TIEH 3200721