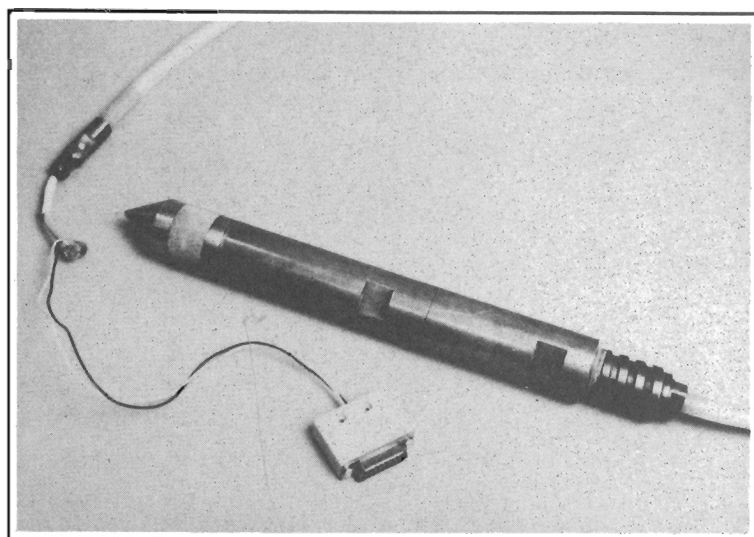




PYSTYOJITUS PIKKU-HUOPALAHDESSA

Jouni Yrjänä • Osmo Korhonen



HELSINGIN KAUPUNKI

KIINTEISTÖVIRASTO

GEOTEKNINEN OSASTO

ALKULAUSE

Pohjasuhteiltaan hyvät rakennusalueet ovat Helsingissä jo pääosiltaan käytetty ja uudisrakentamista on jouduttu suuntaamaan huonopohjaisille pehmeikkö-alueille. Ennen varsinaista rakentamista joudutaan pehmeikköjä parantamaan rakennuskelpoisiksi. Käytännössä tämä tarkoittaa tonttien laatutason parantamista käytönaikaisia painumia pienentämällä. Toimenpiteitä, joilla maa parannetaan rakennuskelpoiseksi, kutsutaan esirakentamiseksi. Esirakentamisen tavoitteita, esirakentamistoiminnan organisointia ja esirakentamiseen liittyviä taloudellisia seikkoja on käsitelty geoteknisen osaston tiedotteessa 43 " Esirakentamisen kehittäminen".

Suurimittaisin esirakennuskohde Helsingissä on ollut ja on edelleen Pikku-Huopalahden uuden asuntoalueen esirakentaminen. Merkittävimmät esirakennusmenetelmät Pikku-Huopalahdessa ovat pystyöjitus ylipenkereen kanssa sekä syvästabilointi. Helsingin kaupunki on julkaissut Pikku-Huopalahden esirakentamiseen liittyen marraskuussa 1989 esitteen "Pikku-Huopalahti, esirakentaminen ja kunnallistekniikka".

Pystyöjitetuista alueista on asumiskelpoiseksi valmistunut ensimmäisenä osa Kytösuontien kaava-alueesta, jossa esirakentaminen aloitettiin v.1986 lopussa. Tässä tiedotteessa, joka perustuu Jouni Yrjänän diplomityöhön, on selvitetty pystyöjituksen ja esirakentamisen onnistumista Kytösuontien alueella. Selvitys on tehty pääasiassa laajaa pohjatutkimus- ja tarkkailumittausaineistoa käyttäen. Liitteenä on raportti Pikku-Huopalahdessa suoritetuista huokospainemittauksista eestiläisen insinööritoimiston huokospainemittareilla.

Helsingissä, lokakuun 24. päivänä 1991.



Osmo Korhonen

vs. apulaisosastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tämän työn tarkoituksena on selvittää, miksi mitatut painumat Pikku-Huopalahden pohjoisilla pystyjoitusalueilla eivät ole vastanneet etukäteen laskettuja painumia ja miksi huokospainehavainnot ovat osittain keskenään ja osittain painumamittausten kanssa ristiriidassa. Todellisen konsolidaatiotilan jäljittämisen jälkeen on selvitetty esirakentamisen jälkeisten painumien suuruutta. Näihin painumiin kuuluu sekundäärinen painuma, jolle Pikku-Huopalahden on katsottu olevan erityisen altis.

Tutkimus on tehty pääasiassa pohjatutkimusten ja tarkkailumittausten avulla. Tarkkailumittaukset koostuivat painumamittauksista, huokospainemittauksista ja sivusiirtymämittauksista. Maastomallit tarkkailumittauspisteille tarkistettiin pistekohtaisesti ja painumat on laskettu uudelleen. Laskettuja painumia verrattiin mitattuihin painumiin ja huokospainehavaintoihin. Painuma- ja huokospainehavaintojen yhteensopivuutta on selvitetty. Taustaksi tuloksille esitetään eri painumalajien teorit ja pystyjoituksen perusteet. Kirjallisuusosan lopussa on esitellään muita pystyjoituskohteita.

Tämän tutkimuksen yhteydessä lasketut kokonaispainumat vastaavat hyvin mitattuja painumia. Painuminen on edistynyt hitaasti, mutta keskimääräisesti se on toteuttanut hyvin laboratoriossa määritetyn konsolidaatiokertoimen edellyttämää painumanopeutta. Huokospaineista laskettuna konsolidaatioaste on 31 kk yliperikereen rakentamisen jälkeen samaa suuruusluokkaa kuin painuma-havaintojen perusteella. Syvyyden suhteen konsolidaatioaste samana ajankohtana oli suhteellisen tasaista huokospaineista määritettynä. Liejukerroksen sisällä oleva siltilinssi on mahdollisesti nopeuttanut pintaosan konsolidaatiota. Siihen viittaavat myös pienet maksimihuokospaineet lieju/silti-kerroksessa.

Vaikka painumanopeus ei ole ennustettua hitaampaa, on esirakentamisaika venynyt suunniteltua pitemmäksi. Syynä on riittämätön yliperenger. Riittämättömän yliperikereen vuoksi on osalla aluetta tehty kevytsorakevennys. Jäljellä olevat painumat todennäköisesti ylittävät osalla aluetta esirakentamiselle asetetun painumarajan.

Suunnittelijan suurin vaikeus Pikku-Huopalahdessa oli konsolidaatiotilan määrittäminen vanhoista täytöistä. Tämän tutkimuksen yhteydessä määritettiin huokospainehavainnoilla parhaiten painumakäyttäytymistä vastaava konsolidaatiotila. Suunnitteluvaiheessa huokospainetuloksia ei ollut käytettävissä.

Johtopäätöksinä ja opetuksina Pikku-Huopalahden pystyöjityksestä voidaan todeta mm:

- Vanhojen täyttöjen ja saven paksuuserojen vuoksi ei ole perusteltua laskea suurta aluetta samoilla parametreilla, vaan olisi muodostettava piste-kohtaisia maastomalleja.
- Pengerkorkeuksien ja pystyöjavälin suunnittelussa tulee huomioida tulevan käytön lisäksi painumaerot ja niiden vaikutus lopulliseen kuormaan ja toisaalta reaaliseen ylipenkereeseen.
- Pengerkorkeuksia on pystyttävä tarpeen vaatiessa nopeasti korottamaan.
- Tarkkailumittauksiin kuuluu myös maanpinnan vaaitseminen, kun kuormituksessa tapahtuu muutoksia. Kaikkien tarkkailumittausten jatkuvuus on turvattava.
- Pystyöjituskohteissa, varsinkin jos painumat ovat suuret, on huokospainehavaintojen yhteydessä mitata myös huokoskärjen todellinen korkeusasema.

ABSTRACT

Pikku-Huopalahti is a new suburb in Helsinki. Before house building ground improvements have been made with preloading and prefabricated vertical drains. The aim of this work was to find out why settlements with vertical drains in the northern area of Pikku-Huopalahti differ from calculated values. Despite notable settlements, pore pressure seemed to remain high. Pore pressure measurements, however, gave ambiguous results. Because of tight restrictions on post-construction settlements imposed by the developer, the amount of secondary consolidation was of concern.

The study is based mainly on results from monitoring measurements and laboratory tests. Settlements have been recalculated with different parameter values, particular attention being given to the value of consolidation pressure.

Settlements may be correctly calculated in Pikku-Huopalahti if the correct consolidation pressure is known. In this work the pore pressure measurements have been used to determine consolidation pressure. Due to old fillings and large variations in clay depth it is impossible to determine same parameters for the whole area.

The estimated in situ average value for the consolidation coefficient is $0,22 \text{ m}^2/\text{a}$. The value is in agreement with values determined in the laboratory. Although the speed of the consolidation accorded with plans, prebuilding period lasted longer than estimated. The reason for this is deficient load.

31 months after embankment loading there is no significant discrepancy in consolidation ratio between values derived from pore pressure measurements and settlements, respectively. Also the degree of consolidation in relation to the depth of the clay, as measured from pore pressure observations, was quite uniform.

The amount of the secondary consolidation is linearly dependent on the depth of clay. In Pikku-Huopalahti the depth of the clay varies from 5 to 13 meters. The consolidation ratio in the northern area after almost four years is $0,90 \dots 0,95$. The estimated total settlements in the next ten years are $50 \dots 350 \text{ mm}$. There is a possibility that in some places the settlements will be higher than originally forecast.

SISÄLLYSLUETTELO
 ALKULAUSE
 TIIVISTELMÄ
 ABSTRACT
 SISÄLLYSLUETTELO
 MERKINNÄT

1.	JOHDANTO	1
2.	PAINUMIEN TEOREETTINEN TARKASTELU	2
2.1	Jännityksen jakautuminen	2
2.2	Painumalajit	4
2.21	Alkupainuma	5
2.22	Konsolidaatiopainuma	7
221	Konsolidaatiopainuman laskeminen	8
222	Konsolidaatioaste	11
223	Terzaghin konsolidaatioteoria	12
224	Janbun konsolidaatioteoria	16
2.23	Sekundäärinen painuma	17
2.24	Leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuva painuminen	21
3.	PYSTYOJITUS	23
3.1	Kolmiulotteinen konsolidaatio	25
3.2	Pystyjakentän mitoitus	29
3.3	Pystyjojatyypit ja niiden ominaisuudet	30
3.4	Pystyjakentän rakentaminen	33
3.5	Pohjatutkimukset ja tarkkailumittaukset pystyjoituksen yhteydessä	35
3.6	Pystyjoituksesta saatuja kokemuksia	37
3.61	Skå-Edeby	37
3.62	Itäkeskus	38
3.63	Naantali-Turku maantie	40
3.64	Yhteenveto	42
4.	PIKKU-HUOPALAHTI	44
4.1	Pikku-Huopalahden esirakentamisen edellytykset	44
4.2	Pikku-Huopalahden rakentamisen tavoitteet	46
4.3	Esirakentamiselle asetetut tavoitteet	47
4.4	Pikku-Huopalahden alue ja sen pohjasuhteet	49
4.5	Pohjatutkimukset Pikku-Huopalahdessa	49
4.51	Laboratoriokokeet	50
4.6	Geotekninen mitoitus ja suunnittelu	55
4.7	Esirakentaminen	59
5.	PAINUMALASKELMAT	61
5.1	Alkupainuma	61
5.2	Konsolidaatiopainuma	62

5.3	Sekundäärinen painuma	69
5.4	Esirakentamisen jälkeiset painumat	70
6.	TARKKAILUMITTAUKSET	73
6.1	Huokospainemittaukset	73
6.11	Huokospainemittausten järjestäminen	74
6.12	Huokospainetulokset	74
121	Huokoskärkien reagointi kuormitusmuutoksiin sekä huokospaineiden kehittyminen	74
122	Huokosylipaineen määrittäminen	84
123	Konsolidaatio huokospaineiden perusteella	86
6.2	Painumamittaukset	88
6.21	Konsolidaation kehittyminen	91
6.22	Huokospaineiden ja painumamittausten vertailu	94
6.3	Sivusiirtymät	96
6.4	Vesipitoisuus	97
6.5	Leikkauslujuus	99
6.6	Yhteenveto tarkkailumittauksista	100
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET	102
7.1	Pystyöjituksen soveltamismahdollisuuksista	102
7.2	Pohjatutkimukset ja tarkkailumittaukset pystyöjituksen yhteydessä	102
7.3	Pystyöjituksen suunnittelusta ja mitoituksesta	105
7.4	Pystyöjituksen onnistuminen Pikku-Huopalahdessa	107
	KIRJALLISUUSLUETTELO	108
	LIITTE	

MERKINNÄT

C	vakio
C_c	kokoonpuristuvuusindeksi
C_α	sekundäärisen painuman kerroin
E	muodonmuutosmoduuli
E_u	suljetun tilan muodonmuutosmoduuli
H_o	näytteen paksuus ödometrikokeessa sekundäärivaiheen alkaessa
K_o	lepopainekerroin
M	kokoonpuristuvuusmoduuli
M_s	sekanttmoduuli
M_t	tangenttimoduuli
S	painuma
S_p	konsolidaatiopainuma
S_s	sekundäärinen painuma
S_u	alkupainuma
S_t	leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuva painuma
T_h	vaakasuoran konsolidaation aikatekijä
T_v	konsolidaatiopainuman aikakerroin
U	konsolidaatioaste
U_r	radiaalisen suotovirtauksen konsolidaatioaste
U_v	vertikaalisen suotovirtauksen konsolidaatioaste
c_h	konsolidaatiokerroin vaakasuoraan
c_r	radiaalivirtauksen konsolidaatiokerroin
c_v	konsolidaatiokerroin pystysuoraan
d	pystyojien keskinäinen etäisyys
d_e	pystyojan vaikutusalue
e	huokosluku, Neperin luku
h	korkeus
k	vedenläpäisevyyskerroin
m	moduuliluku
q	kuormitus
r	radiaalinen etäisyys

r_w	pystyojan säde
s_u	leikkauslujuus
t	aika
t_{pr}	primääriseen konsolidaatioon kulunut aika, vertailuaika
u	huokosvedenpaine
u_i	huokosvedenpaine välittömästi kuormituslisäyksen jälkeen
w	vesipitoisuus
w_L	juoksuraja
z	syvyys
β	jännitysekspONENTTI
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	suhteelliset muodonmuutokset pääjännitysten suunnassa
γ	tilavuuspaino
ν	Poissonin luku
ν_u	Poissonin luku suljetussa tilassa
σ	tehokas jännitys
σ_c	konsolidaatiojännitys
σ_v	vertailujännitys (=100kPa)
σ_{v0}	pystysuuntainen kuormitus
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	pääjännitysten suuntaiset jännitykset

1. JOHDANTO

Pohjasuhteiltaan hyvät rakennusalueet ovat Helsingissä jo pääosiltaan käytetty ja uudisrakentamista on jouduttu suuntaamaan huonopohjaisille pehmeikkö-alueille. Pehmeikölle rakentaminen vaatii pohjarakentamiselta tavallista enemmän. Talot ja putkijohdot pystytään tarvittaessa perustamaan paalujen varaan painumattomiksi. Piha-alueiden paaluttaminen tulee kuitenkin erittäin kalliiksi. Jos pihatasoja joudutaan esimerkiksi kuivatuksellisista syistä nostamaan luonnontilaisista, aiheuttaa se ajan myötä pehmeikön painumista. Rakennetun alueen laatutaso heikkenee paalutettujen ja paaluttamattomien osien painumaerojen vuoksi, rakenteiden kunnossapitokustannukset ovat korkeat ja pintakuivatuksen järjestämisessä tulee ongelmia.

Ongelmien vähentämiseksi on huonopohjaisia maa-alueita ryhdytty parantamaan. Näitä parannustoimenpiteitä, joilla maapohja saadaan rakennuskelpoiseksi yleisin käytössä olevin menetelmin, kutsutaan esirakentamiseksi. Nimensä mukaisesti esirakentamisen tulisi tapahtua ennen muuta rakentamista. Paksuille pehmeiköille sopivia esirakennusmenetelmiä ovat pystyjoitus ylipenkereen kanssa sekä syvästabilointi. Pystyjoituksessa maahan asennetaan ns. pystyjoja, joita pitkin maassa oleva paineellinen huokosvesi pääsee purkautumaan. Pystyjojen teho perustuu veden virtausmatkan huomattavaan lyhentymiseen ja sitä kautta nopeutuvaan konsolidaatioon. Pystyjojen kanssa käytetään yleisesti ylipengertä, jolla voidaan edelleen nopeuttaa painumista.

Tässä tutkimuksessa selvitetään pystyjoituksen onnistumista Pikku-Huopalahden uuden asuntoalueen esirakentamisessa. Lähtökohtana tutkimuksille on toukokuun 1990 tarkkailumittauskierroksen tulokset. Epäilyksiä pystyjoituksen toimivuudesta herättää muutamassa huokoskärjessä säilynyt korkea huokosveden ylipaine, sekä painumatulosten paikoin suurikin poikkeama suunnittelijan esittämistä ennusteista. Alueelta suoritettujen pohjatutkimusten ja esirakentamisen aikaisten tarkkailumittausten avulla on tarkoitus selvittää, mistä johtuvat suuret erot suunnitelmien ja havaintojen välillä ja mikä osuus näihin on korkeilla huokospaineilla. Kirjallisuusosassa selvitetään painumalajit ja niiden teoreettiset perusteet sekä pystyjoitusmenetelmän käyttö konsolidaation nopeuttajana.

2. PAINUMIEN TEOREETTINEN TARKASTELU

2.1 Jännityksen jakautuminen

Maapohjan muodonmuutokset aiheutuvat jännitystilan muutoksista. Maapohjan jännitystila ennen kuormitusta, ns. esikuormitus, voidaan laskea seuraavasti:

$$\sigma_{vo} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (1)$$

missä	σ_{vo}	pystysuuntainen kuormitus
	n	tarkastelupisteen yläpuolella olevien maakerrosten lukumäärä
	γ_i	maakerroksen i tilavuuspaino, pohjavedenpinnan alapuolella tehokas tilavuuspaino
	h_i	maakerroksen i korkeus

Vaakasuora jännitystila (σ_x, σ_y) lasketaan lepopaine kertoimen (K_0) avulla. Laajassa, tasaisessa maamassassa ovat vaakasuorien jännityskomponenttien arvot yleensä yhtä suuret ($\sigma_x = \sigma_y$)/10/.

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z \quad (2)$$

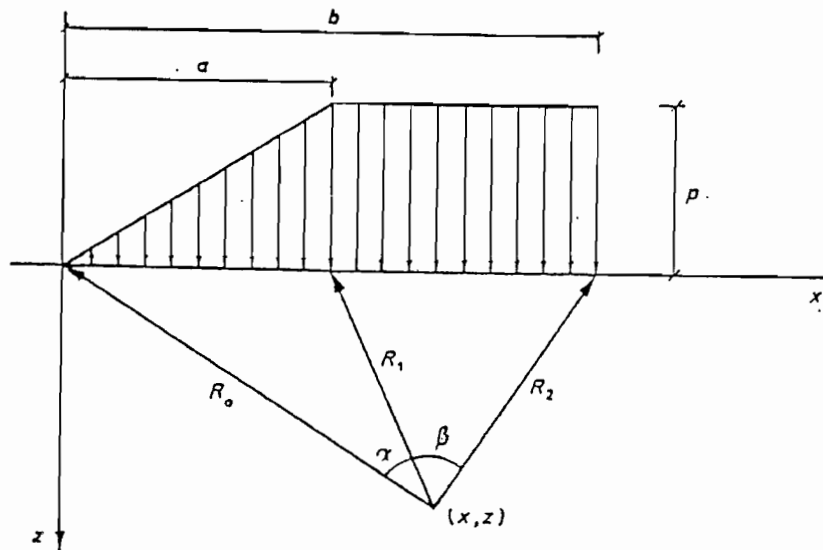
missä	σ_x	vaakasuora jännityskomponentti
	σ_z	pystysuora jännityskomponentti
	$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	lepopaine kerroin
	ν	Poissonin luku

Koheesiomaalajeilla avoimen tilan Poissonin luku on yleensä $\nu = 0,3...0,4$ ja lepopaine kerroin $K_0 = 0,5...0,7$ /10/. Suljetussa tilassa Poissonin luku $\nu = 0,5$.

Pengerkuormasta aiheutuvan pystyjännityksen arvot maapohjassa voidaan laskea kuvan 1 merkintöjä käyttäen kaavan 3 avulla [31]. Penkereen otaksutaan tällöin olevan pitkänomainen. Kaava koskee penkereen puolikasta. Koko penkereestä aiheutuvat jännitykset lasketaan superpositioperiaatteen mukaan.

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left(\beta + \frac{x \alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x-b) \right) \quad (3)$$

Laaja-alaisilla penkereillä, kuten Pikku-Huopalahdessa, voidaan alueen sisäosissa olettaa jännityslisäyksen olevan syvyydestä riippumaton.



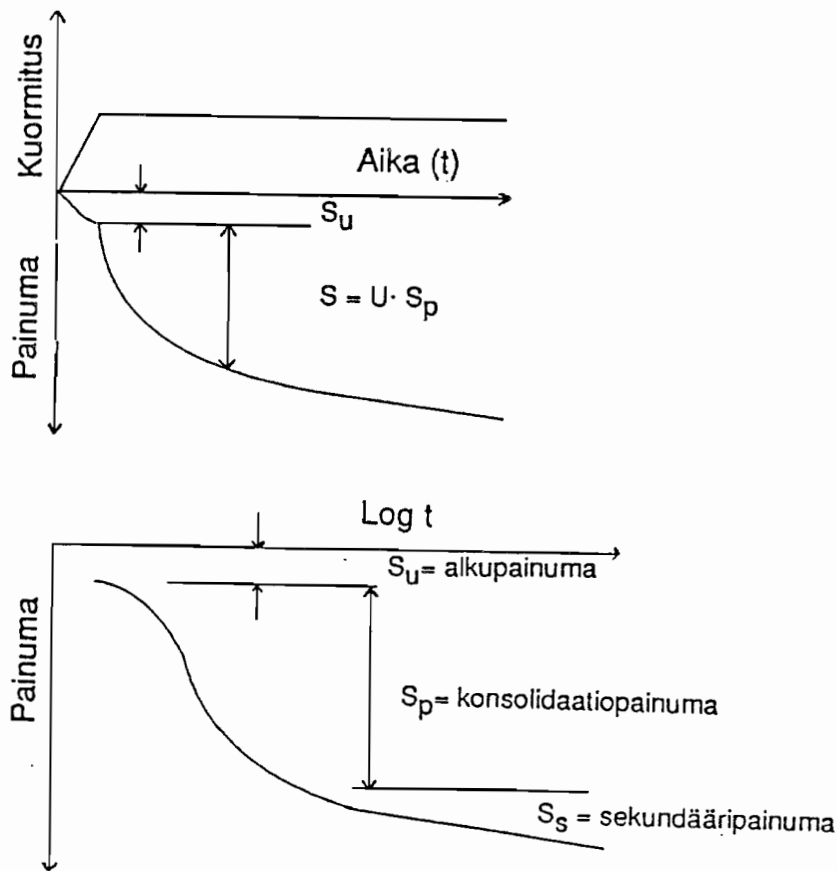
Kuva 1. Pengerkuormasta aiheutuvat jännitykset maapohjassa. Merkinnät [31].

2.2 Painumalajit

Maapohjan painumista ei kokonaisuudessaan kyetä laskemaan yhdellä menetelmällä. Koheesiomaan painuminen voidaan jakaa neljään komponenttiin; alkupainumaan (S_U), konsolidaatiopainumaan (S_P), sekundääriseen painumaan (S_S), sekä leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuvaan painumaan (S_T). Kokonaispainuma (S) voidaan kaavamaisesti esittää eri painumalajien summana:

$$S = S_U + S_P + S_S + S_T \quad (4)$$

Painumalajit Jamiolkowskin mukaan on esitetty kuvassa 2.



Kuva 2. Painumalajit /11/.

Painumia laskettaessa oletetaan usein eri painumalajien tapahtuvan aika-asteikossa peräkkäin. Tällöin alkupainuma edustaa kuormituslisäyksestä syntyvää, leikkausmuodonmuutosten aiheuttamaa välitöntä painumaa, konsolidaatiopainuma huokosveden poistumisesta aiheutuvaa kokoonpuristumaa ja sekundäärinen painuma suunnilleen huokosylipaineen nolлахetkestä alkavaa, maarakenteen deformatumisesta johtuvaa painumaa. Käytännössä painumaprosessi tuskin koskaan on näin yksinkertainen. Usein rakennusaika kestää sen verran kauan, että konsolidaatiopainuma alkaa jo sen aikana. Toisaalta sekundäärisen painuman on todettu alkavan jo ennen huokosylipaineen nolлахetkeä. Tähän vaikuttaa varmasti se, että konsolidaatio edistyy eri nopeudella eri kerroksissa. Alkupainuma määrittää esim. pystyjoituspenkereen alapinnan tason konsolidaatiopainuman alussa. Näin sillä on merkitystä kuormitusta laskettaessa. Konsolidaatiopainuma on koheesiomaalajeilla merkittävin painumalaji. Sekundäärinen painuma on suurinta eloperäisillä maalajeilla kuten turpeilla ja liejulla.

2.21 Alkupainuma

Alkupainuma on koheesiomaissa rakennusaikana kehittyvä painumalaji. Painuma tapahtuu veden kyllästävässä koheesiomaakerroksessa kolmiulotteisessa suljetussa muodonmuutostilassa. Suljetussa tilassa ei ehdi tapahtua suotovirtausta, eikä tilavuudenmuutosta. Alkupainuman aiheuttavat maahan kehittyvät leikkausmuodonmuutokset eli liukumet. Alkupainuman katsotaan noudattavan Hooken lakia. Alkupainuma lasketaan muodonmuutosmoduulin E_u ja sitä vastaavan Poissonin luvun ν_u avulla. Menetelmää sanotaan lineaarisen muodonmuutoksen periaatteeksi. Hooken laki esitetään pääjännitysten ja niiden suunnissa tapahtuvien muodonmuutosten avulla yhtälöryhmällä 5:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)) \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} (\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)) \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2))\end{aligned}\tag{5}$$

ε_1 , ε_2 ja ε_3 ovat suhteellisia muodonmuutoksia pääjännitysten σ_1 , σ_2 ja σ_3 suunnissa. Suljetussa tilassa saadaan suurimman pääjännityksen suunnassa tapahtuvalle muodonmuutokselle yhtälö:

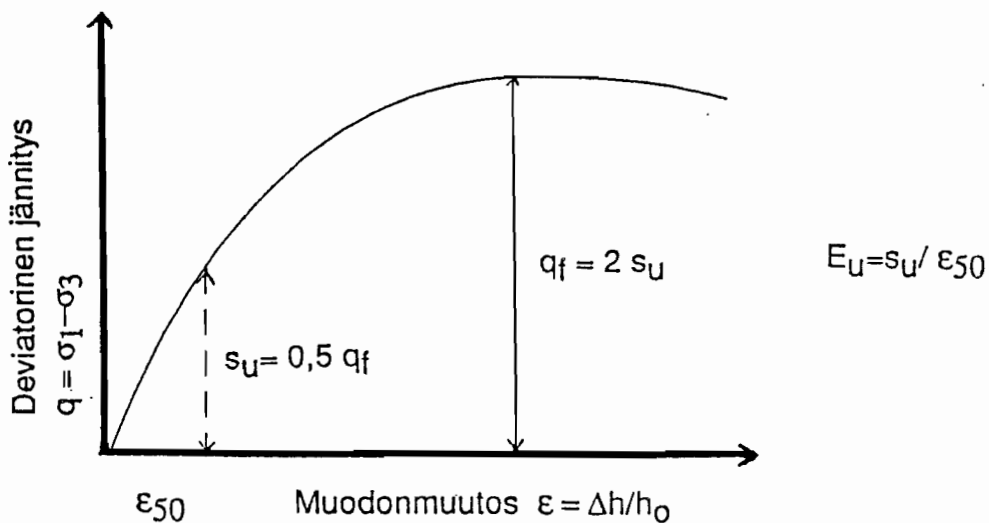
$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_u} (\sigma_1 - 0,5(\sigma_2 + \sigma_3)) \quad (5b)$$

$$\gamma_u = 0,5$$

Muodonmuutosmoduuli voidaan määrittää luonnontilaisen koheesiomaanäytteen kolmiakσιαalikokeen avulla. Näytteen jännitystilän ja tason on silloin oltava sama kuin ko. maakerroksessa. Kolmiakσιαalikokeessa keskimäinen ja pienin pääjännitys ovat tavallisesti yhtäsuuria ($\sigma_2 = \sigma_3$). Tällöin suljetun tilan muodonmuutosmoduuli on:

$$E_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{s_u}{\varepsilon_{50}} \quad (6)$$

Käytetyt merkinnät selviävät kuvasta 3. Alkupainuma lasketaan suurimmalla rakennusaikana esiintyvällä kuormituksella.



Kuva 3. Suljetun tilan muodonmuutosmoduulin määrittäminen kolmiakσιαalikokeesta.

2.22 Konsolidaatiopainuma

Maamassa koostuu maarakeiden muodostamasta raerungosta, jonka huokokset ovat veden ja ilman täyttämiä. Pohjaveden alapuolella huokokset voidaan olettaa täysin veden kyllästämiksi. Hienorakeisissa maissa voidaan myös pohjaveden yläpuoliset huokokset olettaa veden täyttämiksi, johtuen hienorakeisten maiden suuresta kapillaarisuudesta.

Kuormitettaessa veden kyllästämää maata, kohdistuu kuormitus maarakeiden kosketuskohtiin ja huokosveteen. Maarakeiden välistä puristusta kutsutaan raepaineeksi eli ns. tehokkaaksi (normaali)jännitykseksi (σ'). Vedenpainetta, joka syntyy maan huokosissa kutsutaan huokosvedenpaineeksi (u). Normaalitilassa huokosvedenpaine tietyssä pisteessä on hydrostaattinen ja vaikuttaa samansuuruisena joka suuntaan. Kuormitettaessa maata, syntyy huokosveteen ylipainetta. Huokosveden ylipaine on huokosvedenpaineen ja hydrostaattisen vedenpaineen välinen ero. Maassa vallitseva kokonaisjännitys voidaan jakaa tehokkaaseen jännitykseen ja huokosvedenpaineeseen. Näiden välinen riippuvuus voidaan ilmaista kaavalla 7:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (7)$$

Konsolidaatiopainumassa jännityslisäys aiheuttaa huokosveteen ylipainetta, joka purkautuessaan poistaa maasta huokosvettä, pienentäen näin huokostilavuutta ja sitä kautta myös kokonaistilavuutta. Tilavuudenmuutos on pelkästään kokoonpuristumisen seurausta /28/. Huokosveden poistuminen johtuu jännityslisäyksen aiheuttamasta huokospaineen lisäyksestä. Huokosveden ylipaineen ja kuivatuspinnan välille syntyy paine-ero, ns. hydraulinen gradientti. Huokosvettä poistuu maasta, kunnes paine-ero on tasaantunut. Konsolidaatiopainuma on selkeästi hienorakeisten maiden painumalaji, koska kitkamailla varsinaista huokosveden ylipainetta ei pääse syntymään hyvän vedenläpäisevyyden vuoksi.

2.221 Konsolidaatiopainuman laskeminen

Koheesiomaan konsolidaatiopainuman suuruutta arvioidaan ödometrikokeiden perusteella. Kokoonpuristuvuusmoduuli M yhdistää muodonmuutoksen ε_z ja jännityksen σ_z , kun muut muodonmuutoskomponentit ε_x ja ε_y ovat nollia.

$$\sigma = \varepsilon M \quad (8)$$

σ = jännitys (kPa)

ε = suhteellinen kokoonpuristuma

M = kokoonpuristuvuusmoduuli

Kokoonpuristuvuusmoduuli ei kuitenkaan ole maassa vakio, vaan on riippuvainen jännityksistä. Kokeellisesti on todettu kuormitus-huokoslukukäyrän olevan puolilogaritmisessa asteikossa ($\log \sigma - e$) lähes suora esikonsolidaatiojännitystä suuremmilla jännityksillä. Tällainen kuormitus-huokoslukukäyrä toteuttaa yhtälön

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (9)$$

e = huokosluku

e_0 = alkuhuokosluku

C_c = kokoonpuristuvuusindeksi

Konsolidaatiopainumassa kokoonpuristuminen on yksiselitteisesti esitettävissä huokostilavuuden muutoksena kaavalla 10.

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (10)$$

Kokoonpuristuvuusindeksin avulla esitettynä suhteellinen painuma on vastaavasti:

$$\Delta \varepsilon = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (11)$$

Kokoonpuristuvuusindeksimenetelmä on kansainvälisesti laajassa käytössä. Kokoonpuristuvuusindeksin ja maalajin juoksurajan w_L välillä on havaittu olevan likimääräinen yhteys:

$$C_C = 0.009 (w_L - 10) \quad (12)$$

Helenelund /10/ on esittänyt suomalaisille saviille C_C arvioimiseksi kaavan;

$$C_C = 0.85 \sqrt{w^3} \quad (13)$$

Kun kokoonpuristuvuuskokeita ei ole suoritettu, voidaan painumia arvioida likimääräisesti maan vesipitoisuuden perusteella. Suomalaisilla ja ruotsalaisilla saviilla kokoonpuristuvuusindeksimenetelmän käyttö rajoittuu kuitenkin suhteellisen pienelle jännitysalueelle. Pohjoismaissa on siksi yleisessä käytössä ns. tangenttimoduuli M_t , jonka funktio kuvaa ödometrikokeen jännitys-kokoonpuristumakäyrän muotoa.

$$M_t = m \sigma_v \left(\frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (14)$$

m = moduuliluku

β = jännitysekspONENTTI

σ_v = vertailujännitys (=100 kPa)

M_t = tangenttimoduuli (kPa)

Termit m ja β ovat kuormitus-kokoonpuristuvuuskäyrän muodosta riippuvia parametrejä. Suhteellinen kokoonpuristuma jännityslisäyksellä ($\sigma_2 - \sigma_1$) voidaan ilmaista kaavalla 15 /34/:

$$\varepsilon = \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{d\sigma}{M_t} \quad (15)$$

σ_1 jännitys ennen kuormituslisäystä

σ_2 jännitys kuormituslisäyksen jälkeen

Integroimalla kaava 15 ($\beta \neq 1$), saadaan

$$\Delta \varepsilon = \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{d\sigma}{m\sigma_V} \left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right)^{1-\beta} = \frac{1}{m\sigma_V} \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right)^{\beta-1} d\sigma$$

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{m\sigma_V} / \left[\frac{\sigma_V}{\beta} \left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right)^{\beta} + C \right]$$

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_V} \right)^{\beta} - \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_V} \right)^{\beta} \right] \quad (16)$$

C= vakio

ja kun $\beta=0$, niin

$$\Delta \varepsilon = \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{d\sigma}{m\sigma_V \left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right)} = \frac{1}{m\sigma_V} \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{1}{\left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right)} d\sigma$$

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{m\sigma_V} / \left[\sigma_V \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_V} \right) + C \right]$$

C= vakio

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) \quad (17)$$

Ödometrikokeista on painuman suuruutta tangenttimoduulimenetelmällä laskettaessa määritettävä parametrit m_1, m_2 ja β . Painumat voidaan laskea kaavoista 16 ja 17 soveltaen:

$$\text{kun } \sigma_{v0} > \sigma_c, \quad \Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_1$$

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{1}{m_2} \ln \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_o} \right)$$

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right)^\beta \right]$$

$$\text{kun } \sigma_{vo} \leq \sigma_c, \text{ niin } \Delta \varepsilon = \frac{1}{m_2} \ln \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_o}$$

σ_o = yläpuolella olevien maamassojen paino (kPa)

$\Delta \sigma_{vo}$ = lisäkuorma

σ_{vo} = $\sigma_o + \Delta \sigma_z$ = jännitys syvyydellä z

σ_c = konsolidaatiojännitys (kPa)

σ_v = vertailujännitys (=100 kPa)

$\Delta \varepsilon_2$ = suhteellinen kokoonpuristuma ylikonsolidoituneella alueella

$\Delta \varepsilon_1$ = suhteellinen kokoonpuristuma normaalikonsolidoituneella alueella

2.222 Konsolidaatioaste

Tapahtuneen konsolidaatiopainuman ja lopullisen konsolidaatiopainuman suhdetta nimitetään konsolidaatioasteeksi. Konsolidaatioaste voidaan määritellä yksiselitteisesti huokosluvun muutoksilla:

$$U = \frac{e_1 - e(t)}{e_1 - e_2} \quad (18)$$

U = konsolidaatioaste

e_1 = huokosluku kuormitushetkellä t=0

$e(t)$ = huokosluku hetkellä t

e_2 = huokosluku konsolidaation päätyttyä

Toisaalta, jos oletetaan, että kokoonpuristuminen on suoraan verrannollista tehokkaan jännityksen lisäykseen, voidaan kaava 18 esittää kuvan 4 merkinnöin muodossa:

$$U = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{\sigma(t) - \sigma_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = 1 - \frac{u}{u_i} \quad (19)$$

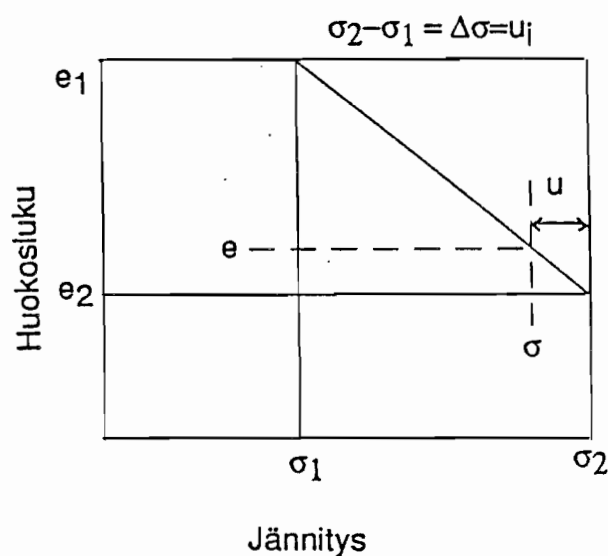
σ_1 = tehokas jännitys kuormitushetkellä $t=0$

$\sigma(t)$ = tehokas jännitys hetkellä t

σ_2 = tehokas jännitys konsolidaation loputtua

$u(t)$ = huokospaine hetkellä t

u_i = huokospaine välittömästi kuormituslisäyksen jälkeen ($u_i = \Delta q$)



Kuva 4. Jännityksen ja huokosluvun suhde tyypillisessä jännityslisäyksessä Terzaghin mukaan /29/.

2.223 Terzaghin konsolidaatioteoria

Konsolidaatiopainuman suuruuden määrittämisen lisäksi on tärkeä tietää painuman kehittyminen ajan suhteen. Tätä varten on kehitetty konsolidaatioteorioita, joilla pyritään kuvaamaan konsolidaation tila missä tahansa maakerroksen pisteessä ajan suhteen. Tässä esitettävän Terzaghin teorian reunaehdot ovat /15/:

1. Maan pinnalla vaikuttavan kuorman ulottuvuus on kaikissa suunnissa äärettömän suuri. Kuormituksen lisäyksestä aiheutuu vain puristusjännityksiä.
2. Konsolidoituvan maakerroksen ylä- ja alapinta ovat suoria.
3. Konsolidoituva kerros on homogeeninen ja isotrooppinen, sekä täysin veden kyllästämä. Maakerroksen huokosissa oleva vesi on hydraulisesti jatkuvassa tilassa. Maa-aines ja vesi ovat kokoonpuristumattomia.
4. Darcyn kerroin k pysyy vakiona konsolidoitumisen aikana.
5. Muodonmuutokset sekä suotovirtaus tapahtuvat pystysuunnassa.
6. Jännityksen lisäys siirtyy aluksi kokonaan huokospaineeksi.

Tilavuudenmuutos ajan suhteen yksiulotteisessa suotovirtauksessa on $/30/$:

$$k \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dx dy dz \quad (20)$$

h = vesipatsaan korkeus, paine-ero

Elementin tilavuus on $dx dy dz$ ja huokostilavuus on $dx dy dz \frac{e}{1+e}$. Koska konsolidaatiopainumassa kaikki tilavuudenmuutokset ovat huokostilavuuden muutoksia, voidaan tilavuudenmuutos ajan suhteen esittää myös muodossa:

$$\frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\delta e}{\delta t} \quad (21)$$

Yhdistämällä kaavat 20 ja 21 ja sijoittamalla kaavaan 20 h :n paikalle u/γ_w , saadaan yhtälö 22:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\delta e}{\delta t} \quad (22)$$

Kokoonpuristuvuusmoduuli (sekanttimoduuli) voidaan ilmaista muodossa $M_s = de/du$. Kun tämä sijoitetaan yhtälöön 22, saadaan yhtälö 23:

$$\left[\frac{k(1+e)}{M_s \gamma_w} \right] \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta u}{\delta t} \quad (23)$$

Hakasissa ilmaistua maan ominaisuutta kutsutaan konsolidaatiokertoimeksi c_v .

Näin yhtälö 23 saa muodon:

$$c_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta u}{\delta t} \quad (24)$$

Yhtälöllä 24 on ratkaisu:

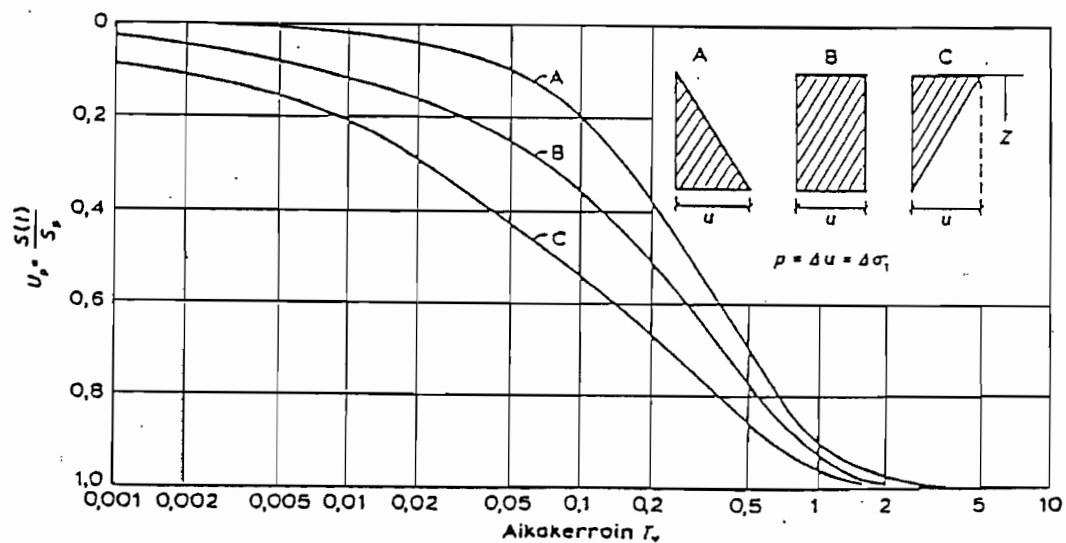
$$u = \sum_{m=1 \dots \infty} \frac{\alpha}{m} \frac{2\Delta\sigma_1}{m} (1 - \cos m \pi) \sin \frac{m\pi z}{2h} e^{-m^2 M_t} \quad (25)$$

$$M_t = \frac{\pi^2 c_v t}{4h^2} = \frac{\pi^2 T_v}{4}$$

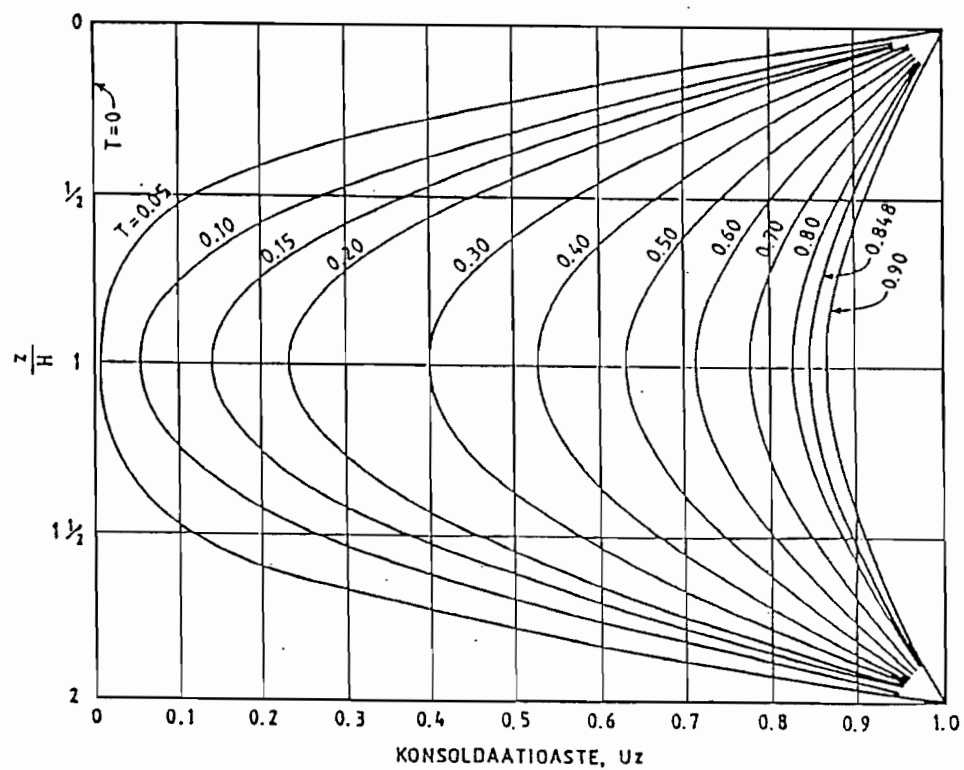
T_v konsolidaatiopainuman aikakerroin

$$T_v = \frac{c_v t}{h^2} \quad (26)$$

h tarkoittaa huokosveden pisintä suotautumismatkaa. Jos savikerroksen kuivatus tapahtuu sen pinnalta ja pohjalta, on h puolet kerroksen paksuudesta. Muuten h on savikerroksen paksuus. Aikakertoimella saadaan aika-painumakäyrälle yleinen muoto, joka huomioi kuivatusolosuhteet. Aikatekijän ja konsolidaatioasteen välinen vuorosuhde on esitetty kuvassa 5. Kuvassa 6 on havainnollistettuna konsolidaation kehittyminen syvyyden ja aikatekijän funktiona.



Kuva 5. Terzaghin konsolidaatioteoria. Aikakertoimen ja konsolidaatioasteen välinen vuorosuhde /15/.



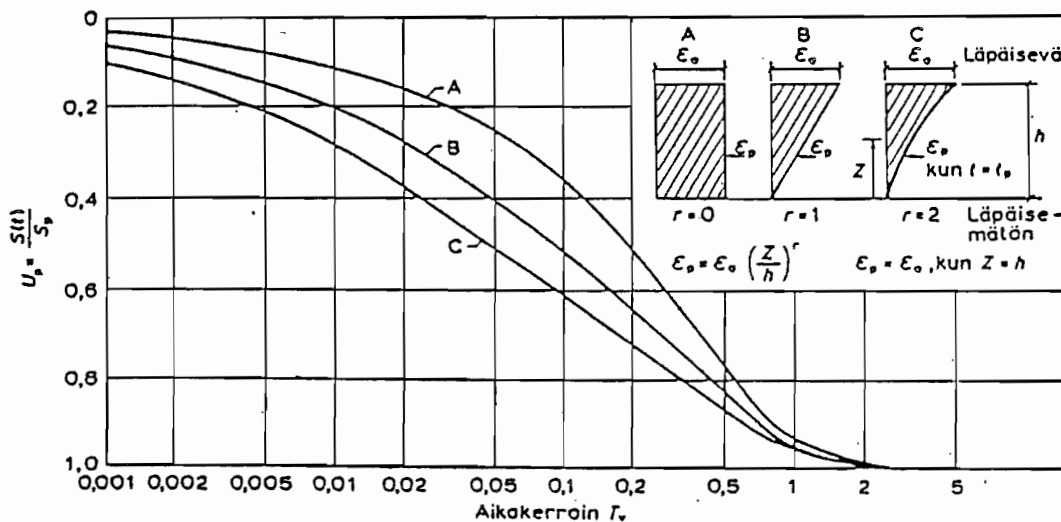
Kuva 6. Konsolidaatio syvyyden ja aikatekijän funktiona /29/.

2.224 Janbun konsolidaatioteoria

Janbun konsolidaatioteorialla lasketaan yksisuuntaisessa muodonmuutos- ja suototilassa konsolidoituvan ja veden kyllästämän koheesiomaakerroksen varaan perustetun rakenteen primaaripainuman nopeus. Janbun teorian konsolidaatioyhtälö esitetään muodonmuutosten avulla:

$$\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} = C_v \frac{\delta^2 \varepsilon}{\delta z^2} = \frac{\delta}{\delta z} \left(C_v \frac{\delta \varepsilon}{\delta z} \right) \quad (27)$$

ε jäännösmuodonmuutos hetkellä t



Kuva 7. Janbun konsolidaatioteoria. Aikakertoimen ja konsolidaatioasteen välinen vuorosuhde /15/.

Teoria on analoginen Terzaghin teorian kanssa ja johtaa samaan tulokseen kuvan 7 tapauksessa A. Jos $z-\varepsilon_p$ ei ole suorakaide, johtavat teorit eri tuloksiin. Aikakerroin T määritellään samoin kuin Terzaghin teoriassa. Kuvassa 7 on esitetty aikatekijän ja konsolidaatioasteen välinen suhde. Eksponentti r määrää primäärisen muodonmuutoksen ε_p kuvion. Kuvion muoto riippuu jännityksen jakautumisesta konsolidoituvassa kerroksessa.

2.23 Sekundäärinen painuma

Konsolidaatiopainuman loppuvaiheessa alkaa sekundäärinen painuma eli ns. hiipuma. Hiipuma voidaan käsittää maan raerungon väsymisenä, jossa maa hiljalleen painuu deformatumisen seurauksena. On ehdotettu myös teoriaa, jossa kasvavan jännityksen seurauksena osa maarakeiden kosketuskohdista pettäisi ja näin tämä osa paineesta siirtyisi huokosvedelle /5/. Tarkkaa tietoa sekundäärisen painuman luonteesta ei kuitenkaan ole. Pitkäaikaisissa ödometrikokeissa on havaittu painuman kasvavan primäärivaiheen jälkeen suoraviivaisesti logaritmisessa aika-asteikossa. Laajimmalle levinnyt ja yleisesti hyväksytty laskentamenetelmä on Buismanin empiirinen menetelmä, joka perustuu pitkäaikaisten ödometrikokeiden havaintoihin /3/. Sekundäärisen painuman nopeutta kuvataan sekundäärisellä konsolidaatiokertoimella C_α . Se mitataan pitkäaikaisten ödometrikokeiden tuloksista kuvassa 9 esitetyllä tavalla

$$C_\alpha = \frac{(\Delta h / H_o)}{\log(t_2 / t_1)} (1 + e_o) \quad (28)$$

Sekundäärisen konsolidaatiopainuman ajallinen kehittyminen maapohjassa lasketaan, kun pengerkuorma pysyy vakiona, seuraavasta kaavasta:

$$S_s(t) = \frac{C_\alpha H_i}{1 + e_o} \log \frac{t}{t_{pr}} \quad (29)$$

H_i sen kerroksen paksuus, jossa huokosylipaine on nolla

$S_s(t)$ sekundäärisen painuman suuruus

e_o alkuhuokosluku

t aika

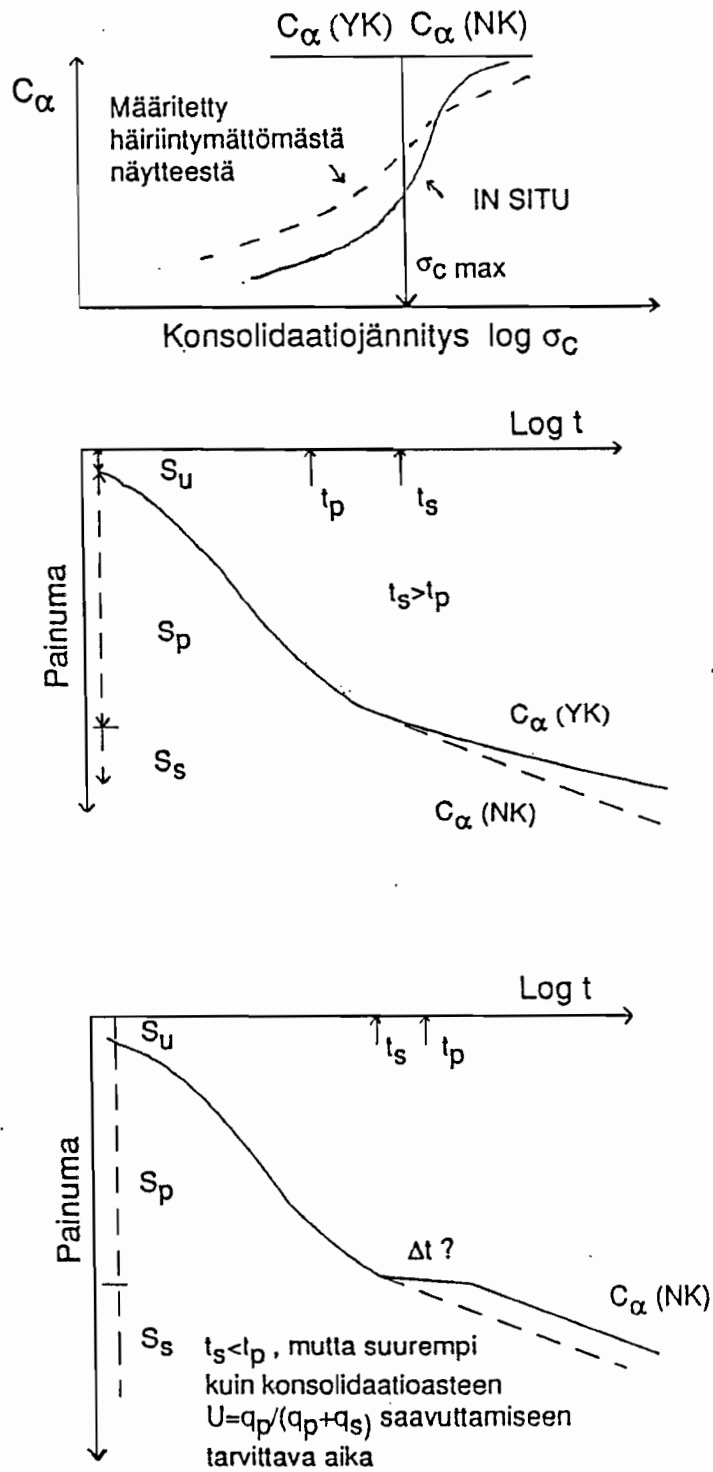
t_{pr} primääriseen konsolidaatioon kulunut aika

Vertailuaika t_{pr} on primääriseen konsolidaatioon kulunut aika eli aika, joka on likimain kulunut huokosveden ylipaineen nollakohdan saavuttamiseen. Vertailuaika voi eräiden tutkijoiden mukaan olla pienempi kuin primääriseen konsolidaatioon kulunut aika /12/. Tällöin primääriseen ja sekundääriseen konsolidaatioon

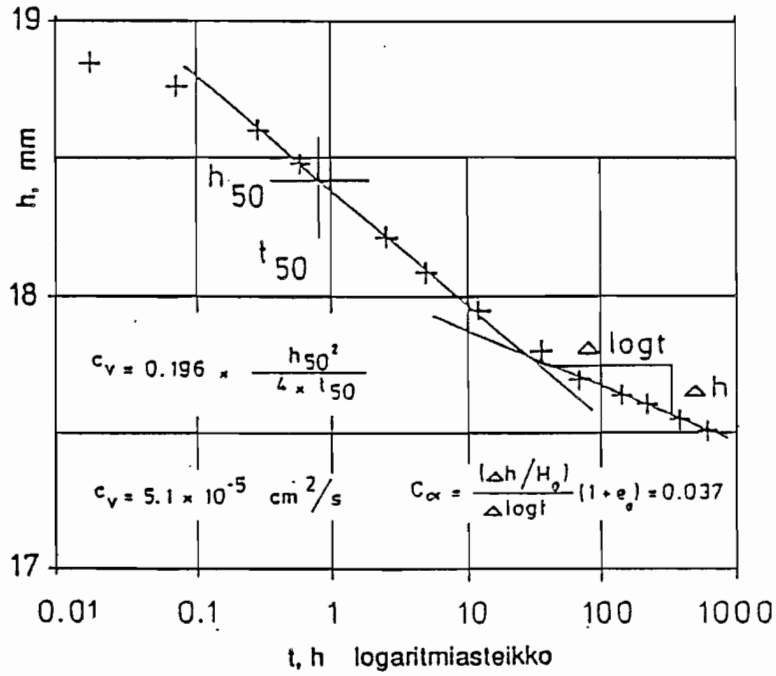
oletetaan tapahtuvan osittain samanaikaisesti. Pystyöjituskohteissa riittävää ylipengerrystä käytettäessä voidaan t_{pr} olettaa olevan ylipenkereen poistohetki.

Sekundäärisen konsolidaation kerroin C_α ei ole maaperässä vakio. Portaallisissa ödometrikokeissa on havaittu, että C_α vaihtelee kuormitusportaittain ja tietyillä jännitysalueilla huomattavasti myös kuormitusportaan aikana. Kuvassa 8 on esitetty sekundäärisen konsolidaatiokertoimen C_α riippuvuus jännitystilasta /11/. Kuvasta nähdään, että ylikonsolidoituneella alueella sekundääripainuman kerroin on hyvin pieni. In situ - mittaukset ovat osoittaneet, että riittävällä ylikonsolidaatiolla voidaan merkittävästi pienentää sekundääripainumaa /9/. Tällä tiedolla on merkitystä esimerkiksi niissä pystyöjituskohteissa, joissa painuman primäärivaihe tapahtuu nopeasti ja sekundäärisen painuman osuus jälkipainumista on merkittävä.

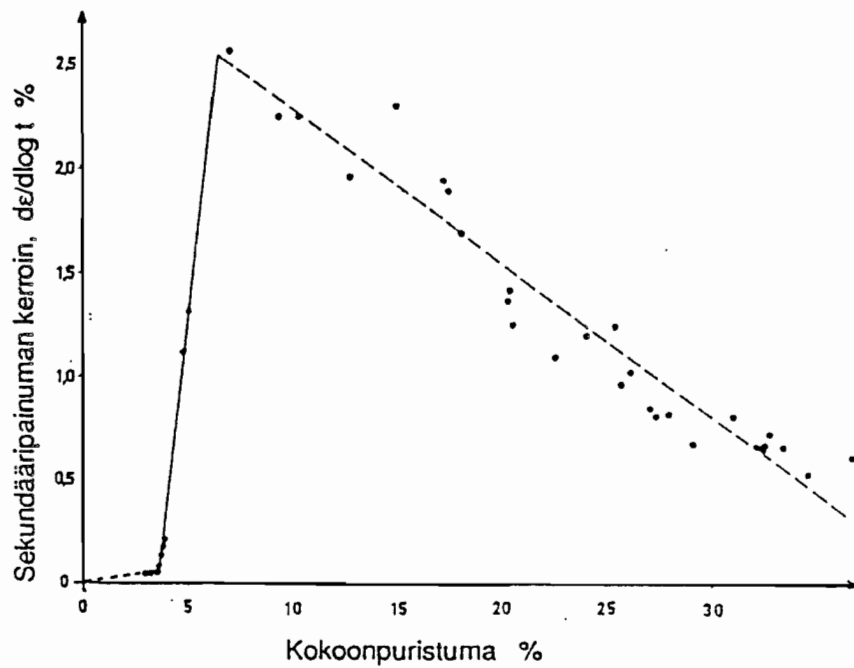
Ruotsalaisilla savilla on osoitettu riippuvuussuhde sekundäärisen konsolidaatiokertoimen ja suhteellisen kokoonpuristuman sekä vesipitoisuuden välillä (kuvat 10 ja 11) /18,24/. Riippuvuus on lähes lineaarinen, joskin hajontaakin on. Kokoonpuristuvuusindeksin ja sekundäärisen painuman kertoimen suhdetta verrattaessa on havaittu orgaanisen aineksen lisäävän sekundääripainumia /25/.



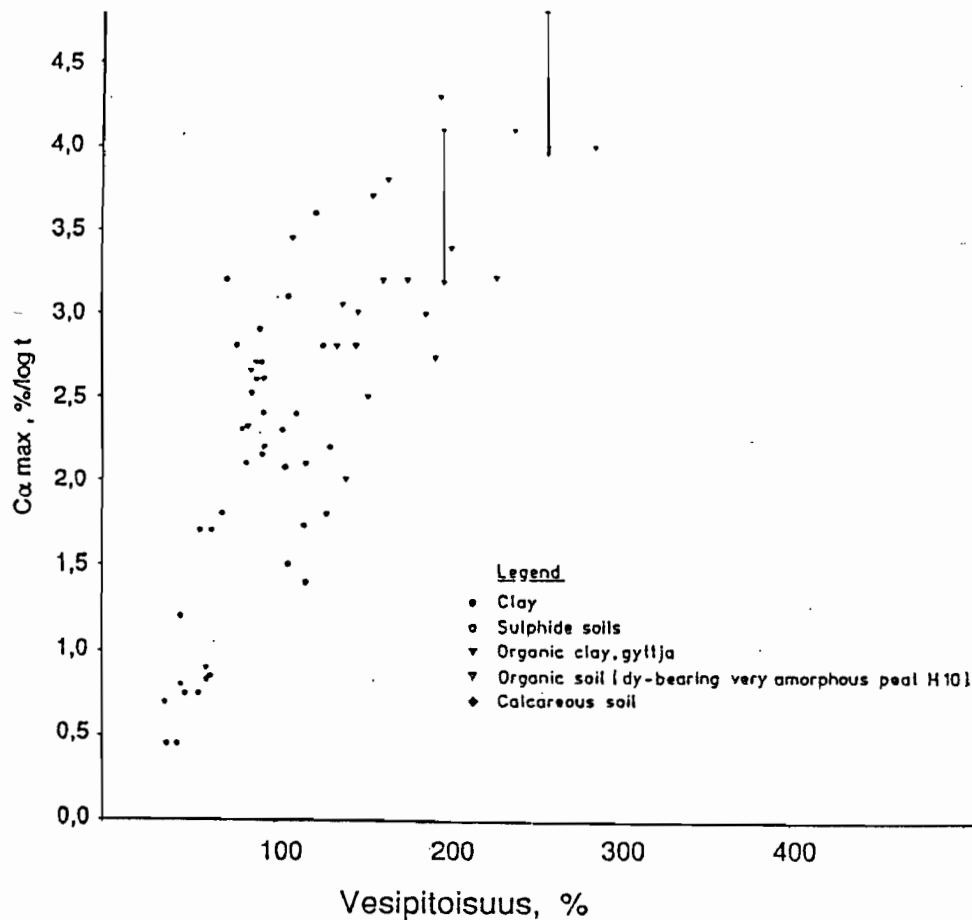
Kuva 8. Ylikuormitusajan vaikutus sekundääriseen painumaan /11/.



Kuva 9. Aikaparametrien määrittäminen ödometrikokeen tulosten perusteella /21/.



Kuva 10. Sekundäärisen painuman kertoimen suhde suhteelliseen kokoonpuristumaan. Bäckebol-savi, 8 m /17/.

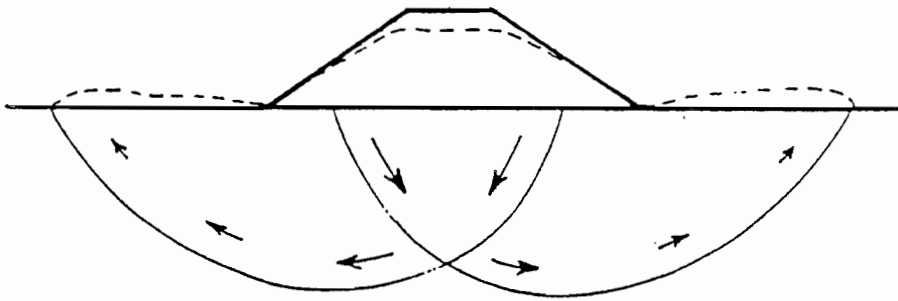


Kuva 11. Sekundääripainuman kertoimen maksimiarvon ja vesipitoisuuden suhde ruotsalaisilla savilla /17/.

2.24 Leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuva painuma

Leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuva painuma muodostuu määrääväksi silloin, kun varmuus rakennuspohjan murtumista vastaan on pieni ($F < 1.7 \dots 2.0$) /14/. Tämä painumalaji muodostuu merkitseväksi lähinnä tie yms. penkereissä, jotka joudutaan rakentamaan niin, että varmuus maapohjan murtumista vastaan on vain em. suuruusluokkaa. Leikkausjännitysten johdosta hi-

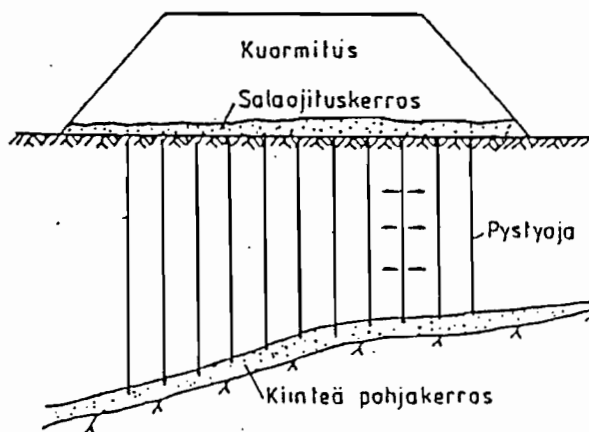
taasti tapahtuvan painuman arvioimiseen ei ole onnistuttu kehittämään luotettavaa menetelmää. Kyseisen painuman yhteydessä maakerrokset liikkuvat usein selvästi havaittavalla tavalla myös horisontaalisuunnassa. Tyypillinen osoitus tällaisesta pitkälle kehittyneestä painumasta on kuormituskohdan sivuille muodostuvat pullistumat (kuva 12). Pystyjoituskohteissa varmuus on usein riittämätön ja sivusiirtymiä pääsee tapahtumaan. Laaja-alaisilla pengerrysalueilla varmuus kentän sisäosissa on suurempi ja painuminen noudattanee siellä ödometrikokeen mallia. Lähempänä penkereen reunoja pääjännityksen suunta ei olekaan pystysuora, vaan jonkin verran vino, aiheuttaen siten sivusiirtymiä. Pikku-Huopahdessa on mitattu muutamassa pisteessä myös sivusiirtymiä. Kuvassa 62 on esitetty pisteen 9/3835 sivusiirtymät. Sivusiirtymät tammikuun 1989 ja lokakuun 1989 välillä ovat leikkausjännityksistä syntyneitä siirtymiä, jotka aiheuttavat myös täyttöjen painumista kyseisellä kohdalla.



Kuva 12. Kaaviokuva leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuvasta painumasta.

3. PYSTYOJITUS

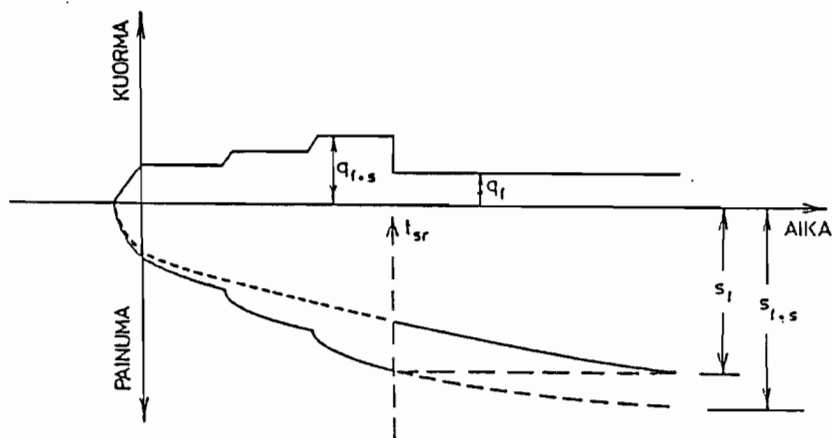
Pystyöjituksen geoteknisenä lähtökohtana on pehmeiden maakerrosten primäärisen konsolidaation kiihdyttäminen maahan pystysuoraan asennettujen pystyöjien ja esikuormituksen avulla. Konsolidaatioteorian mukaan konsolidaation aikatekijä on kääntäen verrannollinen huokosveden virtausmatkan neliöön. Huokosveden virtausmatka lyhenee merkittävästi kun maahan asetetaan pystyöjia. Kuvassa 13 on esitetty pystyöjien toimintaperiaate.



Kuva 13. Pystyöjituksen periaatekuva /27/.

Ajan hetkellä $t=0$ kuormitetaan maarakennetta pintakuormalla q . Aluksi koko kuormituslisäyksen ottaa vastaan huokosvesi. Pystyöjien hyvän vedenläpäisevyyden vuoksi huokosveden ylipaine, ts. huokosista vapautunut vesi, pääsee purkautumaan niistä nopeasti saven yläpuolella olevaan suodatinkerrokseen tai pohjalla olevaan vettäjohtavaan kerrokseen. Pystyöjan kohdalla huokosveden ylipaine on nolla ja siitä se kasvaa ollen suurimmillaan pystyöjien muodostaman kuvion keskellä. Näin kriittiseksi eli pisimmäksi suotautumismatkaksi muodostuu matka pystyöjakuvion keskeltä lähimpään pystyöjaan. Pystyöjien kanssa samanaikaisesti toimii kuivatus myös koheesiomaakerroksen päältä ja maala-jeista riippuen mahdollisesti myös alapuolelta. Tällöin voidaan puhua kolmiulotteisesta konsolidaatiosta, jossa radiaalisen konsolidaation osuus on hallitseva.

Vertikaalisen konsolidaation suhteellinen merkitys kasvaa pystyjojavälin kasvaessa. Esikuormituksen hyväksikäyttö taas perustuu tosiasiaan, että konsolidaatioasteen kehittyminen ajan suhteen ei ole riippuvainen kuormituksesta. Tosin konsolidaatiokertoimen arvo on riippuvainen jännitystasosta kasvaen jännityksen mukana. Kun käytetään ns. ylipengertä saadaan samalla konsolidaatioasteella eli samalla ajalla tapahtumaan suurempi painuma. Näin pystytään edelleen nopeuttamaan konsolidoitumista, joka on pystyjojenkin kanssa loppuvaiheessa huomattavan hidasta. Esikonsolidoinnin periaate on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Esikonsolidoinnin periaate /33/.

3.1 Kolmiulotteinen konsolidaatio

Kolmiulotteisen konsolidaatioyhtälön approksimaatio vakiokuormituksella on sylinterikoordinaatistossa esitettyä /33/:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = c_r \left(\frac{\delta^2 u}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u}{\delta r} \right) + c_v \left(\frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \right) \quad (30)$$

- u huokosveden ylipaine hetkellä t
- t aika hetkellisenä tapahtuvasta kuormituslisäyksestä
- r tarkastelupisteen radiaalinen etäisyys maasynterinin akselilta
- c_r radiaalivirtauksen konsolidaatiokerroin
- c_v vertikaalivirtauksen konsolidaatiokerroin

Radiaalisen suotovirtauksen konsolidaatioasteen U_r, vertikaalisen suotovirtauksen konsolidaatioasteen U_v ja resultoivan konsolidaatioasteen U välillä vallitseva yhteys esitetään yhtälöllä 31/4/:

$$1-U = (1-U_r) (1-U_v) \quad (31)$$

Ensimmäisen pystyjoja varten kehitetyn radiaalisen konsolidoitumisen ratkaisumallin esitti ruotsalainen Kjellman v.1937. Ratkaisu perustuu ns. "equal strain" -periaatteeseen, jossa maa-alkioiden muodostama vaakasuora taso säilyy vaakasuorana koko radiaalisen konsolidaation ajan. Painuminen on tasaista, kun kuormitus tapahtuu jäylän rakenteen välityksellä. Radiaalivirtauksen keskimääräinen konsolidaatioaste ratkaistaan yhtälöstä 32:

$$U_r = 1 - e^{-\frac{2c_v t}{\frac{d^2}{\pi} \left(\ln \frac{d}{r_w \sqrt{\pi}} - \frac{3}{4} \right)}}$$

$$U_r = 1 - e \quad (32)$$

- U_r keskimääräinen konsolidaatioaste
- d pystyjojen keskinäinen etäisyys
- r_w pystyjojan säde
- t aika hetkellisestä kuormituslisäyksestä

e Neperin luku

Kansainvälisesti tunnetuimman mallin on kehittänyt Barron v.1948. Barron on käsitellyt sekä tasaisen että epätasaisen painuman hypoteesia. Epätasaisen painuman mallissa painuma tapahtuu täysin taipuisan rakenteen alla. Epätasaisen ja tasaisen painuman ratkaisuja vertaamalla on niiden todettu johtavan lähes samoihin U_r - arvoihin. Barronin tasaisen painuman ratkaisu on esitetty kaavoilla 33-36. Käytetyt merkinnät ilmenevät kuvista 15 ja 16. Kuvassa 17 on esitetty radiaalisen konsolidaation nopeus Barronin mukaan.

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad (33)$$

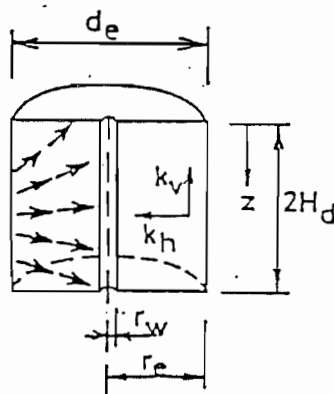
$$n = r_e / r_w \quad (34)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (35)$$

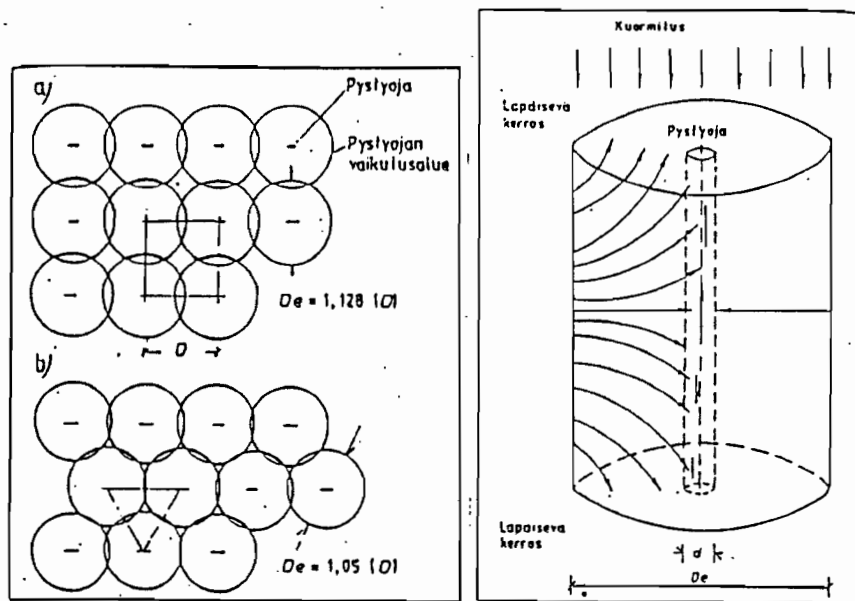
$$U_r = 1 - e^{\frac{-8T_h}{F(n)}} \quad (36)$$

T_h on vaakasuoran konsolidaation aikatekijä

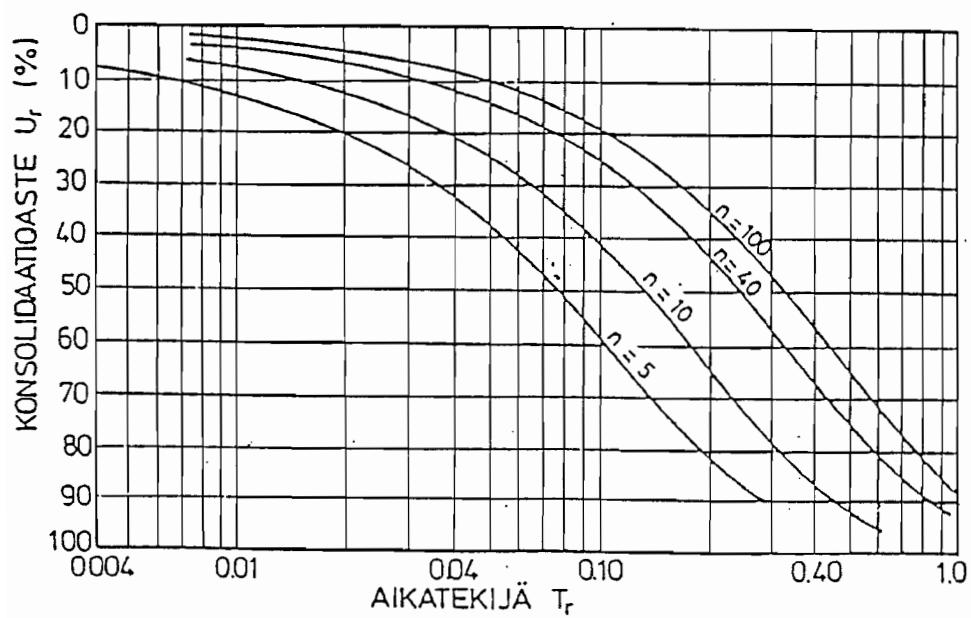
d_e on pystyojan vaikutusalue, kolmioverkossa $1,05 \cdot$ (ojien välinen etäisyys)



Kuva 15. Käytetyt merkinnät /33/.



Kuva 16. Pystyöjan vaikutusalueen määrittäminen /27/.



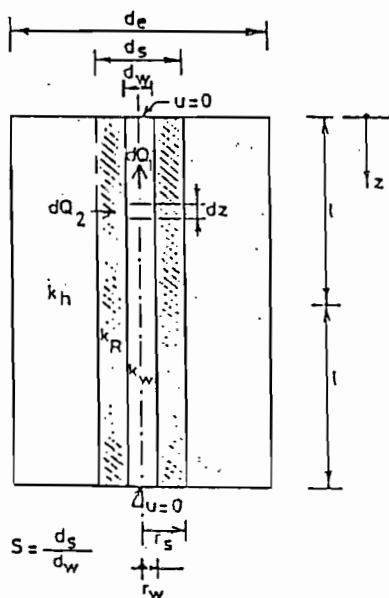
Kuva 17. Konsolidaation nopeus radiaalisessa virtauksessa /2/.

Hansbo/7/ on kehittänyt Barronin malliin lisäyksen, jolla huomioidaan pystyöjan asentamisvaiheessa syntynyt häiriintynyt vyöhyke, sekä pystyöjien virtausvastus. Yhtälö 36 on voimassa, kun tehdään lisäys

$$F(n) = \ln \left(\frac{d_e}{d_s} \right) + \left(\frac{k_h}{k_r} \right) \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) - 0,75 + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (37)$$

Käytetyt merkinnät näkyvät kuvassa 18. Liuskapystyöjien valmistajien mitoitusnomogrammit perustuvat Kjellmanin ja Barronin tasaisen painuman ratkaisuihin, joissa tarkastellaan vain radiaalisen huokosvesivirtauksen osuutta. Hansbon mallin ongelmana on häiriintyneen vyöhykkeen laajuuden ja parametrien määrittäminen.

Yllämainittujen konsolidaatioyhtälöiden ratkaisu edellyttää yksinkertaistettuja lähtöolettamuksia. Numeerisilla menetelmillä voidaan sen sijaan ottaa huomioon ajan mukana muuttuvat tekijät, kuten kasvava tai vähenevä kuorma ja konsolidaatiokertoimen muuttuminen maan tiivistyessä. Näiden menetelmien fysikaalinen tarkkuus lienee hyvä, mutta hyvälläkään laskumenetelmällä ei voida korvata puutteellisia pohjatutkimuksia ja vääriä kuormitustilanteiden arvioita.



Kuva 18. Radiaaliseen konsolidaatioon liittyvät merkinnät, Hansbo /7/.

3.2 Pystyojakentän mitoitus

Pystyojakentän mitoitus on luonteeltaan optimointitehtävä, jossa määritellään seuraavat toisistaan riippuvat tekijät:

- ylipenkereen korkeus
- esirakentamisaika
- pystyojaväli
- kuormitushistoria
- sallittu jälkipainuma tai jälkipainumanopeus

Suuruusluokallisesti voidaan ylikuormituksen, esirakentamisen ja pystyojavälin keskinäiset vuorosuhteet arvioida seuraavasti /32/:

1. Asetetaan esirakentamisajan jälkeiseksi tavoitteelliseksi konsolidaatioasteeksi $U = 100\%$.
2. Annetaan alkuarvo ylikuorman suuruudelle q_s ja lasketaan esirakentamisajan tavoitteellinen konsolidaatioaste U_{p+s} seuraavasti:

$$U_{p+s} = \frac{q_p}{q_p + q_s} U_p$$

q_p lopullinen pengerkuorma

q_s ylipengerkuormitus

U_p esirakentamisajan jälkeinen tavoitteellinen konsolidaatioaste

3. Annetaan alkuarvo esirakentamisajalle.
4. Määritetään pystyojien mitoitusnomogrammista tarpeellinen pystyojaväli konsolidaatiokertoimen c_h , esirakentamisajan ja tavoitteellisen konsolidaatioasteen avulla.
5. Tarvittaessa muutetaan esirakentamisaikaa ja jatketaan kohdasta 4. Muutetaan tarvittaessa ylikuorman suuruutta kohdassa 2.

Ylläoleva suuruusluokallinen mitoitus tapa perustuu oletukseen lineaarisesta riippuvuudesta vallitsevan kuormituksen ja painuman välillä, eikä siinä oteta

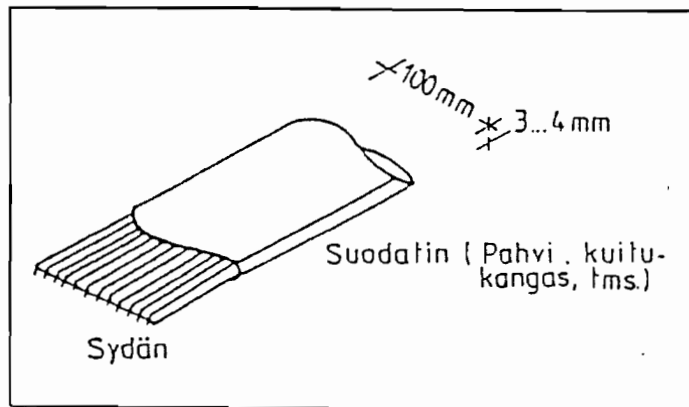
huomioon muutoksia kuormitushistoriassa. Tästä syystä mitoitus tulisi tarkistaa etenkin runsaasti kokoonpuristuvassa maapohjassa. Jos pystyöjitettavalle rakennuspohjalle sallitut jälkipainumat ovat pienet ja arvioidut sekundääripainumat suuret, on pystyöjitusmenetelmän mielekkyys kyseenalaista. Jos pystyöjitus valitaan tällaisissa olosuhteissa esirakentamismenetelmäksi, on konsolidatiopainuma saatava tapahtumaan kokonaisuudessaan esirakennusaikana. Riittäväällä ylikuormituksella ja esirakennusajalla saatava ylikonsolidoituminen ylipenkereen poistamisen jälkeen pienentää sekundäärisen painuman kerrointa (vrt. kuva 8), ja sillä voidaan näin pienentää jälkipainumia. Tarvittava ylikonsolidatioaste ja sekundäärisen konsolidaation kerroin voidaan määrittää pitkäaikaisilla ödometrikokeilla. Saven heikko leikkauslujuus saattaa olla rajoittava tekijä ylipenkereen korkeudelle. Siksi ylipenkereiden stabiliteetti on tarkistettava vakavuuslaskelmilla.

3.3 Pystyöjatyyppit ja niiden ominaisuudet

Vanhin pystyöjatyyppi on hiekkaoja, jota kokeiltiin yhdysvalloissa jo v. 1925. Suomessa ensimmäiset pystyöjat tehtiin v.1938 Herttoniemessä maapohjan lujittamiseksi tie- ja ratapengertä varten ja ojan läpimitta oli 80 mm /21/. Neuvostoliitossa, missä hiekkapystyöjia on käytetty paljon, hiekkapystyöjien läpimitta on yleensä ollut paljon suurempi, 400-500 mm. Hiekkapystyöjat tehdään suojaputken avulla, joka työnnetään, lyödään, tärytetään tai huuhdellaan savikerroksen sisään. Hiekkapystyöjillä ei aina ole saavutettu asetettuja tavoitteita, koska mm. isokokoisien suojaputken ympärille on muodostunut häiriintynyt vyöhyke, jossa sekä leikkauslujuus että läpäisevyys ovat pienentyneet, sivusiirtymät ovat aiheuttaneet pystyöjien katkeamisen tai käytetty hiekka on ollut riittämätöntä suodatus- ja vedenjohtavuusominaisuuksiltaan /27/.

Länsimaissa yleisin pystyöjatyyppi on nykyisin ns. liuskapystyöja. Vaivattomasti asennettava, suhteellisen edullinen ja luotettavaksi osoittautunut pystyöjatyyppi on syrjäyttänyt massiiviset ja osittain epäluotettavat hiekkapystyöjat. Liuskapystyöjituksen pioneerina toimi ruotsalainen W. Kjellman, joka kehitti ensimmäiset pahviset pystyöjat 1930-luvun jälkipuoliskolla. Sittemmin pystyöjien tuotekehittely on johtanut nykyiseen pystyöjatyyppiin, joista ensimmäinen oli ruotsalainen Geodrain-liuskaaja.

Liuskapystyöja koostuu sydänosasta ja suodatinosasta (kuva 19). Sydänosana toimii muovinen profiili. Sydänosan tärkeimmät ominaisuudet ovat riittävä vedenjoh-tokyky, tukkeutumattomuus ja toimintakyky suuremmillakin painumilla eli nurjahtamisen estyminen tai riittävän vedenjohtokyvyn säilyminen nurjahtamisesta huolimatta. Lisäksi sydänosa takaa pystyöjälle riittävän lujuuden sekä asennusvaiheesta, että maanpaineesta aiheutuvia voimia vastaan. Suodatinosalta vaaditaan hyvää läpäisevyyttä ja toisaalta riittäviä suodatinominaisuuksia. Suodatin-osan tulee kestää käyttöaikana esiintyvät mekaaniset rasitukset. Suodatinosan materiaalina on käytetty paperia ja kuitukankaita. Paperin käyttö on kuitenkin väistynyt sen huonon mekaanisen kestävyysden vuoksi. Liuskapystyöjan le-veytenä on yleisesti 100 mm ja paksuutena tyypillisesti 3...4 mm. Eri valmistajien tuotteet eroavat toisistaan lähinnä ojan paksuuden ja sydänosan profiilin muodon osalta.



Kuva 19. Periaatekuva liuskapystyöjasta /27/.

Pystyöjien teknisiä ominaisuuksia on tutkittu mm. Hollannissa /6/. Laboratoriossa suoritetuissa kokeissa tutkittiin painumakäyttäytymistä, vedenjohtokykyä ennen ja jälkeen kokoonpuristumisen, liejun määrää sydänosassa ja ojen muodonmuutoksia. Painuminen oli neljässä viidestä ojatyypistä lähes identtistä. Bidim-ojan painuminen oli loppuvaiheessa hitaampaa. Desol-ojalla painuminen oli sen sijaan hidasta heti alusta lähtien. Syynä tähän oli suodatinosan lähes täydellinen tukkeutuminen liejuhiukkasista. Kokeet osoittavat, että pystyöjien vedenjohtokyky heikkenee kokoonpuristumisen myötä. Vedenjohtokyvyn heikkeneminen vaihteli

merkittävästi eri pystyjoilla. Heikkeneminen johtui ojan nurjahtamisesta, suodatinosan kokoonpuristumisesta, ojan kokoonpuristumisesta tai suodatinkankaan puristumisesta maanpaineen johdosta sydänosan huokosiin. Bidim-ojan vedenjohtokyky on lopussa jo niin pientä, että se hidastaa painumista. Desolin vedenjohtokyky heikkeni merkittävästi ojan nurjahtamisen vuoksi. Vedenjohtokyky oli kuitenkin vielä $76 \text{ cm}^3/\text{min}$. Suurin tarvittava vedenjohtokyky esiintyy pystyjoituksen alkuvaiheissa, jonka jälkeen se nopeasti laskee. Vedenjohtokyky $50 \text{ cm}^3/\text{v}$ tai jopa huomattavasti pienempi arvo on riittävä lähes kaikissa kuivatusolosuhteissa /6/. Taulukossa 1 on vedenjohtokyvyn arvoja ennen ja jälkeen kokoonpuristumisen.

Maalajina kokeissa oli Rotterdamin satamasta kaivettua liejua. Puristuskokeen jälkeen yhdenkään pystyjojan sydänosasta ei löytynyt liejua. Sydänosan tukkeutuminen hienoaineksesta vaikuttaa siis epätodennäköiseltä. Suurissa painumissa tapahtuu muodonmuutoksia, jotka vaikuttavat vedenjohtokykyyn, mutta Desolin huonolla suodatinosalla on ollut merkittävin vaikutus pystyjojen toimintaan.

Taulukko 1. Vedenjohtokyvyn muuttuminen kokoonpuristumisen johdosta /6/.

Oja	Ennen kokoonpuristamista cm^3/min	Kokoonpuristamisen jälkeen cm^3/min	Syy vedenjohtokyvyn heikkenemiseen
Bidim	1130	2	Suodatinosan kokoonpuristuminen.
Desol	1908	76	Ojan nurjahtaminen
Mebra	2640	2080	Heikentyminen merkityksetöntä
Colbond	2355	1620	Ojan kokoonpuristuminen.
Geodrain	2160	1085	Suodatinosan puristuminen sydänosaan.

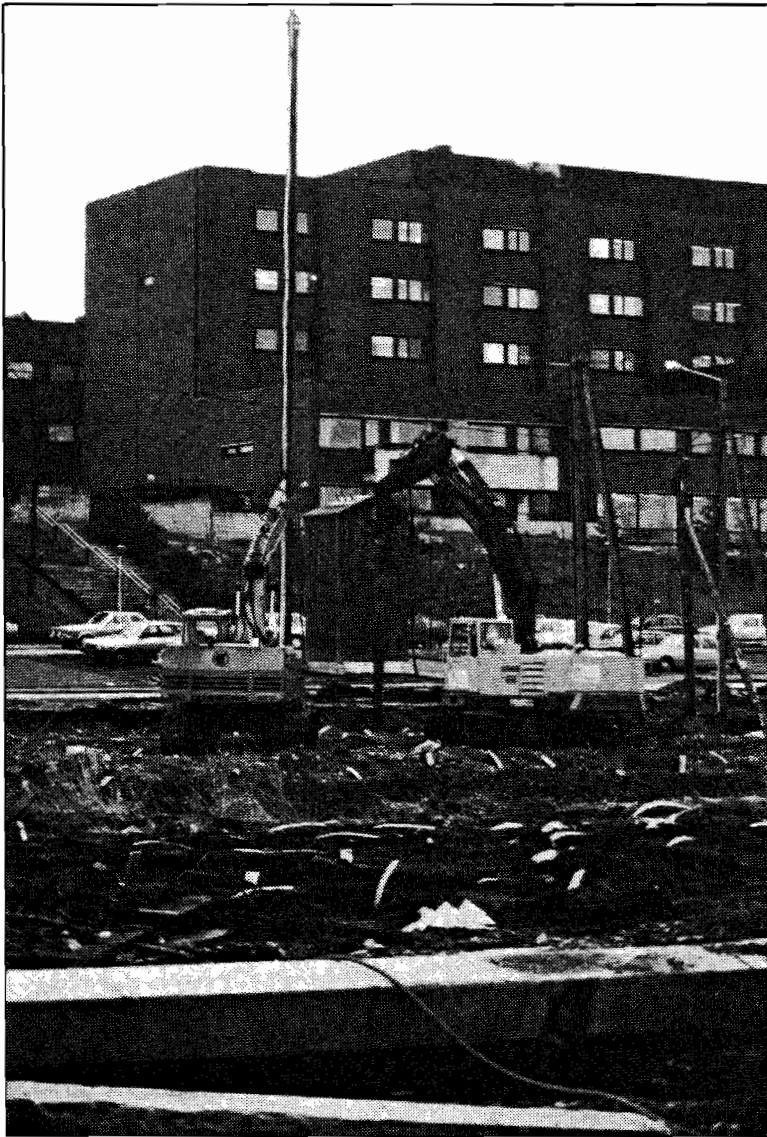
3.4 Pystyojakentän rakentaminen

Pystyojakentän rakentaminen aloitetaan tekemällä saven päälle 0,3...0,5 m paksu suodatinkerros hiekasta. Suodatinkerroksen tarkoituksena on johtaa pystyjoista tuleva vesi pois rakennusalueelta, sekä toimia pystyojituskoneen asennusalueena. Suomessa pystyojituslaitteina käytetään paalutuskoneita, joita on muutettu pystyojitukseen soveltuviksi. Liuskapystyoja painetaan maahan suojaputken avulla staattisesti, jolloin koneesta tarvittava vastapaino on noin 400-500 kN. Pystyojan pää nidotaan kiinni ankkurilevyyn, jonka tarkoituksena on estää pystyojan nouseminen ylös. Usein pystyojitusalueella on aikaisempia täyttöjä, joiden läpäiseminen pelkän suojaputken kanssa on mahdotonta. Siksi pystyojituskoneissa on usein myös apupaalu, jolla lävistetään aikaisempi täyttö. Myös kuivakuorikerroksen läpäiseminen edellyttää joskus apupaalun käyttöä. Apupaalun sijasta käytetään usein toista kaivinkonetta, jolla lävistetään pystyojakoneelle reikä kovan kerroksen läpi, vrt kuva 21.



Kuva 20. Asennettuja pystyoja Korppaanmäentien pohjoispuolella. Taustalla Mätänpuro.

Pystyajat asennetaan tavallisesti tasasivuiseen kolmioverkkoon tai neliöverkkoon. Näistä kolmioverkko on toiminnaltaan parempi, joskin ero on vähäinen. Työtekniikan kannalta edullista on käyttää em. mallien välimuotoa. Pystyajien vaikutusalueet on esitetty kuvassa 17. Pikku-Huopalahteen asennettuja pysätyajia näkyy kuvassa 20. Pystyajien varastointi tulee järjestää suoralta auringonvalolta suojassa, koska pystyajat on rakennettu polymeereistä, jotka ovat herkkiä ultraviolettisäteilylle /23/.



Kuva 21. Pystyajitusta Pikku-Huopalahdessa. Vasemmalla pystyajituskone ja oikealla vanhojen täyttöjen läpäisemisessä käytetty kaivinkone.

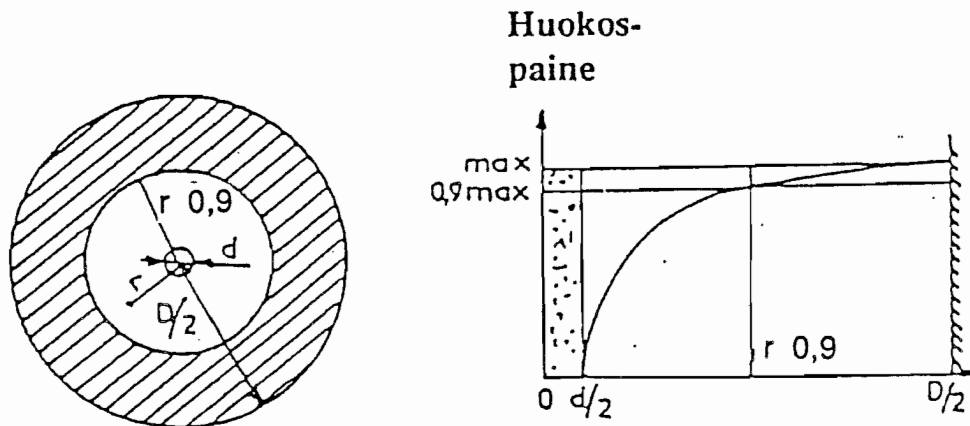
3.5 Pohjatutkimukset ja tarkkailumittaukset pystyjoituksen yhteydessä

Kairauksilla selvitetään maakerrosten rajat sekä kovan pohjan syvyys. Maan painumaominaisuuksien määrittämiseksi tulee suorittaa ödometrikokeita. Kokeiden lukumäärä on riippuvainen tutkittavan alueen homogeenisuudesta. Ödometrikokeita on suoritettava myös vaakasuuntaan, jotta saadaan selville vaakasuora vedenläpäisevyys. Pitkäaikaisten ödometrikokeiden suorittaminen on suositeltavaa varsinkin silloin, kun sallitut painumat ovat pienet. Siipikairauksilla määritetään saven suljettu leikkauslujuus. Saven heikko leikkauslujuus on usein reunaehtona ylipenkereen korkeudelle. Tämän vuoksi siipikairauksia tulee suorittaa myös esirakentamisen aikana. Suljetun leikkauslujuuden kasvu on yhteydessä konsolidaatiojännityksen kasvuun, joten siipikairauksilla saadaan epäsuoraa tietoa tehokkaiden jännitysten kasvusta.

Tarkkailumittausten ensisijainen tarkoitus pystyjoituskohteissa on selvittää kulloinkin konsolidaatioaste. Konsolidaatioaste on mitattujen painumien suhde laskettuun kokonaispainumaan. Painumia mitataan painumalevyjen avulla. Kun halutaan tietoa painumista syvemmällä savessa, voidaan maahan asettaa haluttuun syvyyteen painumaruuvilevy. Painumalevyn tanko on suojattava esimerkiksi muovitangolla niin, etteivät täytöt paina sitä mukanaan. Painuman syvyyskäyttämistä voidaan seurata ns. painumahaitariletkulla (vertical settlement gauge). Lähteen /19/ mukaan painumahaitariletkun tarkkuus on 1 mm. Tiepenkereiden alla käytetään usein painumaletkuja, joilla saadaan jatkuva painumahavaintosarja tietyllä poikkileikkauksella. Painumaletkujen mittausperiaate perustuu letkussa olevan nesteen paine-eroihin. Paineita verrataan ilmanpaineeseen ja nesteen vertailukorkeustasoon. Painumaletkuilla on todettu päästävän 3 mm mittaustarkkuuteen.

Huokospainemittauksia käytetään yleisesti pystyjoituskohteissa. Painumamittausten heikkous on siinä, että konsolidaatioastetta määritettäessä niitä joudutaan vertaamaan laskettuun kokonaispainumaan. Huokospainemittaukset palvelevat varsinkin ylipenkereen poistamisajankohtaa valittaessa. Lisäksi huokoskärkiä asetetaan usein samaan pisteeseen useampia eri syvyyksille. Näin saadaan tietoa huokospaineiden kehittymisestä eri kerroksissa. Huokospainemittausten heikkous on huokospaineen paikallisuus. Mittari mittaa tietyn pisteen

huokospainetta, jonka oletetaan esittävän keskiarvoa ympäristössään. Pystyotat aiheuttavat veden suotautumismatkan merkittävän lyhenemisen ja suunnanmuutoksen. Huokoskärjen sijainnilla pystyotien välissä on tällöin huomattava vaikutus huokospaineisiin, vrt kuva 22. Huokospaineisiin liittyy myös muita tulkinnanvaraisuuksia kuten huokoskärjen korkeustason epävarmuus painumisen takia, huokospaineiden epäsäännöllinen käyttäytyminen ja joskus suorastaan virheelliset tulokset.



Kuva 22. Huokospaineen ja mittarin etäisyyden pystyotasta välinen suhde /22/.

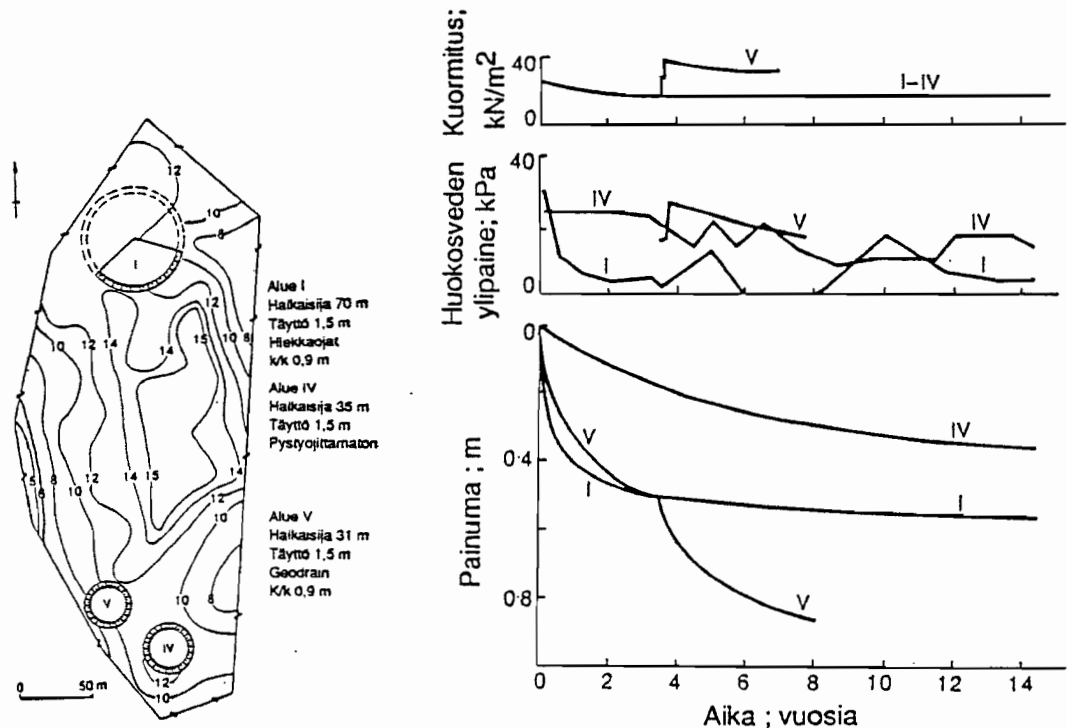
Tarkkailumittaukset tulee aloittaa ennen ylipenkereen rakentamista ja niitä tulee jatkaa koko esirakentamisajan. Mittauksia ei tule lopettaa ylipenkereen poistamishetkellä varsinkaan jos on odotettavissa painumia. Esirakentamiselta kulloinkin vaadittava laatutaso, ts. sallitut rakentamisen jälkeiset painumat määrittävät jälkiseurannan laajuuden.

Varsinkin kapeiden penkereiden yhteydessä on perusteltua mitata myös sivusiirtymiä, mikäli laskettu varmuus sortumaa vastaan on pieni. Sivusiirtymien mitauksella voidaan erottaa sivusiirtymien aiheuttamat painumat, alkupainuma ja leikkausjännitysten johdosta tapahtuva painuma, konsolidaatiopainumasta.

3.6 Pystyöjituksesta saatuja kokemuksia

3.61 Skå-Edeby

Skå-Edeby sijaitsee 25 km Tukholmasta länteen. Tutkimusalue koostuu viidestä ympyränmuotoisesta koekentästä, joista alue V oli pystyöjitettu liuskapystyöjillä (Geodrain, k/k 0,9 m), alue I hiekkapystyöjitettu (k/k 0,9 m) ja alue IV pystyöjittämätön. Alueet I-IV on rakennettu 1957 ja alue V 1970-luvun alussa.



Kuva 23. Skå-edebyn testialue. Kenttien 1,4 ja 5 sijainti ja saven syvyys, sekä Huokosveden ylipaine 5 m syvyydellä ja painuma syvyydellä 2,5...7,5 m ajan suhteen esitettynä. Mittaukset tehty kenttien keskellä /9/.

Pohjasuhteiltaan savi on tyypillistä pohjoismaalaista savea, jossa kuivakuorikerroksen alla on vähän orgaanista ainesta sisältävä kerros, jonka vesipitoisuus on noin 100%. Syvemmällä vesipitoisuus laskee, ollen alimmillaan noin 60%. Suljettu leikauslujuus on 7...16 kPa. Savi on ollut normaalikonsolidoitunutta, paitsi aivan yläosastaan ylikonsolidoitunutta. Konsolidaatiokertoimen arvot ödometrikokeissa ovat alueella 0,13...0,22 m²/v. Vaakasuoran konsolidaatioker-

toimen arvoksi määritettiin saatujen kokemusten perusteella 0.2...0.4 m²/v riip-puen pystyjavälistä. Jälkikäteen redusoiduilla konsolidaatiokertoimen arvoilla, joilla on huomioitu häiriintyneen vyöhykkeen vaikutus, on Hansbon /9/ mielestä päästy vertailukelpoisiin painumatuloksiin.

Koekentille rakennettiin 1,5 m ylipenger, joka vastaa noin 27 kPa kuormitusta. Liuskapystyöjitetulle alueelle lisättiin 3,5 vuoden jälkeen kuormitusta noin 21 kPa. Tarkoituksena oli seurata pystyöjien pitkäaikaista toimivuutta. Konsolidoituminen tapahtui kuormituslisäyksen jälkeen samalla konsolidaatiokertoimen keskimääräisellä arvolla kuin ennen kuormituslisäystä, vaikka suodatinpaperi oli osittain tuhoutunut.

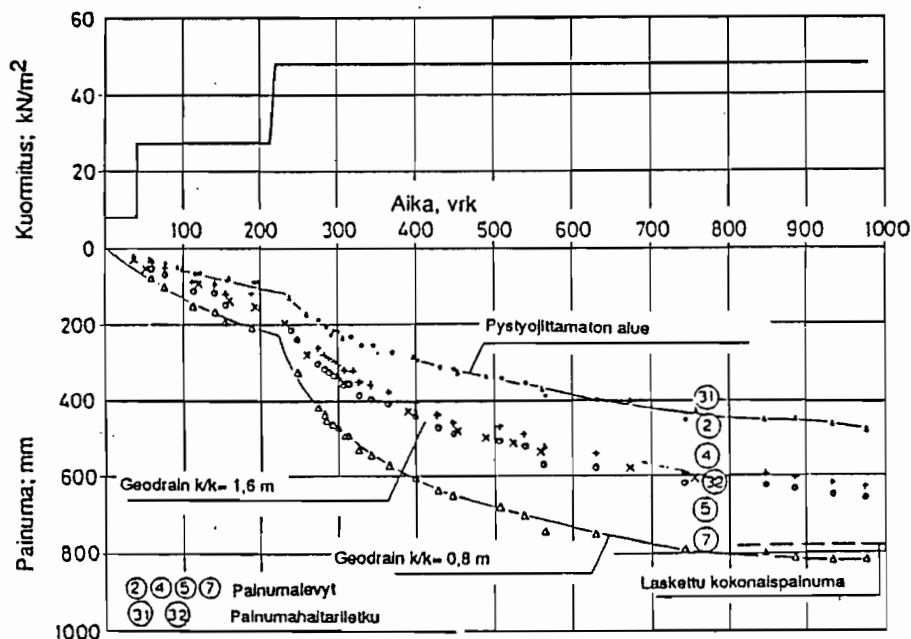
Kuvasta 23 nähdään, kuinka vaikea on huokospaineiden perusteella määrittää konsolidaatioastetta. Alueella I on painuminen käytännössä loppunut, mutta huokospaineissa on ollut suurta vaihtelua, vaikka ulkoisessa kuormituksessa ei ole tapahtunut muutoksia. Alueella III pidettiin neljän vuoden ajan 0,7 m ylipenger, kun varsinainen pengeri oli 1,5 m korkea. Ylipenkereen poistamista seuranneiden 26 vuoden aikana ei ole havaittu mitään painumaa syvyydellä -2,5... -7,5 m. Näin siitä huolimatta, että 5 metrin syvyydellä oli vielä 10 vuotta ylipenkereen poistamisen jälkeen 10 kPa huokosylipaine. Sen sijaan syvemmällä olevassa 6...7 m paksussa glasiaalisessa savessa on 26 vuoden aikana tapahtunut 50 mm painuma /9/.

3.62 Itäkeskus

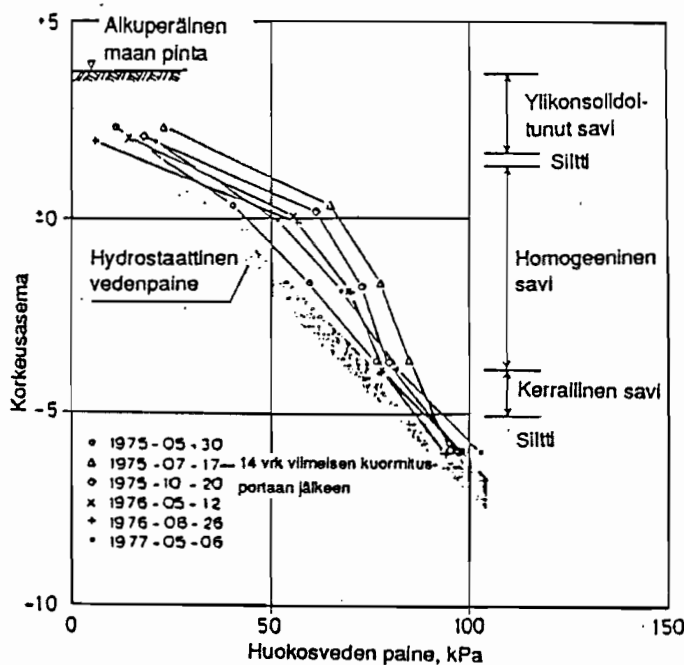
Itäkeskukseen rakennettiin 1974-1977 koekenttä VTT:n ja Geoteknisen osaston toimesta. Tämä selostus perustuu VTT:n englanninkieliseen raporttiin /20/. Koekentälle asetettiin Geodrain-liuskapystyöjia ja hiekkapystyöjia eri ojaväleillä. Näiden lisäksi rakennettiin koekenttä, jossa käytettiin pelkästään ylipengertä. Konsolidaatiokerroin c_v laboratorioskokeissa oli huomattavan pieni eli noin 0,09 m²/v. Vesipitoisuus vaihtelee 50...110 %, leikkauslujuus 8...20 kPa ja orgaanisen aineksen määrä on alle prosentin.

Aika-painumakäyrät koealueille on esitetty kuvassa 24. Suurin painuma Geodrainillä k/k 0,8 oli 820 mm, kun kokonaispainumaksi oli laskettu 780 mm.

Ojavälillä k/k 1,6 painuma oli 650 mm. Pystyojittamattoman alueen painuma tarkasteluajanjaksona oli 460 mm. Tämä oli noin kaksi kertaa enemmän kuin etukäteen laskettu painuma. Tähän oli todennäköisestii syynä parempi vedenjohtavuus vaakatasossa sekä siltilinssi, joka ilmeisesti on toiminut kuivatusreitteinä /20/. Näin otaksuma yksisuuntaisesta vedenvirtauksesta antaa liian huonon kuvan painumanopeudesta. Kuvassa 25 on esitetty huokospaineiden kehittyminen syvyyden suhteen. Mitatut huokospaineet vastaavat teoreettisia arvoja, jotka perustuvat Barronin kaavaan 36, käyttäen seuraavia parametrejä: vaakasuoran konsolidaation kerroin on 2...3 kertaa vertikaalisen konsolidaation kerroin. Vertikaalisen konsolidaation aiheuttama konsolidaatio on mitattu pystyojittamattoman alueen havainnoista.



Kuva 24. Itäkeskus. Mitatut painumat /20/.

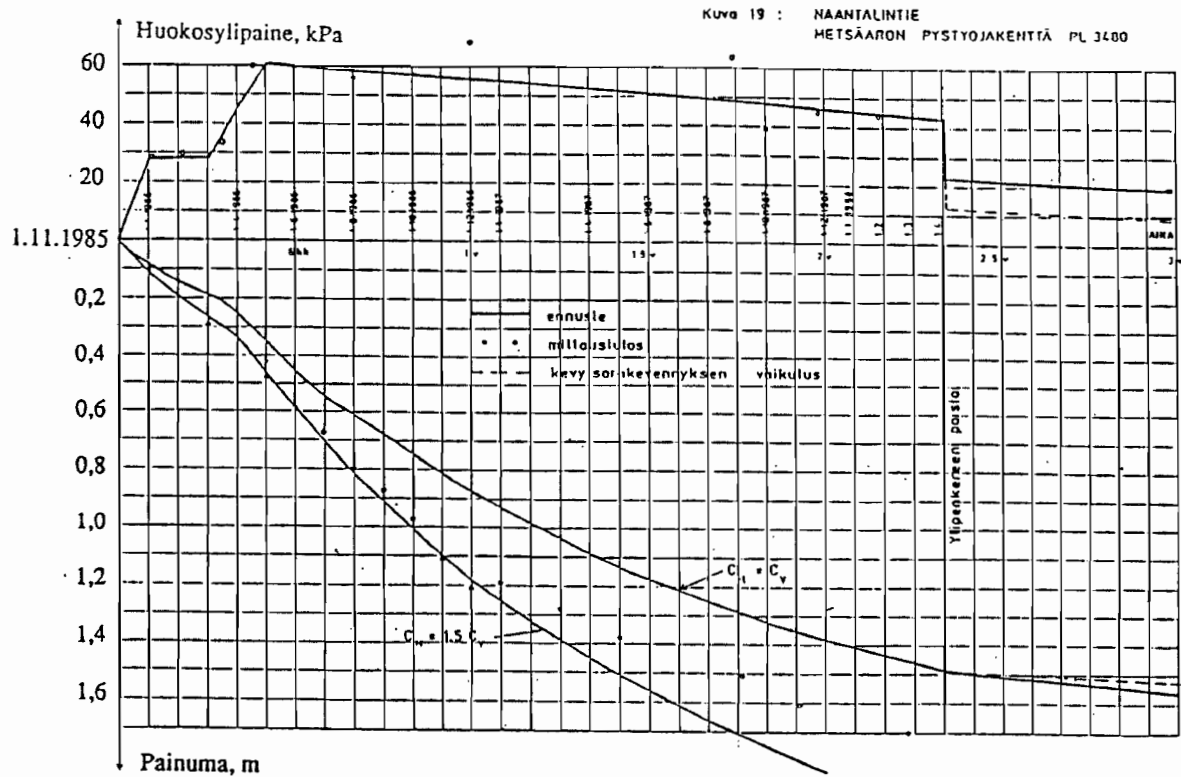


Kuva 25. Itäkeskus. Huokospainejakautuminen syvyyden suhteen. Koekenttä 6 /20/.

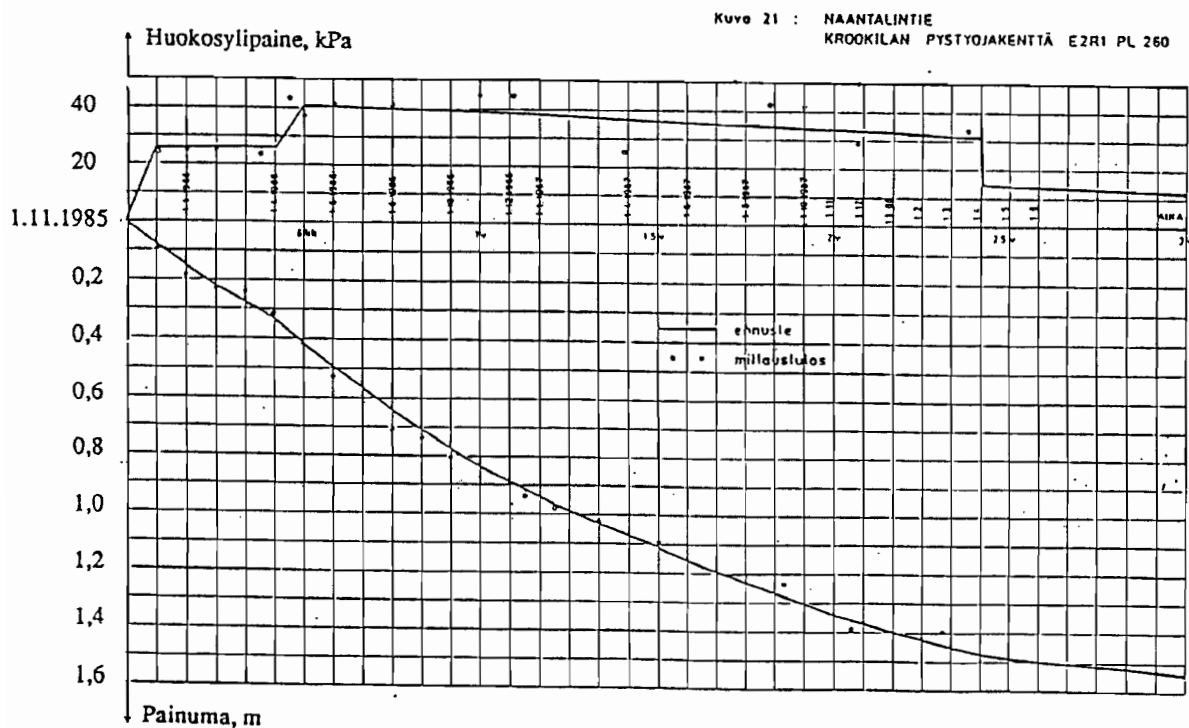
3.63 Naantali-Turku maantie

Naantalin- ja Turun maantien rakentamisessa käytettiin runsaasti pystyjoja. Insinööritoimisto Y-Suunnittelu on suunnitellut osan kohteista ja pystyjoituksesta on julkaistu loppuraportti/32/. Tiepenkereiden painumia on mitattu painumalevyillä ja painumaletkuilla. Osassa pystyjoituskohteista on ollut myös huokospainemittareita.

Pystyjoitettujen kohteiden ominaisuudet vaihtelevat jonkun verran. Esimerkiksi Krookilassa on yli 5 metriä paksu kerros, jonka vesipitoisuus on 140...150% ja humuspitoisuus 7...8%. Suljettu leikkuslujuuus on noin 8...18 kPa. Metsäarossa on vesipitoisuus suurimmillaan noin 100% ja humuspitoisuus alle prosentin. Suljettu leikkuslujuuus on yläosissa vain noin 5 kPa. Emäntäkoulun, Vanton ja Lietalan kohdalla vesipitoisuus on noin 100% ja leikkuslujuuus on samaa suuruusluokkaa kuin Krookilassa ja humuspitoisuus on alle yhden prosentin. Kuvissa 26a ja 26b on painumien ja huokospaineiden kehittyminen Metsäaron ja Krookilan pystyjojakentillä.



Kuva 26 a). Painuma- ja huokospainehavainnot Metsäaron pystyöjakenntältä /32/.



Kuva 26 b). Painuma- ja huokospainehavainnot Krookilan pystyöjakenntältä /32/.

Mielenkiintoista on painumien ja huokosylipaineen kehittyminen Metsäaron ja Krookilan pystyjakentillä. Painumat ovat suuria, 1,4...1,6 m runsaan kahden vuoden aikana. Kuvista 26a ja 26b näkyy, että huokospaineiden lasku on ollut hyvin pientä suhteessa maksimipaineeseen. Maksimihuokosylipaine ei ole esiintynyt ylipenkereen rakentamisen jälkeen, vaan suunnilleen puoli vuotta myöhemmin. Valitettavasti sivusiirtymien osuutta painumista ei voida todeta. On kuitenkin todennäköistä, että mitatut painumat ovat suurimmaksi osaksi konsolidaatiopainumaa, jolloin huokospainemittausten tulokset on asetettava kyseenalaiseksi.

Korkean huokosylipaineen alueilla tehtiin kevytsorakevennyksiä, joihin oli varauduttu työselityksissä. Ylipenkereen vaikutusaika oli 2 vuotta, jota pidentämällä esimerkiksi vuodella olisi todennäköisesti välttytty kevennykseltä.

Toisaalla taas ovat painumat olleet huomattavasti pienempiä kuin etukäteen lasketut. Tähän on syynä huonot näytteet, joista painumisominaisuudet on arvioitu väärin. Esimerkiksi konsolidaatiokertoimen arvo on näissä kohteissa kokeiden mukaan kaksinkertainen esimerkiksi Metsäaron vastaaviin arvoihin.

3.64 Yhteenveto

Raportoiduissa pystyjoituskohteissa on päästy yleensä tavoiteltuihin tuloksiin. Joskus havaittu ero pystyjoitetun alueen ja pystyjoittamattoman alueen välillä on pieni. Tämä on johtunut väärästä pystyjoitustyyppin valinnasta /19/ ja maassa olevista vettäjohtavista kerroksista ja sitä kautta merkittäväksi kasvavasta vertikaalisesta konsolidaatiosta. Tässä yhteydessä esitetyistä kohteista käy ilmi konsolidaatioasteen määrittämisen vaikeus huokospaineiden perusteella. Huokospaineet kasvavat ilman ulkoisia syitä ja jäävät joskus tietylle tasolle vaikka painuminen onkin runsasta. Mm. Hansbo /8/ pitää em. syistä painumahavaintoja ensisijaisena tarkkailumenetelmänä konsolidaation yhteydessä. Naantali-Turku- maantiellä mitatut huokospaineet vaikuttivat melko suurilta. Mahdollista on, että useissa raportoiduissa tapauksissa, joissa on jäänyt korkea huokospaine, on kyse enemmänkin väärän hydrostaattisen vertailupaineen valitsemisesta, kuin muuten epänormaalista tilasta. Toisaalta

pitkäaikaisissa havainnoissa olevat erot voivat johtua pohjaveden tason muuttumisesta.

Itäkeskuksessa todettiin savessa olevan siiltikerroksen nopeuttaneen konsolidaatiota eli toimineen kuivatusreittinä. Pikku-Huopalahden saven sisällä oleva siiltilinssi on ilmeisesti samaa geologista perintöä. Myös siinä on havaittu huokospaineiden perusteella nopeampaa konsolidaatiota.

Painumien laskeminen on oleellisesti kiinni hyvistä näytteistä ja niistä määritetyistä painumaan vaikuttavista parametreista. Kokonaispainuman tai ainakin konsolidaationopeuden arvioinnissa voidaan epäonnistua, vaikka laskumenetelmät sinänsä olisivat hyvät/ 32/.

Skå-Edebyn kokemusten mukaan sekundäärisiä painumia voidaan merkittävästi pienentää tai osittain jopa poistaa. Mielenkiintoista on, että sekundääristä painumaa ei esiinny eniten painuneessa osassa savea, mutta kylläkin sen alapuolisessa savessa.

4. PIKKU-HUOPALAHTI

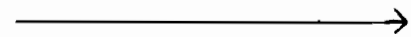
Pikku-Huopalahti sijaitsee neljän kilometrin etäisyydellä Helsingin keskustasta, Mannerheimintien, Vihdintien, Huopalahdentien ja Paciuksenkadun välisellä alueella. Pikku-Huopalahden sijainti näkyy kuvassa 27. Lahden vesiallas on kasvanut lähes umpeen. Rakentamistoimintaa alueelle on estänyt lähinnä huono maapohja. Aikaisempi rakentaminen on sijoittunut Mannerheimintien varteen, jossa on valtion rakennuksia, kuten Keskussotilassairaala Tilkka, Kansanterveyslaitos ja Helsingin Yliopiston hammaslääketieteen -ja oikeuslääketieteen laitokset. Hyvä sijainti on houkutellut ns. toisarvoisia toimintoja, kuten varastointia, romuliikkeitä ja maantäyttöä alueelle. Ranta-alueiden täyttöä on tapahtunut jo 1940-luvulla, mutta laajemmassa mittakaavassa niitä on tehty 1950-luvun alkupuolelta lähtien. Suurimmat täytöt 1980-luvulle tultaessa sijaitsivat Munkkiniemen sillan pohjoispuolella, Kytösuontien varrella Tilkan sairaalasta pohjoiseen, sekä aivan pohjoisessa Mätäpuron länsipuolella. Täytöt ovat paikoin painuneet useita metrejä ja olivat esirakentamisen alkaessa vielä painumistilassa.

4.1 Pikku-Huopalahden esirakentamisen edellytykset

Pikku-Huopalahden kaavoituksen aloittaminen 1980-luvun alussa ja myöhempi rakentaminen tulivat ajankohtaisiksi lähinnä seuraavista syistä:

- Hyvän rakennuspohjan puute ja tonttien kallis hinta Helsingissä on kohdistanut kiinnostuksen pehmeikköjen hyötykäyttöön.
- Helsingin kaupunki omistaa Pikku-Huopalahdessa asuntorakentamiseen suunnitellut alueet.
- Alueen laajuus ja maanomistussuhteet mahdollistavat aluerakentamisen ja suuret yksikkömäärät.
- Pikku-Huopalahden edullinen sijainti. Pääkadut, kunnallistekniset runkojohdot, joukkoliikenne, kaupalliset ja julkiset palvelut ovat alueen tuntumassa.
- Joutomaan saaminen hyötykäyttöön, ja sitä kautta kaupunkirakenteen tiivistyminen.
- Esirakentamismenetelmien, ennen kaikkea pystyöjituksen ja syvästabiloinnin, kehittyminen ja niistä saadut hyvät kokemukset.
- Esirakentamalla hankittu rakentamiskelpoinen alue on kaupungille edullista verrattuna muihin maanhankintakeinoihin.

Korppaanmäki

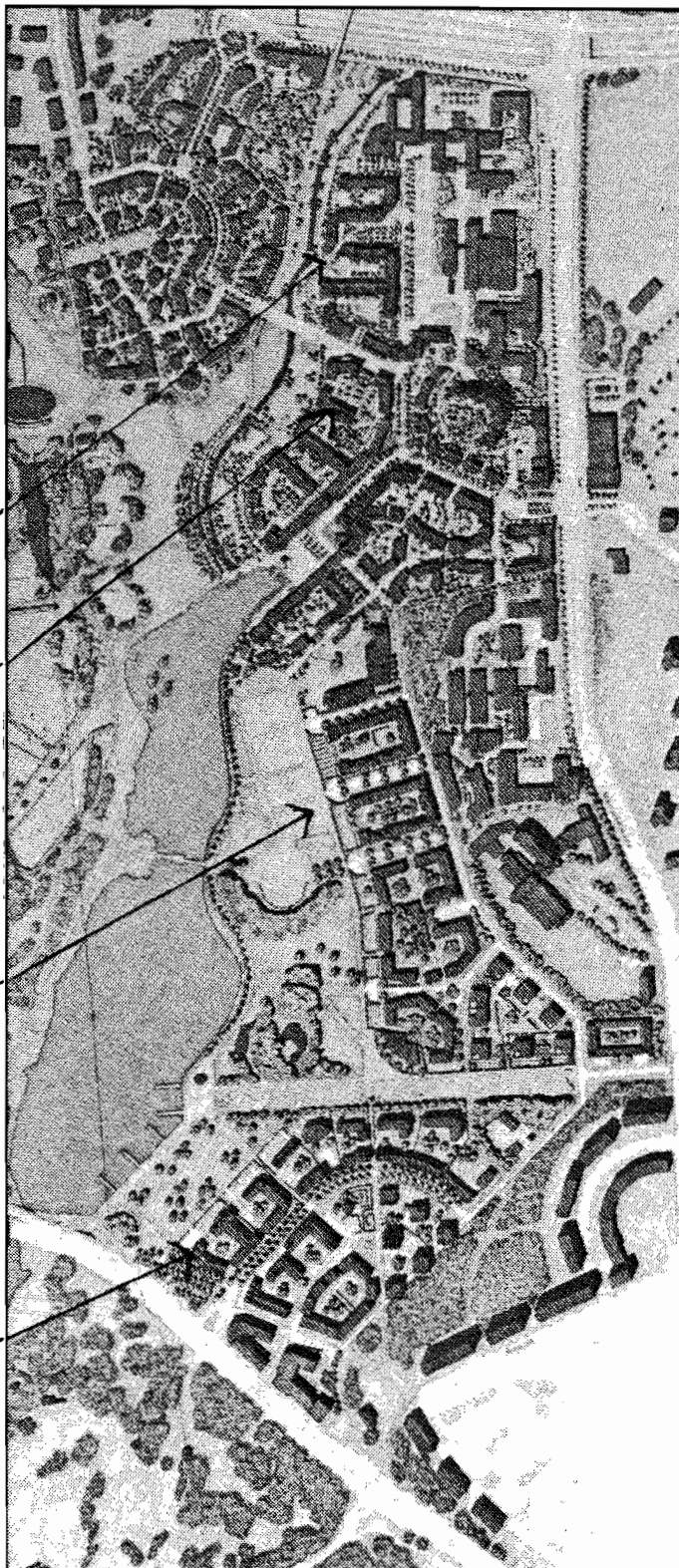


Kytösuon alue,
Korppaanmäentien
pohjoispuoli

Kytösuon alue,
Korppaanmäentien
eteläpuoli

Tilkankadun
alue

Paciuksenkadun
alue



Kuva 27. Pikku-Huopalahti. Osayleiskaava.

4.2 Pikku-Huopalahden rakentamisen tavoitteet

Pikku-Huopalahden osayleiskaavasuunnittelu aloitettiin 1980-luvun alussa. Kaupunginvaltuusto hyväksyi osayleiskaavan 8.10.1986. Osayleiskaavassa annetut keskeisimmät tavoitteet Pikku Huopalahden rakentamiselle olivat:

- Pikku-Huopalahdesta rakennetaan asumispainotteinen kantakaupungin jatke, joka täydentää nykyistä kaupunkirakennetta.
- Maisematilan avoimuus ja maiseman suurmuodot säilytetään ja niitä korostetaan rakentamisella. Rakentamatta jäävästä osasta luodaan toiminnallisesti monipuolinen ja esteettisesti korkeatasoinen lähivirkistysalue. Itse lahtialue kunnostetaan.
- Tarvontien ja Lahdentien yhdysväylä ratkaistaan siten, että se aiheuttaa mahdollisimman vähän häiriötä kaupunkirakenteessa.

Alueen uusi korttelimaa varataan pääasiassa asumiseen ja sen vaatimille palveluille. Työpaikkakerrosalaa sijoitetaan pääosin vain ympäröivien pääliikenneväylien varteen. Lahti ympäristöineen varataan laajaksi kaupunginosapuistoksi. Puro ja lahden vesiallas kunnostetaan ja lahden päätteeksi rakennetaan tori. Rakennusten korkeudet noudattelevat maisematilojen muotoja siten, että korkeudet kasvavat alueen reunoja kohden. Yleisimmät kerrosluvut ovat 3, 4 ja 5. Asuinkorttelien rakentamistehokkuudet vaihtelevat välillä 0,7-1,8.

Pikku Huopalahden osayleiskaava jakautuu neljään suurempaan asemakaava-alueeseen: Kytösuontien, Korppaanmäen, Tilkankadun ja Paciuksenkadun alueisiin. Kaikki asuntotuotanto alueella toteutetaan siten, että kaupunki säätelee sekä rakentamisen laatua että kustannuksia. Kaupunki myös osoittaa tontit valitsemilleen rakennuttajille sekä valitsemiensa pankkien asuntosäästäjille. Kaupungin maanomistus mahdollistaa valtuuston päättämien asunto- ja väestörakennepoliittisten tavoitteiden toteutumisen alueella. Pikku Huopalahteen rakennetaan näiden tavoitteiden mukaisesti kaupungin aravavuokrahuoneistoja, muiden yhteisöjen aravavuokrahuoneistoja, aravaomistushuoneistoja ja vapaarahoitteisia omistushuoneistoja.

4.3 Esirakentamiselle asetetut tavoitteet

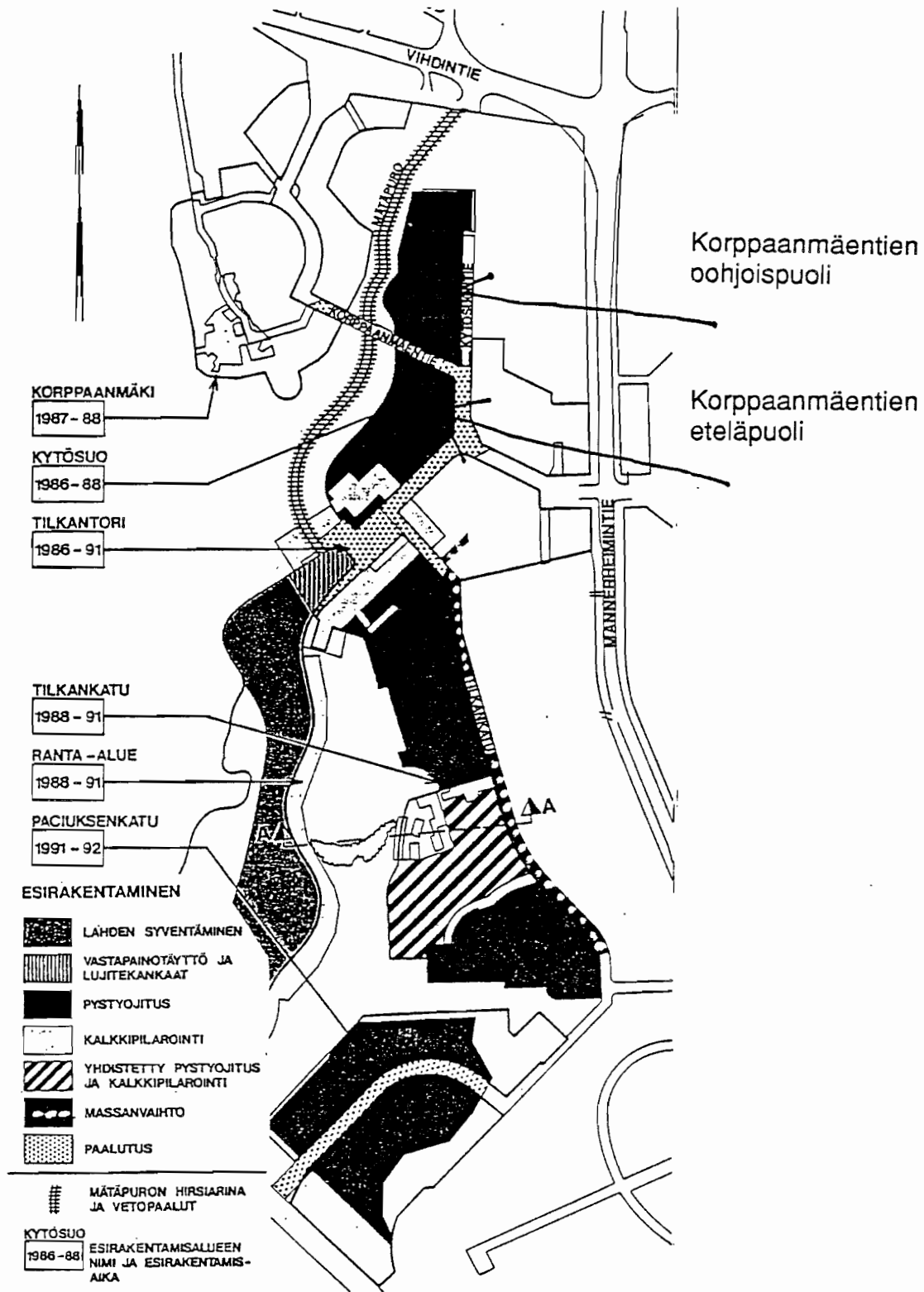
Geotekninen mitoitus keskittyy kahden pääongelman, stabiliteetin ja painumien, laskentaan. Stabiliteettitarkastelujen lähtökohtana on maapohjan riittävä varmuus koko alueella. Korttelialueilla on käytönaikainen varmuus kaikkialla vähintään 1,8 ja puistoalueilla 1,5.

Työnaikainen varmuuskerroin sortumista vastaan on alueellisesti vähintään 1,5. Paikallisesti voidaan sallia työnaikainen varmuus 1,3, kun lähistöllä ei ole vahingoittuvia rakenteita. Työnaikaisilla ratkaisuilla ei saa vaarantaa pysyviksi jäävien perustusrakenteiden toimivuutta. Esimerkiksi lyöntipaalujen läheisyydessä on varmuuskertoimen oltava vähintään 1,8 jo paalujen lyöntihetkestä lähtien.

Tämän tutkimuksen kohteena oleva alue on kokonaan pystyojitettu. Rakennukset alueella perustetaan paaluilla. Alueen tasaisuudesta ja painumista johtuen kaikki tärkeimmät kadut ja vesihuoltolinjat rakennetaan tukipaalujen ja arinarakenteen varaan. Stabiliteetti- ja painumasyistä ei ole ollut taloudellista nostaa pehmeikköalueiden korkeustasoja eikä suurentaa korkeussuhteita. Tonttikadut ja kevyen liikenteen väylät rakennetaan pääosin esirakennetun maapohjan ja täytteen varaan.

Painumatarkastelujen lähtökohtana on katualueiden käytönaikaisen painuman rajoittaminen 0,1-0,3 metriin. Tonteilla vastaava painuma on rajoitettu 0,3 metriin. Puistoissa painumat tulevat yleensä vielä suuremmiksi. Käytönaikaisella painumalla tarkoitetaan rakentamisesta lukien 30-50 vuoden aikana tapahtuvaa painumaa. Se sisältää siis mahdollisen jäljelläolevan konsolidaatiopainuman ja sekundääripainuman.

Maan pinta viettää kuivatuksellisista syistä pohjoisosassa Mätäpuroa kohti ja etelässä Pikku-Huopalahden suuntaan. Tuleva maanpinta kohoaa alueella tasolle +2,0...3,8 m, kun maanpinta ennen esirakentamista on ollut tasolla +0,5...1,5 m. Korkeustasojen nostaminen yhdessä pystyojituksessa tarvittavien ylipenkereiden kanssa aiheuttaa pehmeällä savikolla stabiliteettiongelmia, jotka on otettu huomioon ylipenkereen korkeustasoja suunniteltaessa.



Kuva 28. Esirakentaminen Pikku-Huopalahdessa

4.4 Pikku Huopalahden alue ja sen pohjasuhteet

Maanpinta on ennen esirakentamista ollut lähellä merenpintaa. Kytösuontien alueella savikerroksen paksuus on 0...15 m. Paksuimmillaan savi on alueen eteläosassa, jossa saven alapinta on noin tasolla -16 m. Tulevan Tilkantorin kohdalla on saven alapinta noin tasolla -18 m. Tilkantorin eteläpuolella, Tilkankadun kaava-alueella, saven alapinnan taso on lahden reunamilla noin -20 m. Alueen halki laskee Pikku-Huopalahteen Mätäpuro. Vanha uoma on kulkenut esirakennettavan alueen läpi, eikä sen kohdalla ole ollut täyttöjä. Muuten pehmeikön päällä on monin paikoin vanhoja täyttöjä, joiden paksuus on 2...4 m.

Täyttöjen ja / tai kuivakuorikerroksen alla on muutaman metrin paksuinen lieju - tai liejusavikerros, jonka vesipitoisuus on 100...160 %. Siipikairalla mitattu suljettu leikkauslujuus vaihtelee välillä $s_u = 5...25$ kPa. Liejukerroksen alla olevassa savessa on vesipitoisuus 60...120 %. Suljettu leikkauslujuus on tyypillisesti 8...20 kPa siten, että lujittumista tapahtuu syvemmälle mentäessä.

Saven ja liejun tilavuuspainot vaihtelevat vesipitoisuuden mukaan, ollen liejukerroksissa alimmillaan 12 kN/m^3 . Tyypillinen tilavuuspaino liejulle on $13-13,5 \text{ kN/m}^3$. Savikerroksessa tilavuuspaino on $14-15 \text{ kN/m}^3$ välillä, paitsi aivan pohjalla, jossa se kasvaa arvoon $16-17 \text{ kN/m}^3$. Tilavuuspainojen ja vesipitoisuuksien vaihtelu on yhteydessä näytteenottopisteen kuormitushistoriaan.

Savikerroksen alla on silttikerros, jonka paksuus on 0.5...2.0 metriä. Silttikerroksen alapuolella on hiekkakerros, joka on yleensä hiukan silttiä paksumpi. Hiekka muuttuu syvemmällä moreeniksi. Reunoiltaan pehmeikkö rajoittuu karkearakeisiin maalajeihin ja moreeniin. Lahden vesisyvyys on ollut enimmäkseen alle puoli metriä. Painokairauksissa on havaittu liejukerroksen alapuolella tasolla -2...-3 m noin 20...40 cm paksuinen kovempi maakerros, joka ilmeisesti on silttiä. Kerros ei kuitenkaan näy kaikissa kairauksissa.

4.5 Pohjatutkimukset Pikku-Huopalahdessa

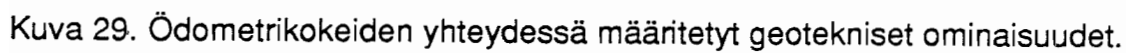
Pohjatutkimukset koostuvat painokairauksista, siipikairauksista, puristin-heijarikairauksista, porakonekairauksista ja häiriintymättömistä näytteistä, joista on

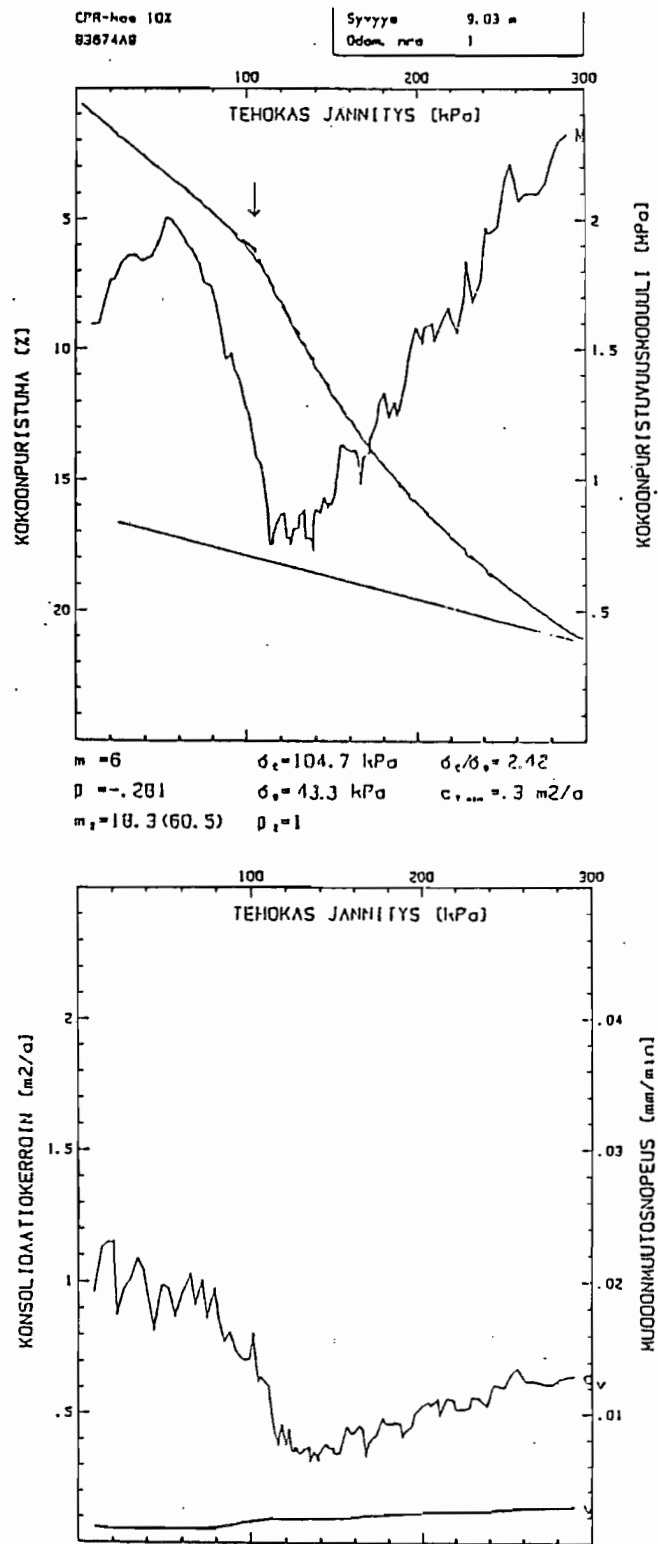
suoritettu ödometrikokeita ja yksi sarja kolmiaksiaalikoiteita. Helsingin kaupungin lisäksi myös TVL on suorittanut painokairauksia alueella. Painokairauksen perusteella on määritetty maakerrosrajat ja vanhan täytön paksuus, jotka on esitetty poikkileikkauksissa mm. Mätäpuron siirto, pohjatutkimus 3370/ 8.5.1986. Esirakentamisen aikana on suoritettu siipikairauksia ja otettu häiriintymättömiä näytteitä. Kevääseen 1989 mennessä suoritettut tutkimukset on tulostettu nimellä Tarkkailumittaukset 3674/ 28.4.1989.

4.51 Laboratoriokokeet

Häiriintymättömiä näytteitä on Pikku-Huopalahden alueelta otettu eri tutkimusten yhteydessä useita. Pohjoisosalta on olemassa seitsemän eri tutkimuspistettä, joista saatuja parametrien arvoja on käytetty painumien laskennassa. Näytteenotot ovat tapahtuneet ST 2 - kairalla, ja kokeet on tehty suunnitteluvaiheessa portaallisilla ödometreillä. Esirakentamisen aikaisia ödometrikokeita on tehty v. 89-91 viidestä eri pisteestä. Kokeet on suoritettu Helsingin kaupungin geoteknisen osaston laboratoriossa huokospaineohjattuina CPR-kokeina. Ennen esirakentamista suoritetuissa ödometrikokeissa ja näiden yhteydessä suoritetuissa luokituskokeissa on ilmennyt, että esikonsolidaatiojännityksen arvot ovat pääsääntöisesti pienempiä, kuin ylläolevien maakerrosten painosta aiheutuva jännitys. Tämä johtuu siitä, ettei savi ole ehtinyt konsolidoitua kokonaisuudessaan vanhoista täytöistä. Lieju-kerros on kokeiden mukaan paikoin ollut ylikonsolidoituneessa tilassa. Toisaalta syvemmällä oleva savi on ollut lähempänä normaalikonsolidoitunutta tilaa kuin keskikerroksen savi. Kuvassa 29 on esitetty ödometrikokeiden yhteydessä määritettyjä geoteknisiä ominaisuuksia. Kuvassa 30 on esirakentamisen aikana suoritettu CPR-koe.

Konsolidaatiokertoimen c_v arvoja on määritetty ennen esirakennusta portaallisilla ödometrikokeilla. Kertoimen arvojen hajonta on suuri, mutta esikonsolidaatiojännitystä suuremmilla rakennusaikana esiintyvillä jännityksillä mitatut arvot ovat yleensä välillä 0,15...0,30 m²/v. Vaakasuurissa kokoonpuristuvuus-kokeissa määritetyt kertoimen arvot ovat samaa suuruusluokkaa kuin pystysuorista näytteistä saadut. Esirakentamisen aikana suoritetuista CPR-kokeista määritetyt konsolidaatiokertoimen minimiarvot ovat suurempia kuin portaallisista kokeista määritetyt arvot.





Kuva 30. Keväällä 1989 suoritettu CPR-koee.

Kokoonpuristuvuusparametreista on määritetty tangenttimodulimenetelmässä käytettävät moduuliluvut m_1 ja m_2 , sekä jännityseksponentit β ja β_2 . Pikku-Huopalahden tapauksessa mielenkiintoa on vain normaalikonsolidoituneen alueen arvoilla. Moduuliluvun m arvot vaihtelevat 4...9,5 välillä. Moduuliluvut vaihtelevat ödometrikokeesta riippuen runsaasti, vrt taulukko 2. Tyypillinen β :n arvo on noin -0,5.

Pikku-Huopalahden saven lujittumista syvästabiloinnissa eri sideaineilla on tutkittu Merja Anundin diplomityössä /1/. Tämän tutkimuksen yhteydessä määritettiin saven ja liejun humuspitoisuudet. Polttomenetelmällä saadut humuspitoisuudet olivat syvyydellä 2-4 m 7,7-7,9 % ja syvyydellä 5-7 m 0,3-2,7 %.

Taulukko 2. Kokoonpuristuvuusparametrit.

Piste	Syvyys	m_1	m_2	σ_c	β
Y=46940	4.43	6,5	67	49	0,109
X=22431	6.53	7,8	48	28	-0,009
	8.53	4,6	60	44	-0,471
	11.56	4,7	40	61	-0,326
	13.53	9,2	65	81	0,512
Y=46957	4,63	7	49	24	-0,011
X=22368	6,03	8,8	69	25	-0,179
	9,03	7,2	123	30	-0,881
	11,03	5,5	58	46	-0,804
Y=46985	2,23	9,47	67	22	-0,35
X=22350	4,23	9,26	94	24	-0,74
	6,23	10,9	115	22	-0,92
	9,23	7,55	148	36	-0,7

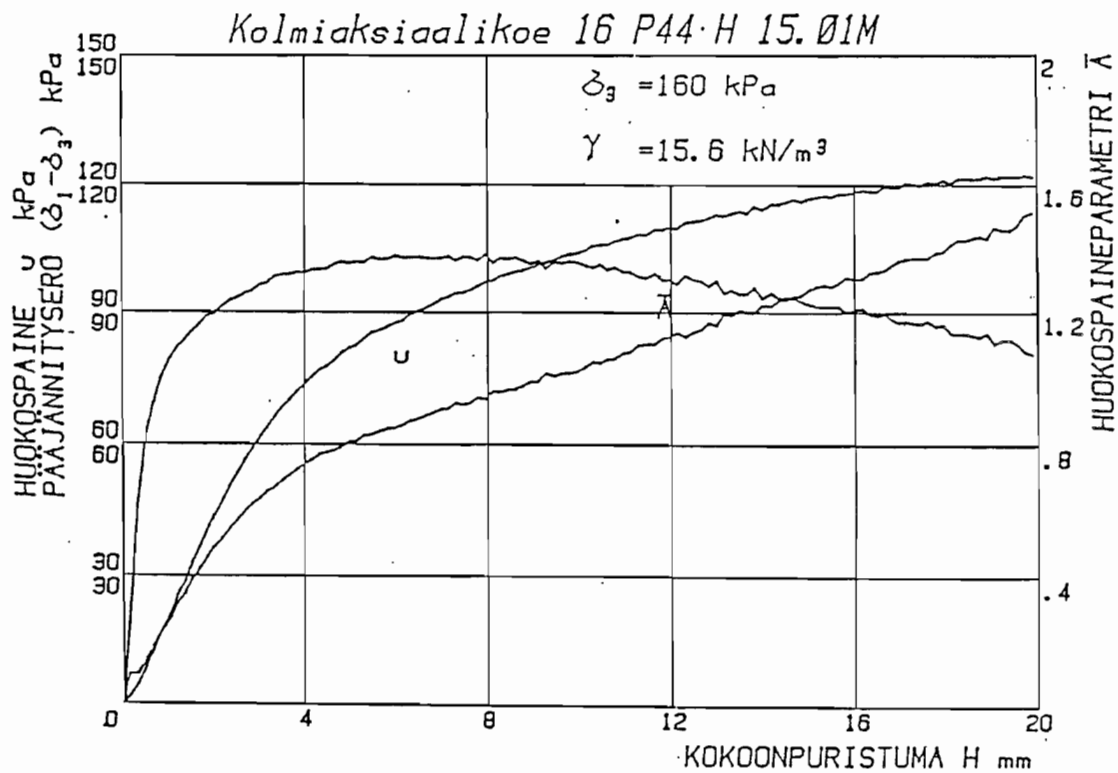
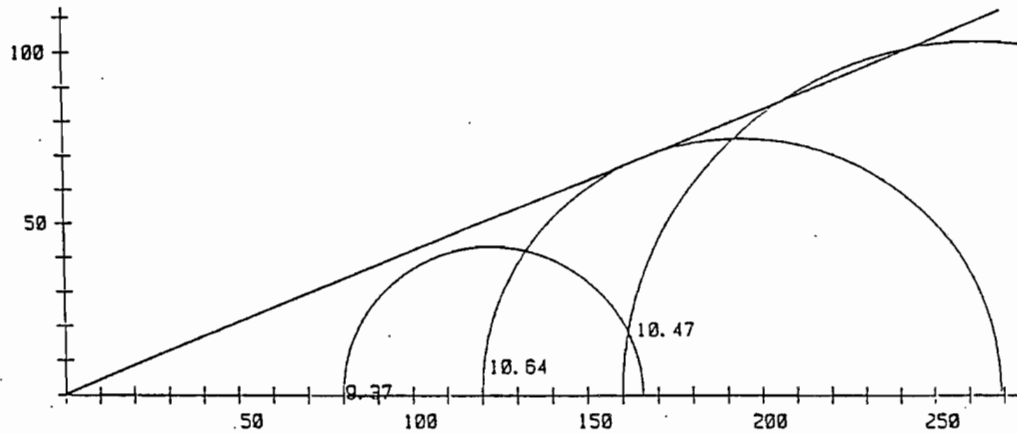
CIDC

KOLMIAKSIAALIKOE : PIKKU-HUOPALAHTI P44

Näytet.	9.37	10.64	10.47
S_p [kPa]	80	120	160
S_k [kPa]	10.8	20.9	20.9
Maalaji	Lj	Lj	Lj
w-al [%]	96.6	80.1	80.3
w-lo [%]	64.1	51.7	49.4

$$c = \text{ kPa}$$

$$\varphi = 22.7^\circ$$



Kuva 31. CIDC-kokeen Mohrin ympyrät ja CIUC-koe Pikku-Huopalahden savesta.

TTKK:n laboratoriossa on suoritettu kolmiaksaalikokeita sekä CIDC että CIUC-kokeina, katso kuva 31. Näytteenottopisteen sijainti on tulevan Tilkantorin edustalla pisteessä $X=46830$, $Y=21950$. Alkupainuman arviointiin tarvittavan muodonmuutosmoduulin arvot eri sellipaineilla on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. CIUC- kokeista laskettuja muodonmuutosmoduulin E_u arvoja.

	syvyys	σ_3	E_u
Sa	4,01	25 kPa	2350 kPa
	4,71	50 kPa	5300 kPa
	4,54	75 kPa	9400 kPa
Lj	8,21	60 kPa	7200 kPa
	7,51	100 kPa	10800 kPa
	8,84	140 kPa	19250 kPa
Sa	15,54	80 kPa	8700 kPa
	14,84	120 kPa	14850 kPa
	15,01	160 kPa	17300 kPa

4.6 Geotekninen mitoitus -ja suunnittelu

Lopullisen geoteknisen mitoituksen alueelle on tehnyt Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy (IPT). Alueen kunnallisteknisestä suunnittelusta vastaa Vesi-Hydro. Kunnallistekniseen suunnitteluun kuuluvat mm. katurakenteet, vesi- ja viemärijohdot sekä kuivatuksesta määräytyvät tavoitteelliset korkeustasot kaduille ja korttelialueille.

Geoteknisen suunnittelun pääongelmat Pikku-Huopalahden pohjoisosassa ovat painumat ja niiden hallinta, sekä suurista kuormituksista seuraavat stabiiliteettiongelmat. Alueelle aikaisemmin ajatut suunnittelemattomat täytöt vaikeuttavat painumien ennustamista. Kuvaavaa alueelle ovat suuret painumat ja suuret painumaerot, jotka johtuvat paitsi saven paksuuseroista, myös kuormitushistorian vaihtelusta.

Painuma-analyysissä suunnittelija on jakanut alueen vanhojen täyttöjen perusteella kuormitusalueisiin. Painumaparametrien osalta on koko alue käsitelty yhtenäisenä kenttänä.

Taulukko 4. Suunnittelijan käyttämät parametrit painumalaskennassa.

Maakerros	m	β	m_2	β_2	σ_c	γ
1	15.0	-0.4	100	0	15.0	14
2	9.5	-0.4	60	0	22.0	9
3	9.5	-0.4	60	0	22.0	4
4	9.3	-0.7	94	0	24.0	5
5	11.0	-0.9	115	0	22.0	5
6	7.0	-0.7	150	0	34.0	6

Suunnitteluvaiheessa lasketut painumat on esitetty aikapainumakäyrinä seuraavassa luvussa yhdessä jälkikäteen laskettujen ja mitattujen painumien kanssa. Painumalaskelmat perustuvat seuraaviin lähtö-kohtiin:

- Suunnittelijoilla on ollut käytössään painumahavaintoja Pikku-Huopalahdesta vv.1980-1984, joissa painumanopeus oli 10-20 mm/v. Näistä painumanopeuksista pääteltiin vanhojen täyttöjen kuormittaneen savea 20 vuotta. Konsolidaatiokertoimen arvoksi arvioitiin $c_v = 0,20 \text{ m}^2/\text{v}$. Terzaghin ja Brinch-Hansenin /15/ mallien mukaan keskimääräinen konsolidaatioaste olisi noin 0,35.
- Painumia laskettaessa on kuormitusta pienennetty arvioidun konsolidaatioasteen verran.
- Kuormituksesta on edelleen vähennetty pohjavedenpinnan alapuolelle painuvan kuorman osuus. Noste on huomioitu vähentämällä kokonaiskuormituksesta kokonaiskuormituksen aiheuttama kokonaispainuma jaettuna kahdella ja kerrottuna kymmenellä, eli $0,5 \cdot (Skok \cdot 10)$.
- esikuormitusjännityksiksi on valittu suurempi arvo seuraavista: ödometriko-keesta saatu σ_c tai ylläolevan savikerroksen kuorma.

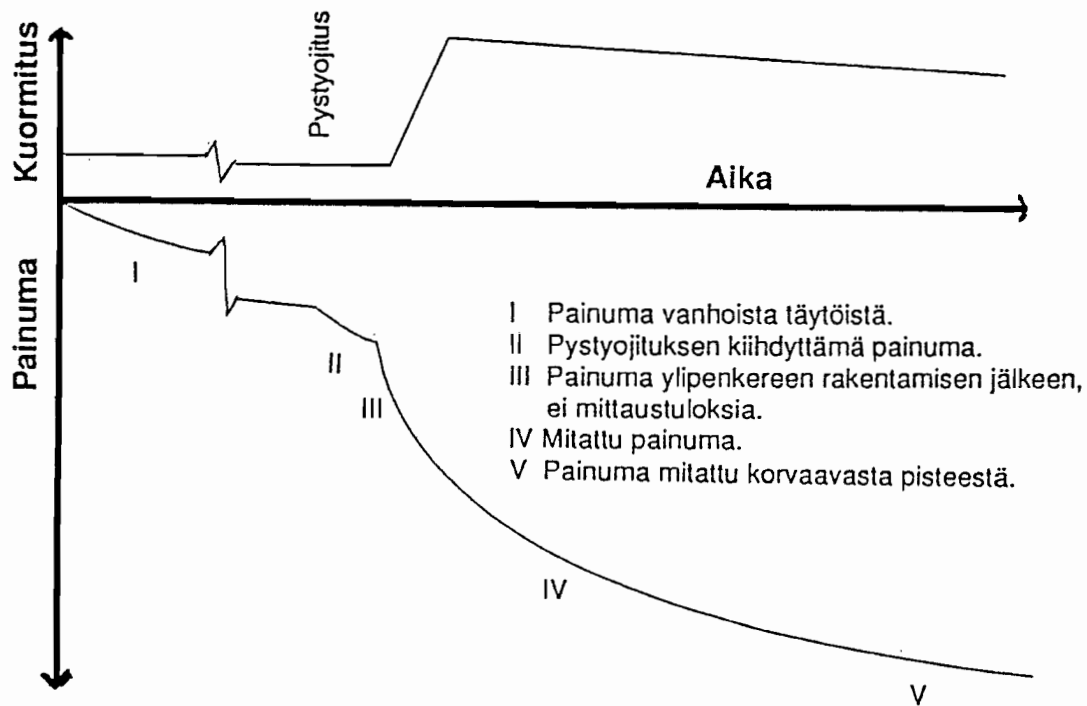
Näin lasketut kokonaispainumat Korppaanmäentien pohjoispuolelle vaihtelevat 650...1800 mm välillä. Mitatut painumat ovat toukokuussa 1991 noin 850...1690 mm. Suuruusluokaltaan ne vastaavat etukäteen laskettuja. Kuitenkin pistekohtaisesti katsottuna painumalevyistä mitatut arvot eivät kaikkialla ole edes suuruusluokaltaan oikeita.

Laskelmiin aiheuttaa virheitä mm seuraavat tekijät:

1. Koko Kytösuon alueen käsitteleminen samoilla painumaparametreilla johtaa automaattisesti 20 % virhemarginaaliin, kuten osoittavat pisteelle 7 lasketut painumat eri ödometrikokeiden parametreilla (luku 5). Suurempi virhemahdollisuus on kuitenkin siinä, että konsolidaatiojännityksen arvot ovat samoja koko alueella. Moduuliluvun m arvot ovat liian suuria, vrt ödometrikokeiden tulokset.
2. Kuormituspuolella on aivan oikein vähennetty kuormituksesta vanhojen täyttöjen aiheuttaman konsolidaation ja nosteen osuus. Ilmakuvista voidaan nähdä, että ensimmäiset täytöt on rakennettu 1950-luvun alussa eli noin 35 vuotta ennen esirakentamista. Sen sijaan ei ole tiedossa, miten täyttöjä on myöhemmin rakennettu lisää. Kun kuormituksesta on vähennetty vanhan painuman osuus ja konsolidaatiojännitykset on määritetty kesken painumaprosessin otetuista näytteistä, tulee vanha painuma huomioitua sekä kuormituksen ja kapasiteetin puolella, mikä osaltaan johtaa painumien aliarviointiin. Nosteen vaikutus on huomioitu virheellisesti. Ensinnäkin veden alle joutuvan kuormituksen osuutta eli painuman suuruutta olisi pitänyt arvioida jo tapahtuneen painuman verran redusoidulla kuormituksella eikä alkuperäisellä kuormituksella. Lasketusta painumasta ja kevennyksestä on jostain syystä otettu huomioon vain puolet. Nämä epätarkkuudet kumoavat osin toisensa.
3. Vaikka painumalaskenta-alue on jaettu 32 alueeseen, joissa kunkin sisällä on sama kuormitus, on täytepaksuuden ja siten myös kuormituksen arvioinnissa tapahtunut virheitä.

Painumalaskelmien ja painumien vertailussa voidaan havaita, ettei mitään systemaattista painumien yli- tai aliarviointia ole tapahtunut. Tarkempi tutkiminen paljastaa painumien aliarvioinnin vanhan Mätäpuron uoman kohdalla, vrt pisteet 6 ja 8, sekä toisaalta jopa yliarviointia muualla (piste 7).

Etukäteen eri pisteille lasketut painumat on esitetty yhdessä mitattujen ja jälkikäteen laskettujen painumien kanssa luvussa 5.2. Suunnittelijan laskemat painumanopeudet ovat luonnollisesti laskettu suunnitelluilla kuormituksilla. Kuormitus on kuitenkin ollut suunniteltua pienempi, mistä johtuu eri nopeudella tapahtuva painuma. Lisäksi kuvan 32 merkintöjä käyttäen on suunnittelijan laskemissa painumissa mukana myös vaiheen II painumat, kun jälkikäteen lasketut painumat kuvaavat painumaa vaiheesta III alkaen.



Kuva 32. Painumaprosessi ja sen eri osat Pikku-Huopalahdessa.

Pystyöjitetuille alueille suunnitellut ja toteutetut pystyöjavälit vaihtelevat Korppaanmäentien pohjoispuolella 1,1...1,3 m välillä. Eteläosilla pystyöjavälit ovat 0,9...1,15 m. Tihein pystyöjaväli pohjoispuolella on tulevan kevyen liikenteen väylän kohdalla. Muutenkin pystyöjitiheys on valittu enemmän tulevan käytön, kuin esirakentamisen aikaisen painuman perusteella. Pystyöjitusalueet näkyvät kuvissa 43 ja 44. Ylipenkereen rakentaminen oli suunniteltu toteutettavaksi päätypengertämällä 0,5 m korotuksin ja tiivistäen. Ensimmäisen vaiheen korkeustasot suunniteltiin tasoille +3,5...+4,0. Tulevan maanpinnan taso on noin +2...+3,5. Alueen keskiosalle oli tarkoitus rakentaa myöhemmin ylipenkereen toinen vaihe, jonka taso olisi metrin edellistä korkeammalla. Stabiliateetilaskelmat alueella on tehty ympyränmuotoisia liukupintoja käyttäen.

4.7 Esirakentaminen

Pikku-Huopalahden uuden asuntoalueen toteuttamisen ohjelmoimiseen ja koordinoimiseen perustettiin Pikku-Huopalahden aluerakentamisprojekti. Projekti on osallistunut alueen osayleiskaavoitukseen ja asemakaavoitukseen, esirakentamisen suunnitteluun ja toteutukseen ja tontinluovutusmenettelyyn. Projektin johdosta on vastannut kaupunginkanslian kehittämistoimisto.

Noin kuukauden välein on järjestetty eri osapuolten kesken Pikku-Huopalahden kunnallistekniikan ja esirakentamisen suunnittelukokouksia. Suunnittelukokouksiin ovat osallistuneet mm. kunnallistekninen suunnittelija (Vesi-Hydro), geotekninen suunnittelija (IPT), kaupunkisuunnitteluviraston asemakaavaosastosta arkkitehti, geoteknisen osaston edustaja, HKR:n katuosaston läntisen aluetoimiston edustajana massojen siirroista vastaava mestari, HKR:n katuosaston edustaja ja kaupunginkanslian kehittämistoimistosta Pikku-Huopalahden aluerakentamisprojektin projektinjohtaja. Työmaa-kokouksia on järjestetty tarvittaessa.

Ensimmäisenä varsinaisena esirakennustoimenpiteenä pohjoisella alueella suoritettiin Mätäpuron siirto nykyiseen sijaintiinsa 1986. Tämän jälkeen, kesällä 1986, tehtiin Korppaanmäentien pohjoispuolelle yleistäyttö tasolle +1,6, paitsi vanhan mätäpuron uoman kohdalle, jolla taso oli +1,2. Pystyöjitus aloitettiin

syksyllä 1986. Käytetty pystyöja oli Mebra-Drain. Ylipenkereen rakentaminen alkoi toukokuun lopussa 1987 ja se saatiin päätökseen lokakuussa 1987.

Esirakentamiseen liittyvät täyttötyöt on tehty HKR:n katuosaston läntisen aluetoimiston toimesta. Massat alueelle on tuotu Munkkisaari-Mäntymäki viemäritunnelityömaalta eli täytöissä on käytetty kaupungin omia massoja. Ylipenger oli tarkoitus rakentaa aluksi tasolle noin +4 m. Ylipenger oli suunniteltu tehtäväksi puolen metrin korotuksin päätypengertämällä. Aikaa lopullisen tason saavuttamiseen kului 3...4 kk.

Pystyöjitusalueiden pengerryksessä on ilmennyt epäselvyyksiä, joiden takia esirakentaminen on kestänyt suunniteltua pitempään. Massoja on siirretty alueelta pois toisiin kohteisiin, eikä ylipenger alkua lukuunottamatta ole ollut etukäteen suunnitelluissa tasoissa. Kun alkuperäisiä korttelialueiden korkeustasoja on vielä esirakentamisen aikana korotettu, on ajauduttu tilanteeseen, jossa esirakentamisajan päättymishetkellä ei käytännössä ole poistettavia ylipenkereitä. Tästä johtuen konsolidaatio on vielä osittain kesken. Työselityksissä oltiin varauduttu kevytsorakevennyksiin, joita on toteutettu kriittisimmissä paikoissa Korppaanmäentien pohjoispuolella. Geoteknisen osaston tarkkailumittausten yhteydessä vaaitsemat maanpinnat tarkkailupisteittäin ilmenevät kuvista 46-48 ja 54-55.

Vaikka esirakentamiseen varattu aika on ylitetty ja kevytsorakevennyksiin on jouduttu turvautumaan, ei esirakentamiselle myönnettyjä määrärahoja ole ylitetty. Odotettavissa olevat painumat riippuvat osittain kevytsorakevennyksen vaikutuksesta. Ennustetut painumat lähimmän 10 vuoden aikana on esitetty kuvassa 42. Korppaanmäentien eteläpuolen onnistumisesta voidaan todeta, että siellä on tällä hetkellä merkittävä ylipenger ja talonrakennustyöt vasta alussa. Mahdollista on, että konsolidaatiopainuma saadaan siellä tapahtumaan esirakennusaikana kokonaisuudessaan, eikä kevennyksiin tarvitse turvautua.

5. PAINUMALASKELMAT

5.1 Alkupainuma

Alkupainumalaskelmat lähtevät oletuksesta, että savessa olevat pääjännitykset ennen ylipenkereen rakentamista ovat olleet yhtäsuuret eli $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_2$. Tällöin oletetaan Poissonin luvun olevan 0,5. Käytännössä tämä ei aivan pidä paikkaansa. Kuormitushetkellä pääjännitys σ_1 kasvaa kuormituslisäyksen verran ja $\sigma_3 = \sigma_2$ pysyy ennallaan. Suljetun tilan muodonmuutosmoduuli on määritetty ennen esirakentamista suoritetuista CIUC- kokeista seuraavasti:

$$E_U = s_U / \varepsilon_{50} \quad (6)$$

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 - \sigma_3 / E_U \quad (6b)$$

Kun taulukossa 3 olevista arvoista interpoloidaan arvot ylipenkereen rakentamishetken jännityksiin, saadaan kerroksittain laskettuna Korppaanmäentien pohjoispuolisille pisteille seuraavia alkupainuman arvoja:

1.	107 mm
5	99 mm
6.	132 mm
7	106 mm
8	130 mm

Tarkkailupisteiden sijainnit selviävät kuvista 43 ja 44. Laskettuja painumia ei voida verrata mittaustuloksiin, koska painumalevyt asennettiin paikalle vasta ylipenkereen rakentamisen jälkeen. Mittauspisteessä 1 tosin oli painumalevy lähes ylipenkereen rakentamisen alkuhetkestä lähtien. Pisteessä 1 painumakäyrästä on vaikea erottaa alkupainuman osuutta konsolidaatiopainumasta.

5.2 Konsolidaatiopainuma

Luvussa 4.62 on esitetty suunnittelijan laskelmien lähtökohdat. Laskelmien tulokset eivät pistekohtaisesti esitettynä näytä kovin onnistuneilta. Suurimpana syynä siihen on pidettävä maapohjan kuormitushistorian vaihtelevuutta, jota ei huomioitu tarpeeksi laskelmissa. Koska yhteisen maastomallin käyttö johtaa virheisiin painumalaskelmissa, on tässä tutkimuksessa esitettävät jälkikäteen lasketut painumat laskettu jokaiselle pisteelle oman maastomallin mukaan, ja ne perustuvat seuraaviin lähtökohtiin/ oletuksiin:

1. Pikku-Huopalahden savi on pääosin alikonsolidoituneessa sekä osin normaalikonsolidoituneessa tilassa. Tämä johtuu vanhojen täyttöjen aiheuttaman painuman jatkumisesta edelleen.

2. Koska painumia on mitattu sekä arvioitu ylipenkereen rakentamisajankohdasta lähtien, vrt kuva 32, on saman ajankohdan konsolidaatiojännitys laskettu tehokkaiden jännitysten perusteella; $\sigma_c = \sigma_o + (q - u)$, missä

σ_o ylläolevien maakerrosten paino (kPa)

q kuormitus ennen ylipenkereen rakentamista

u huokosveden ylipaine ennen ylipenkereen rakentamista

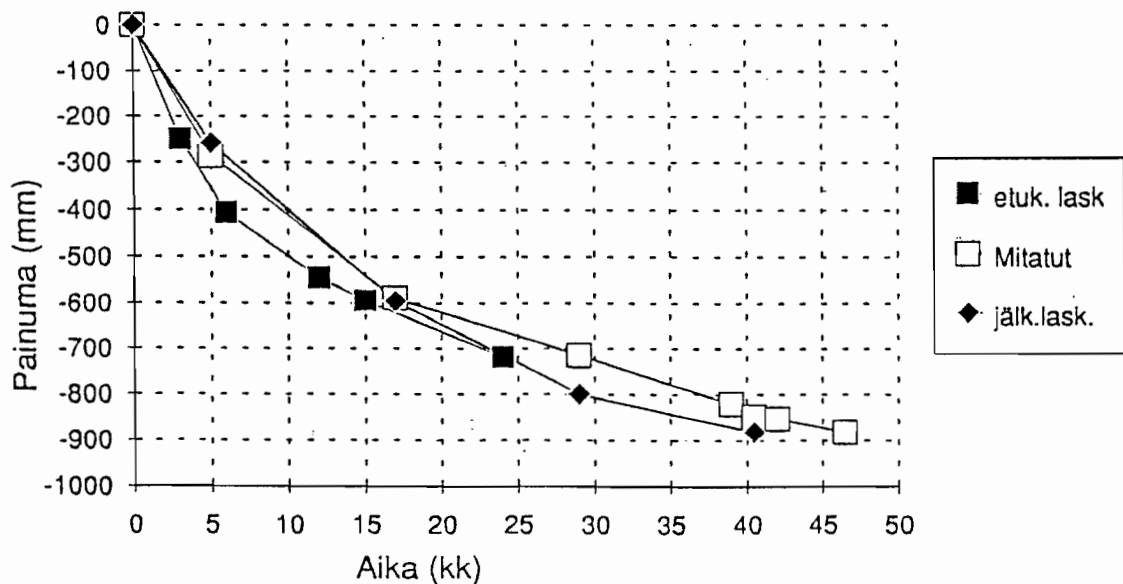
3. Huokosveden ylipaine kuhunkin painumalaskentakerrokseen on arvioitu huokospainetuloksista ja oletuksesta, että kuivatus ennen pystyöjitusta on tapahtunut kahteen suuntaan. Kuormitus on arvioitu maanpinnan vaaitusten ja kairausten perusteella. Täyttömateriaalin tilavuuspainona on laskelmissa käytetty pohjavedenpinnan yläpuolella 20 kN/m^3 ja alapuolella 10 kN/m^3 . Savi on jaettu painumalaskelmissa yhtä moneen kerrokseen, kuin ödometrikokeita oli vertailupisteestä otettu. Painumalaskennassa käytetyt parametrit esikonsolidaatiojännitystä lukuunottamatta on valittu kullekin laskentapisteelle lähimmästä ödometrikoe pisteestä.

Korppaanmäentien pohjoispuolen pisteiden painumalaskelmat yhdessä etukäteen laskettujen ja mitattujen painumien kanssa on esitetty kuvissa 33-37. Painumalaskenta suoritettiin myös ilman huokospainehavaintojen tietoja. Tällöin oletettiin ilmakuvien perusteella täyttöjen vaikuttaneen 35 vuotta. Konsolidaa-

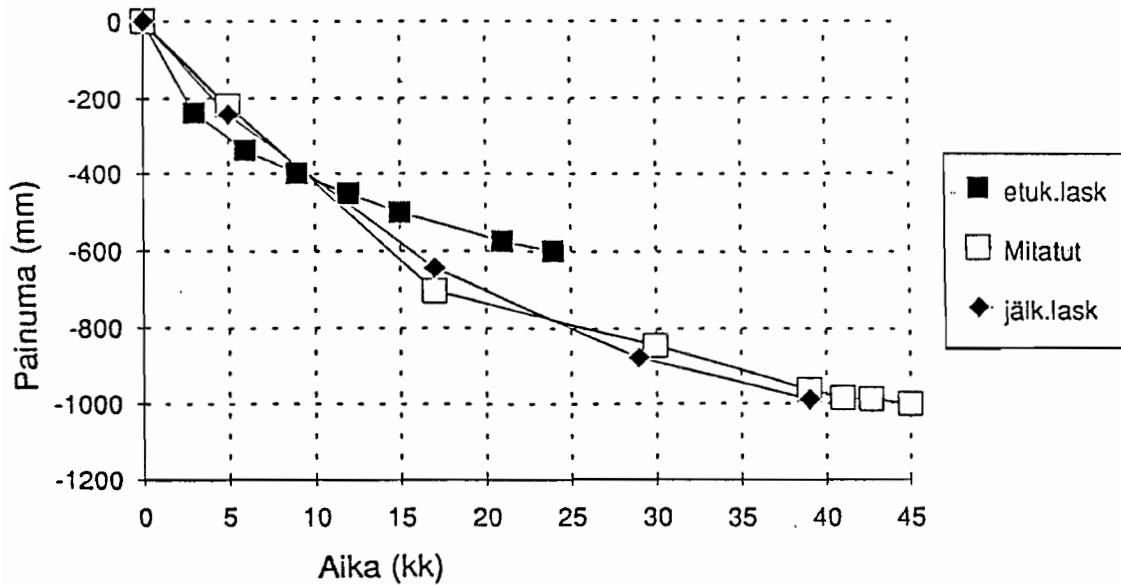
tiokertoimen arvoina kokeiltiin $c_v=0,20\ldots0,25 \text{ m}^2/\text{v}$. Tuloksissa oli kuitenkin liian suurta hajontaa suhteessa mitattuihin painumiin. Tähän on syynä kuormitushistorian vaihtelevuus alueella. Määrittelemällä konsolidaatiojännitys huokospaineiden perusteella on välttytty pohdiskeluilta vanhan täytön vaikutusajasta ja vallinneesta konsolidaatiokertoimesta.

Huokospaineen mittauksiin liittyy epävarmuustekijöitä, joita on käsitelty tämän tutkimuksen yhteydessä toisaalla. Kuitenkin painumalaskennoissa hyväksikäytetyt ensimmäiset huokospainehavainnot ovat vielä suhteellisen yksiselitteisiä, ja niitä käyttäen on päästy kohtuullisiin kokonaispainuma-arvioihin.

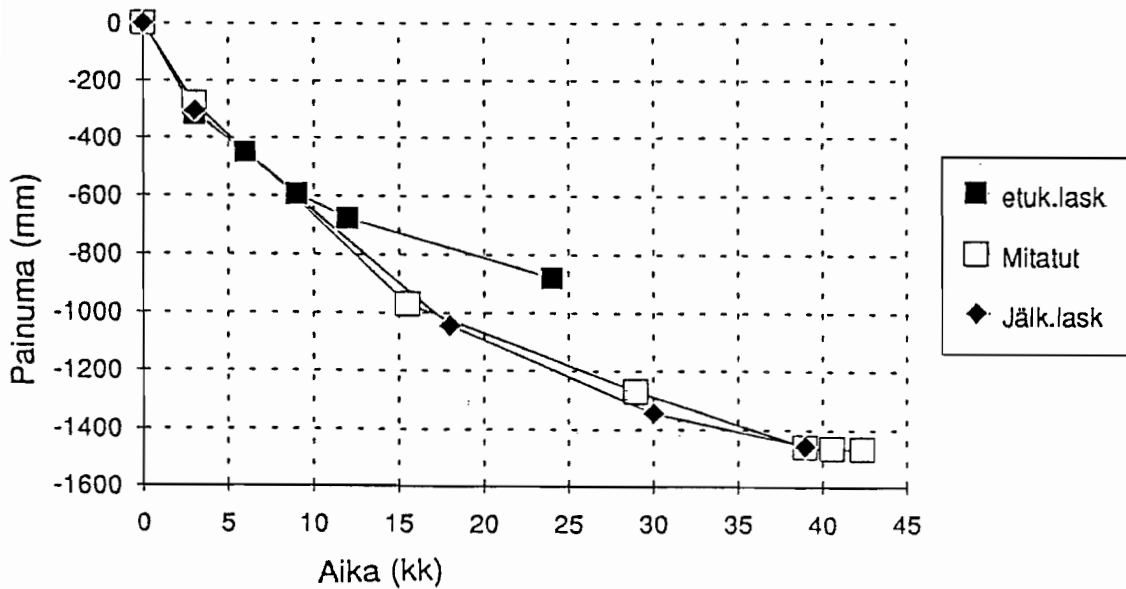
Korppaanmäentien eteläpuolisille painumalevyille ei ole olemassa huokospaineen referenssipisteitä, joten konsolidaatiojännitykset on siellä jouduttu arvioimaan kuormituksen, kuormitusajan ja Korppaanmäentien pohjoispuolen kokemusten perusteella. Heikommat lähtökohdat näkyvät myös painumalaskennan onnistumisessa. Mitatut ja lasketut painumat on esitetty kuvissa 38-41.



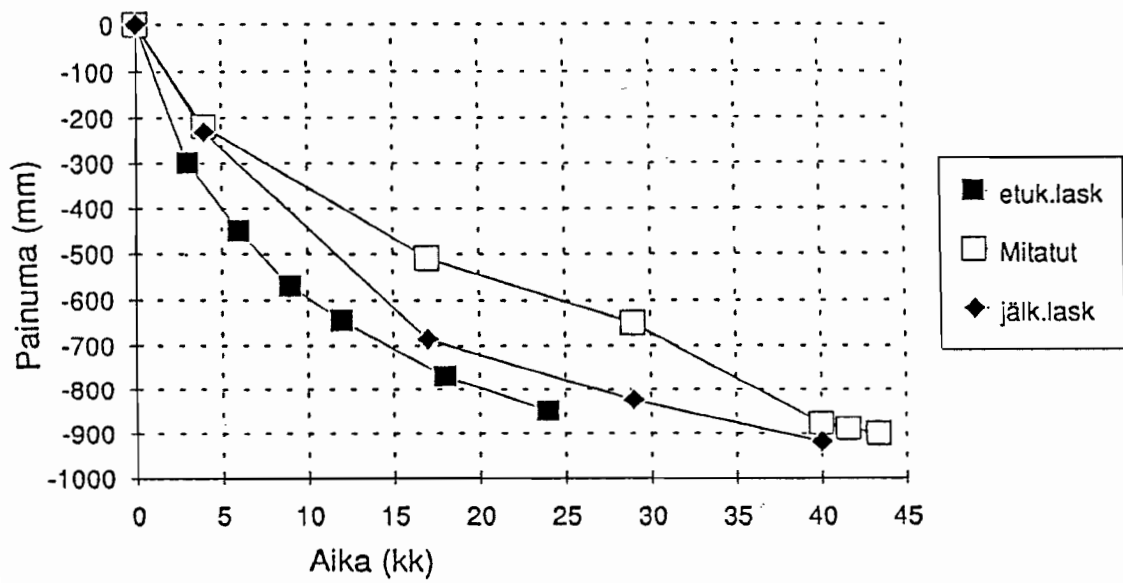
Kuva 33. Piste 1/3674 lasketut ja mitatut painumat.



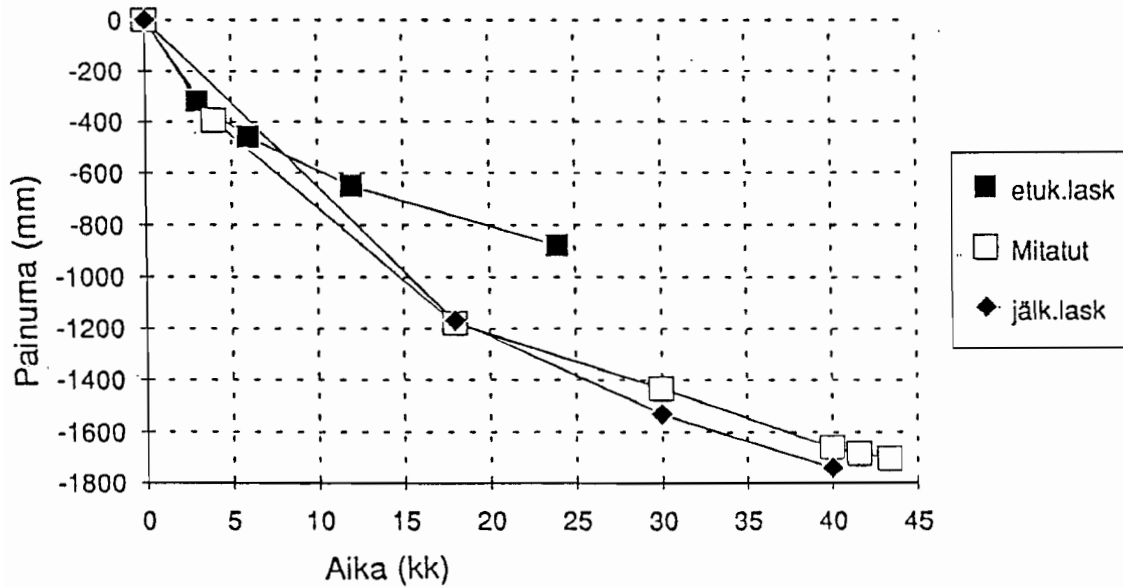
Kuva 34. Piste 5/3674 lasketut ja mitatut painumat.



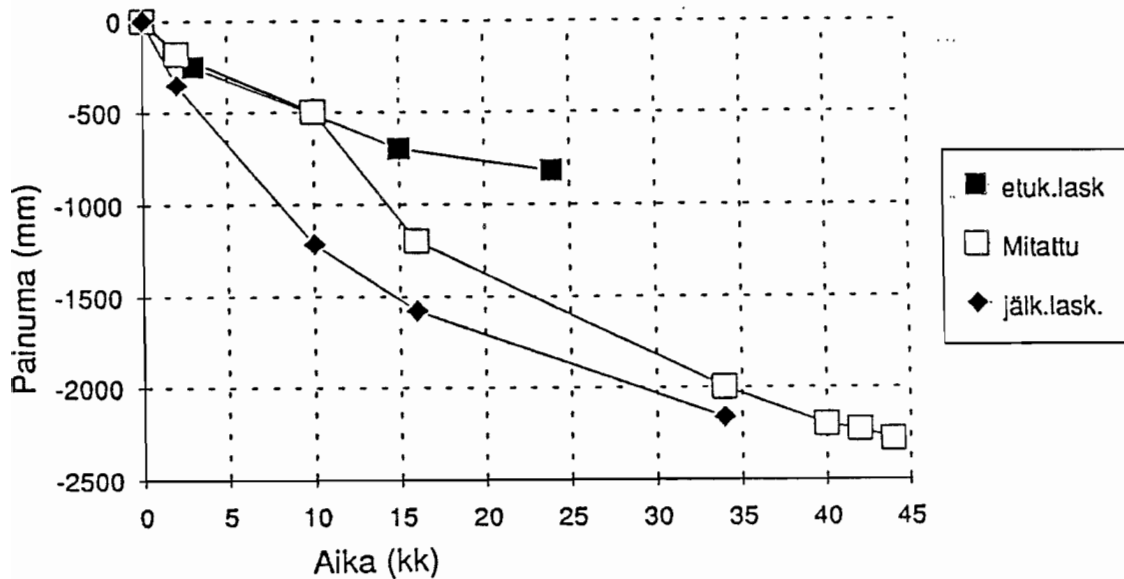
Kuva 35. Piste 6/3674 lasketut ja mitatut painumat.



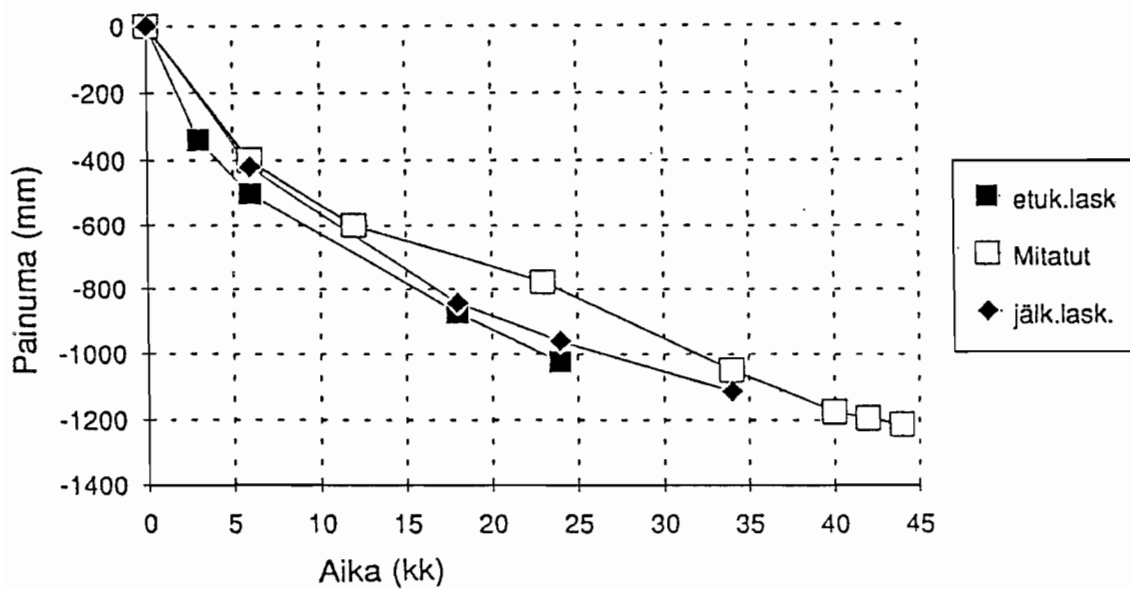
Kuva 36. Piste 7/3674 lasketut ja mitatut painumat.



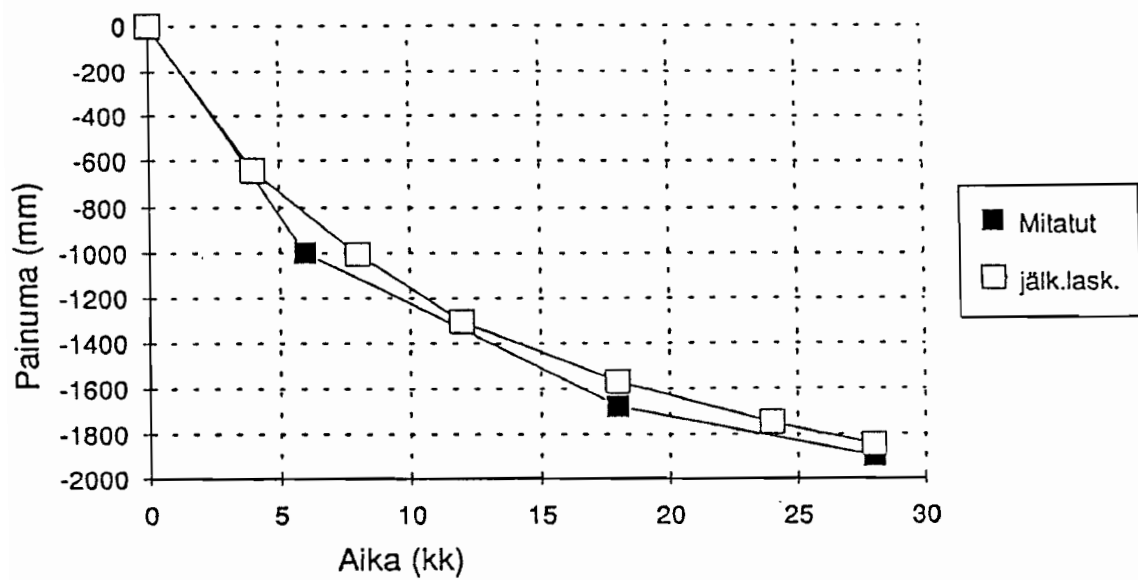
Kuva 37. Piste 8/3674 lasketut ja mitatut painumat.



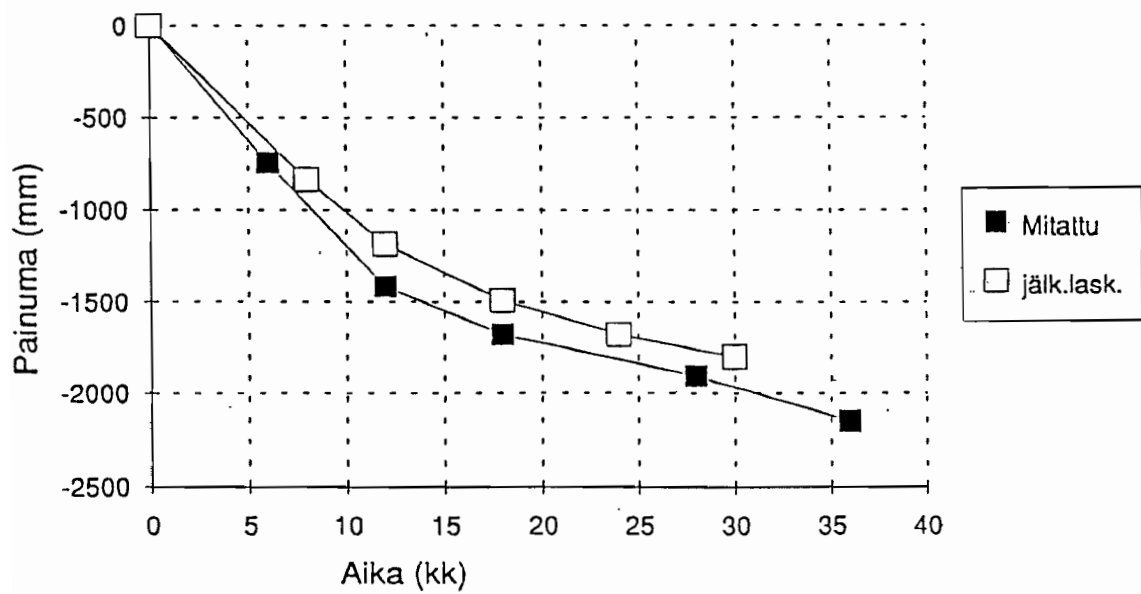
Kuva 38. Piste 13/3674 lasketut ja mitatut painumat.



Kuva 39. Piste 14/3674 lasketut ja mitatut painumat.



Kuva 40. Piste 2/3835 laskettu ja mitattu painuma.



Kuva 41. Piste 3/3835 laskettu ja mitattu painuma.

Taulukoissa 5 ja 6 on mitattujen ja laskettujen painumien vertailu. Korppaanmäentien pohjoispuolen pisteissä on pistettä 1 lukuunottamatta painumakäyrän alku ja loppu jouduttu arvioimaan. Painuma toukokuun 1990 jälkeen on arvioitu korvaavien painumalevyjen havainnoista. Laskettu kokonaispainuma on kunkin pisteen keskiarvokuormituksesta laskettu painuma. Keskiarvokuormitus on hyvin lähellä tulevaa kuormitusta. Korppaanmäentien eteläpuolella olevien pisteiden loppupainumat on laskettu arvioidulla lopullisella kuormituksella. Korppaanmäentien eteläpuolella on tällä hetkellä ylipenger, josta voidaan vähentää kuormitusta.

Taulukko 5. Lasketut kokonaispainumat ja mitatut(+arvioidut) painumat toukokuussa 1991.Korppaanmäentien pohjoispuoli.

	<u>S lask.</u>	<u>Mitatut</u>
1.	1028 mm	855 mm
5.	1186 mm	988 mm
6.	1650 mm	1467 mm
7.	1057 mm	892 mm
8.	2056 mm	1687 mm

Taulukko 6. Lasketut kokonaispainumat ja mitatut painumat elokuussa 1991, paitsi piste 2 marraskuussa 1990. Korppaanmäentien eteläpuoli.

<u>Piste</u>	<u>S lask</u>	<u>Mitatut</u>
13	2600 mm	2330 mm
14	1384 mm	1210 mm
2	2200 mm	1900 mm
3	2181 mm	2146 mm

Valittujen painumaparametrien vaikutusta loppupainumiin on verrattu pisteessä 7. Neljän lähimmän ödometrikokeen arvoista saaduilla parametreilla lasketut loppupainumat on esitetty taulukossa 7. Pelkästään näytteenottopisteen valinta saattaa aiheuttaa huomattavan suuria virheitä, tässä tapauksessa 22...28 %, painuman arvioinnissa. Tämä johtuu suurelta osin kuormitushistorioiden erilaisuudesta.

Taulukko 7. Ödometrikokeen valinnan vaikutus pisteen 7 painumatuloksiin.

Piste	X, Y	Näyte X, Y	Kok.painuma
7	46933 22390	46985	
		22350	953 mm
		x	
		y	1057 mm
		46940	
		22431	1100 mm
		46957	
		22368	1219 mm

Mitattujen painumien suhdetta lopulliseen laskettuun painumaan, eli konsolidaatioastetta ja sen kehittymistä, on käsitelty luvussa tarkkailumittaukset.

5.3 Sekundääripainuma

Alueelta ei ole tehty pitkäaikaisia ödometrikokeita. Ruotsalaisilla savilla suoritettujen kokeiden /18/ perusteella Pikku-Huopalahden saven sekundäärisen konsolidaation kerroin olisi noin 2... 2,5 %, vrt luku 2.23. Kertoimen arvo on riippuvainen maan vesipitoisuudesta, sekä eloperäisen aineksen määrästä. Pikku-Huopalahden liejuisessa savessa kerroin saattaa olla lähellä 2,5, mutta sen alapuolisessa savessa kertoimen arvo on todennäköisesti alle 2. Sekundäärisen painuman kertoimen keskiarvo lienee noin 2. Vertailuajan t_{pr} määrittäminen ei ole aivan yksiselitteinen tehtävä. Riittävää ylipengertä käytettäessä voitaisiin sen

olettaa olevan penkereen kevennysvetki. Korppaanmäentien pohjoispuolella ei varsinaista poistettavaa ylipengertä ole ollut, joten vertailuaika on jouduttu arvioimaan neljäksi vuodeksi. Taulukkoon 8 on laskettu sekundääripainuman suuruutta erilaisilla lähtöoletuksilla.

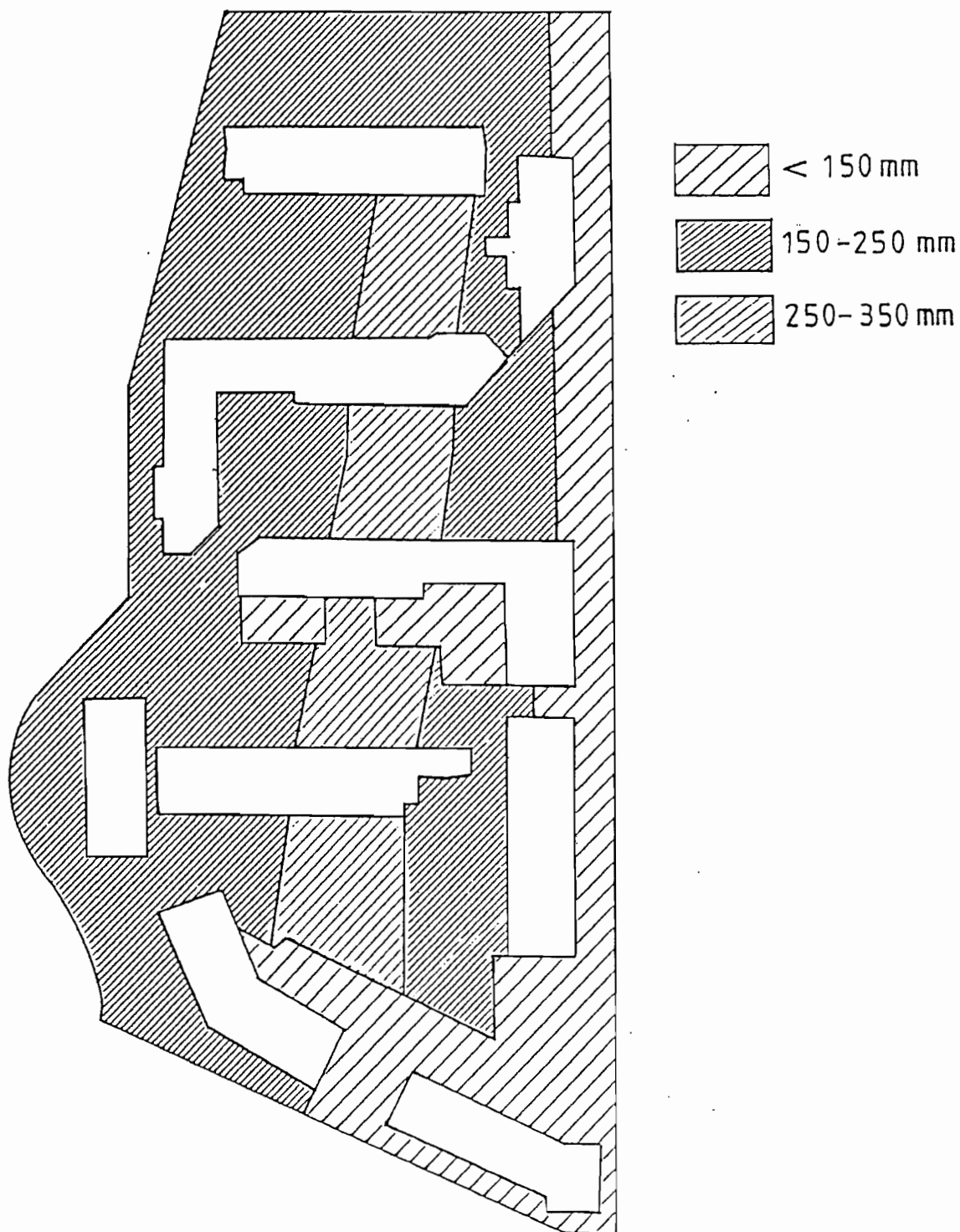
Taulukko 8. Sekundääripainuman suuruus 10 ja 50 vuoden kuluttua kahdella eri t_{pr} arvolla, kun sekundäärisen konsolidaation kerroin on 2,0 % (2,5 %).

Saven paksuus	t_{pr}	$S_{10}(\text{mm})$	$S_{50}(\text{mm})$
6 m	4	64 (80)	132 (164)
	10	35 (43)	91 (113)
10 m	4	106 (132)	218 (273)
	10	58 (72)	151 (189)
15 m	4	158 (198)	329 (411)
	10	88 (110)	236 (295)

Korppaanmäentien pohjoispuolella savikon paksuus kokoonpuristumien jälkeen on noin 5...10 m. Alueen itäreunassa Kytösuontien vieressä savikko on ohuimmillaan. Kuten taulukostakin huomataan sekundäärisen painuman suuruus on lineaarisesti riippuvainen savikon paksuudesta. Sekundäärisen painuman suuruus Pikku-Huopalahden olosuhteissa ei kuitenkaan ole pisteittäin yhteydessä tapahtuneeseen konsolidaatiopainuman suuruuteen. Saven paksuuseroista johtuen sekundäärisen painuman suuruus tulee alueella vaihtelevaan.

5.4 Esirakentamisen jälkeiset painumat

Korppaanmäentien pohjoispuolella on kerrostalot jo rakennettu ja korttelialueiden viimeistelytyöt ovat käynnissä. Viimeiset mitatut painumat ovat toukokuulta 1991. Painumanopeudet vaihtelivat 12...144 mm/v välillä. Suuremmat painumanopeudet ovat alueen eteläosissa osittain siksi, että mittauspisteet 8a ja 8c sijaitsevat lähellä vanhaa Mätäpuron uomaa, jossa kokonaispainumat ovat suurimpia. Lisäksi maanpinta on eteläosissa korkeammalla. Mittaustulosten perusteella kriittisissä paikoissa on elokuussa 1991 suoritettu kevytsorakevennys.



Kuva 42. Arvioidut painumat seuraavan kymmenen vuoden aikana Korppaanmäentien pohjoispuolella.

Konsolidaatiopainumasta on osa vielä tapahtumatta. Viimeisissä painumahavainnoissa on suurta hajontaa painumanopeuden osalta. Näyttää siltä, että reuna-alueilla, varsinkin Kytösuontien vieressä on konsolidaatiopainuminen lähestulkoon loppunut. Huolimatta kevytsorakevennyksistä jää alueen keskelle vanhan Mätäpuron uoman suuntainen vyöhyke, jossa painumat tulevat olemaan suuremmat kuin muualla. Arvioidut painumat lähimmän 10 vuoden aikana Korppaanmäentien pohjoispuolella on esitetty kuvassa 42. Mukana on sekä konsolidaatiopainuma että sekundäärinen painuma. Lähimmän 50 vuoden aikana tapahtuva painuma on noin 100 mm suurempi, paitsi Kytösuontien vieressä noin 60 mm suurempi kuin 10 vuoden kuluessa tapahtuva painuma. Jäljellä oleva konsolidaatiopainuma on arvioitu laskettujen ja mitattujen painumien erotuksena. Sekundäärinen painuma on arvioitu sekundäärisen painuman keskimääräisellä kertoimella 0,02.

6. TARKKAILUMITTAUKSET

Pikku-Huopalahden esirakentamisen onnistumista on seurattu mittaamalla painumia, huokospaineita, pohjavedenpinnan vaihtelua ja sivusiirtymiä. Alueella on tehty esirakentamisen aikana myös siipikairauksia ja otettu häiriintymättömiä näytteitä ödometrikokeita varten.

6.1 Huokospainemittaukset

Pikku-Huopalahden huokospainemittauksissa on käytetty sähkömagneettisia huokoskärkiä, joista mitataan huokoskärjessä olevan kalvon taipumaa, joka on suoraan verrannollinen siihen vaikuttavaan paineeseen. Taipumaa mitataan sähkömagneettisella menetelmällä (vibrating wire), jossa kalvoon on kiinnitetty teräslanka, jonka jännitys muuttuu kalvon taipuman mukana. Jännityksen muutos langassa aiheuttaa muutoksen langan resonoivaan värähtelytaajuuteen. Mittaus suoritetaan luomalla sähkömagneettinen kenttä langan ympärille, jolloin se alkaa värähdellä uudella resonanssitaajuudella. Värähtelyn taajuus mitataan ja huokospaineen arvo saadaan vertaamalla lukemaa kärjen kalibrointikäyrään /30/. Pikku-Huopalahdessa käytetyillä kärjillä yhden hertsin ero merkitsee vajaan 2 kPa eroa tuloksessa. Eestiläisen insinööritoimiston Pikku-Huopalahteen asettamissa kärjissä yhden hertsin ero merkitsee 2,5...3 kPa.

Sähköisiä huokospainemittareita käytettäessä on hyvä tietää, huomioiko mittari ilmanpaineen muutokset. Ilmanpaineen muutoksista aiheutuva vedenpaineen muutos voi maksimissaan olla noin 5 kPa. Toiset mittarit mittaavat absoluuttista painetta, joka pitää korjata mittaushetken ilmanpaineen mukaan. Pikku-Huopalahdessa käytössä ollut Geonorin valmistama mittari sen sijaan suorittaa korjauksen huokoskärjessä, jolloin mitattu paine on suhteutettu maanpinnalla vallitsevaan ilmanpaineeseen /30/.

Huokospaineet ilmoitetaan usein huokosveden ylipaineena. Ylipaine saadaan huokospaineen ja vertailupaineen eli hydrostaattisen vedenpaineen erotuksena. Pohjavedentaso mitataan huokospainekärkien lähellä olevasta pohjavesiputkesta. Pohjavesiputken kärki asennetaan saven alapuolella olevaan vettäläpäisevään maakerrokseen. Mitatun pohjavedentason alapuolella oletetaan normaalitilassa vaikuttavan hydrostaattinen vedenpaine. Pikku-Huopalahdessa

käytetyt pohjavesiputket ovat olleet ns. lyhytaikaisia havaintoputkia. Näiden havaintoputkien ongelmana on Pikku-Huopalahdessa ollut niiden helppo tukkeutuvuus.

6.11 Huokospainemittausten järjestäminen

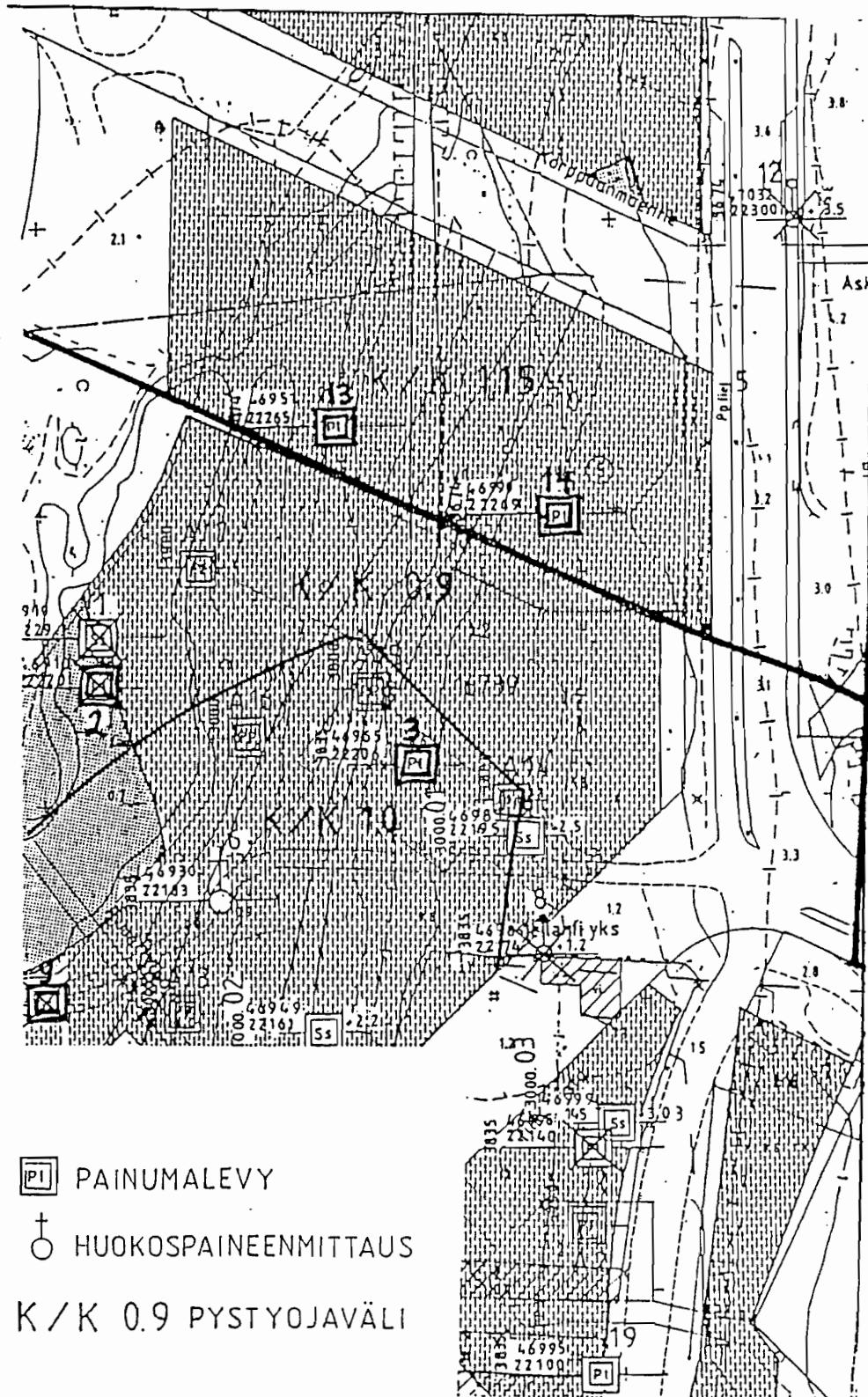
Kytösuontien alueen pystyjakentille asennettiin maaliskuussa 1987 kuusi huokospaineen tarkkailupistettä. Kussakin tarkkailupisteessä on kaksi tai kolme huokoskärkeä eri syvyyksillä savikerroksessa. Mittauspaikat on sijoitettu painumalevyjen välittömään läheisyyteen, pystyjojen muodostaman kolmioverkon keskelle. Mittauspaikkojen sijainnit näkyvät kuvassa 43. Kärkien asennusvaiheessa alueelle oli tehty yleistäyttö ja pystyjoitustyöt. Ylipenkereen rakentaminen näkyy huokospainehavainnoissa paineen kasvuna. Huokospainehavainnot ennen ylipenkereen rakentamista on käytetty hyväksi jälkikäteen suoritetuissa painumalaskelmissa. Viimeiset huokospainehavainnot pistettä 2 lukuunottamatta ovat huhtikuulta 1990, koska kesällä 1990 alkaneiden talonrakennustöiden vuoksi huokoskärjet nostettiin pois.

6.12 Huokospainetulokset

Huokospainetuloksiin liittyy mielenkiintoisia ja tärkeitä kysymyksiä, kuten huokoskärkien reagointi kuormitusmuutoksiin sekä huokoskärkien todellisen korkeusaseman epävarmuus, joita käsitellään tässä ennen varsinaisia johtopäätöksiä huokospaineen kehittymisestä.

6.121 Huokoskärkien reagointi kuormitusmuutoksiin sekä huokospaineiden kehittyminen

Ylipenkereen rakentaminen tapahtui useassa portaassa ja 3...4 kuukauden aikana, vrt. luku 4.7. Ylipenkereestä tullut kuormituslisäys vaihteli riippuen mittarin sijainnista 40...52 kPa. Kuormituslisäys on laskettu sen mukaan, että yleistäyttö ennen ylipenkereen rakentamista oli tasolla +1,6 paitsi vanhan Mätäpuron kohdalla +1,2. Kuormituslisäyksen aiheuttama huokospaineen kasvu on kestänyt 3...4 kk. Tämä vastaa myös ylipenkereen rakentamiseen kulunutta aikaa. Huokospaineen kasvu eri huokoskärjissä on esitetty taulukossa 9.



Kuva 44. Tarkkailumittauspisteet Korppaanmäentien eteläpuolella.

Taulukko 9. Pikku-Huopalahti, Kytösuontien alue. Huokospaineen kasvu huokoskärjissä ja vastaava kuormituslisäys (arvio).

Piste	Huokoskärjen syvyys	Huokospaineen kasvu	arvioitu kuormituslisäys
1	-1,50	30 kPa	46 kPa
	-4,00	45 kPa	
	-10,00	55 kPa	
2	-2,00	17 kPa	42 kPa
	-6,50	42 kPa	
5	-2,00	20 kPa	40 kPa
	-5,00	19 kPa	
	-10,00	28 kPa	
6	-2,50	28 kPa	46 kPa
	-6,00	53 kPa	
7	-2,00	21 kPa	44 kPa
	-5,00	27 kPa	
	-9,00	30 kPa	
9	-3,50	56 kPa	52 kPa
	-7,00	64 kPa	

Taulukosta nähdään mitattujen huokospainelisäysten kasvavan syvyyden suhteen. Homogeenisessa maassa, samoilla kuivatuksen reunaehdoilla ei pitäisi paine-eroja syntyä. Koska maksimihuokospaineen syntyyn kulunut aika on ollut 3...4 kk, on mahdollista, että kuivatusolosuhteet pintakerroksessa ovat erilaiset kuin syvemmällä. Kairauksissa on todettu liejukerroksen alapuolella sijaitsevan kovemman maakerroksen, todennäköisesti siltin. Kerroksen paksuus on 20...40 cm, eikä sitä ole havaittu kaikissa kairauksissa. Kaikkien liejukerrokseen tarkoitettujen huokospainekärkien osuminen juuri tähän kerrokseen tuskin on mahdollista. Sen sijaan on mahdollista, että kyseinen kerros toimisi vaakasuorana kuivatusreitteinä. Taulukossa 10 on esitettyä 2-suuntaisen kuivatuksen vaikutus konsolidaatioasteeseen. Resultoiva konsolidaatioaste on laskettu kaavan 31 mukaan.

Liejuun asetetuista kärjistä laskettujen maksimihuokospaineiden mukaan kuormituslisäyksestä olisi välittömästi ylipenkereen valmistumisen jälkeen

konsolidoitunut jo noin 50 %. Kun huomioidaan vielä, että rakentamisaika oli 3...4 kk ja kuormitus nostettiin vaiheittain, tuntuvat mitatut huokospaineet hämmästyttävän pieniltä. Huokoskärkien on täytynyt olla lähestulkoon kiinni silttikerroksessa, jotta näin nopea konsolidaatio olisi mahdollista. Toisaalta, jos kuivatusolosuhteet olisivat näin hyvät, pitäisi lopunkin huokosylipaineen poistua pian. Kuvista 46,47 ja 48 nähdään, ettei näin ole välttämättä käynyt.

Toinen mahdollinen syy alhaisiin maksimihuokospaineisiin saattaa löytyä liejuisesta savesta, jonka humuspitoisuus on noin 8%. Lähteen /30/ mukaan yksi suurimpia ongelmia huokoskärkien käytössä on suodatinosan tukkeutuminen osittain tai täysin pienistä maahiukkasista. Saman lähteen mukaan suurin osa tukkeutumisesta tapahtuu kärkeä maahan asennettaessa, mutta sitä voi tapahtua myös käytön aikana veden virtauksen tuodessa pieniä maahiukkasia suodatinosaan tai sen ympärille. Tukkeutuminen hidastaa reagointia kuormituslisäyksiin ja saattaa tehdä mittarin käyttökelvottomaksi.

Taulukko 10. Mittarin etäisyys vaakatasoisesta kuivatuksesta ja sen vaikutus konsolidaatioasteeseen. Esimerkissä aikana on käytetty 3 kk ja pystyjojavälinä k/k 1,15 m.

Mittarin etäisyys kuivatustasosta		U_v	U_h	U
1	m	0,02	0,16	0,18
0,5	m	0,24	0,16	0,36
0,25	m,	0,9	0,16	0,91

Huokospaineet ovat laskeneet konsolidaation kehittymisen myötä eikä suuria eroja konsolidaatioasteessa määrittettynä huokospaineista ja painumahavainnoista huhtikuussa 1990 ole. Kuitenkin kahdessa huokoskärjessä on säilynyt viimeiseen havaintoon saakka poikkeuksellisen korkea huokosveden ylipaine. Kuvissa 51 ja 52 erottuvat hyvin kahden huokoskärjen korkeat huokospainelukemat. Kyseisiä huokoskärkiä yhdistää niiden sijainti syvällä savessa. Molemmat kärjet reagoivat kuormitusmuutoksiin ja muutokset ovat samansuuntaisia pisteen muiden kärkien kanssa. Pisteessä yksi olevan kärjen

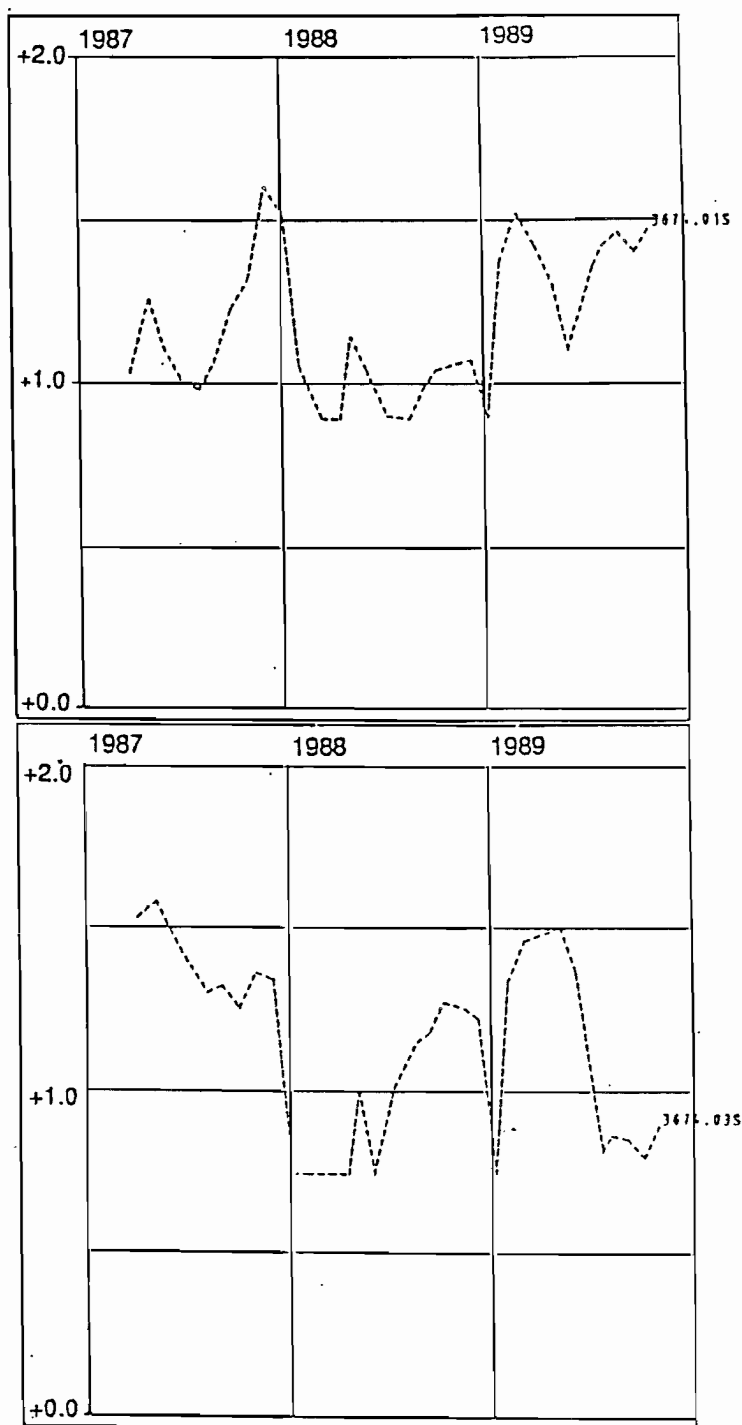
viimeisen havainnon voi hylätä selkeästi virheellisenä. Pisteessä 9 ei ole havaittavissa selkeää virhekäyttäytymistä.

Myös tulevan Tilkantorin kohdalla pisteessä 22/3835 on havaittu poikkeuksellisen korkea huokospaine. Kuvassa 49 on kyseisen pisteen huokospainehavainnot. Tasolla -9 olevan mittarin käyttäytymistä on vaikea selittää huokospaineessa tapahtuvilla muutoksilla. Kärjen käyttäytyminen on epänormaalia, kunnes kuormitusta kevennetään vajaat 50 kPa, johon mittari reagoi 100 kPa muutoksella. Tässä vaiheessa mittari näyttää samaa ylipainetta kuin muutkin kyseisen pisteen kärjet, ja jatkossa mitatut tulokset vaikuttavat järkeviltä. Pisteen viimeisissä havainnoissa oleva korkea huokospaine johtuu Tilkantorin paalutustyöstä.

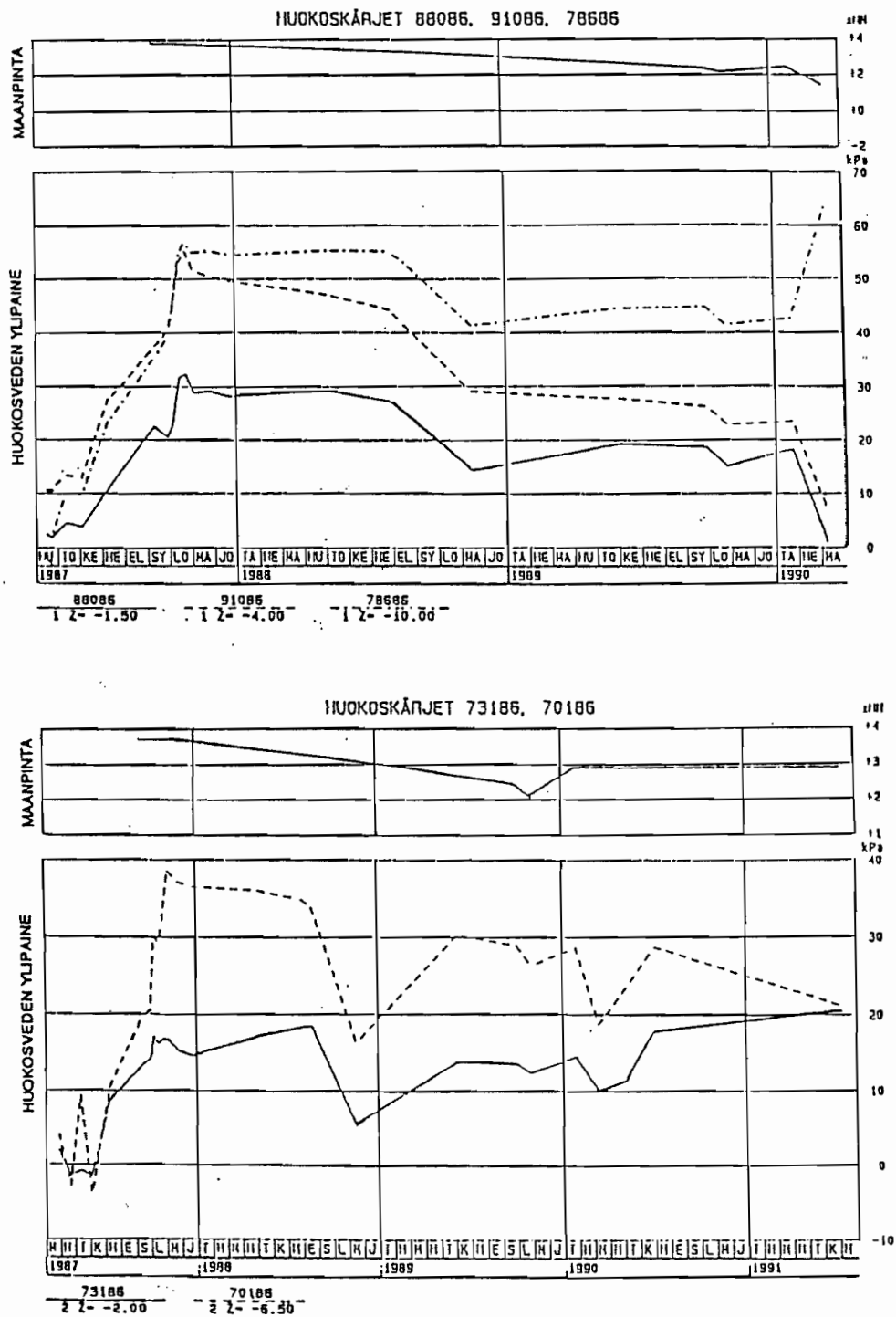
Pikku-Huopalahdessa on suoritettu huokospainemittauksia myös eestiläisen insinööritoimiston huokospainemittareilla. Eestiläisten mittarien mittaus perustuu myös värähtelytaajuuden mittaamiseen. Eestiläisten mittarissa taajuuden kasvu merkitsee huokospaineen kasvua. Geonorin valmistamassa mittarissa taas taajuuden kasvu merkitsee huokospaineen laskua. Tilkantorin paalutustyömaalla molemmat mittarityypit reagoivat paalutukseen siten, että syvemmällä paineenlisäys on suurempi kuin ylhäällä. Eestiläisten mittarien ilmoittamat huokospaineet ovat kuitenkin korkeampia. Mielenkiintoista on geoteknisen osaston mittarien paineenlasku, vaikka maanpintaa on nostettu lähes metri. Vastaavasti eestiläisten mittarin paineet kohoavat kesäkuun aikana yli 15 kPa, vaikka muutoksia kuormituksessa ei ole tapahtunut. Lisäksi eestiläisen mittarin paineet ovat lähes kaksinkertaiset omaan mittariimme verrattuna, joka ilmeisesti antaa väärää informaatiota. Yhteenvetona Pikku-Huopalahden huokospainemittauksista voidaan sanoa, että tuloksissa on epäselvyyksiä, joita ei kaikkia voida selittää maan huokospaineen muutoksilla.

Huokospainetuloksista on karsittu kahden huokoskärjen virheelliseksi tulkittu aineisto seuraavista syistä:

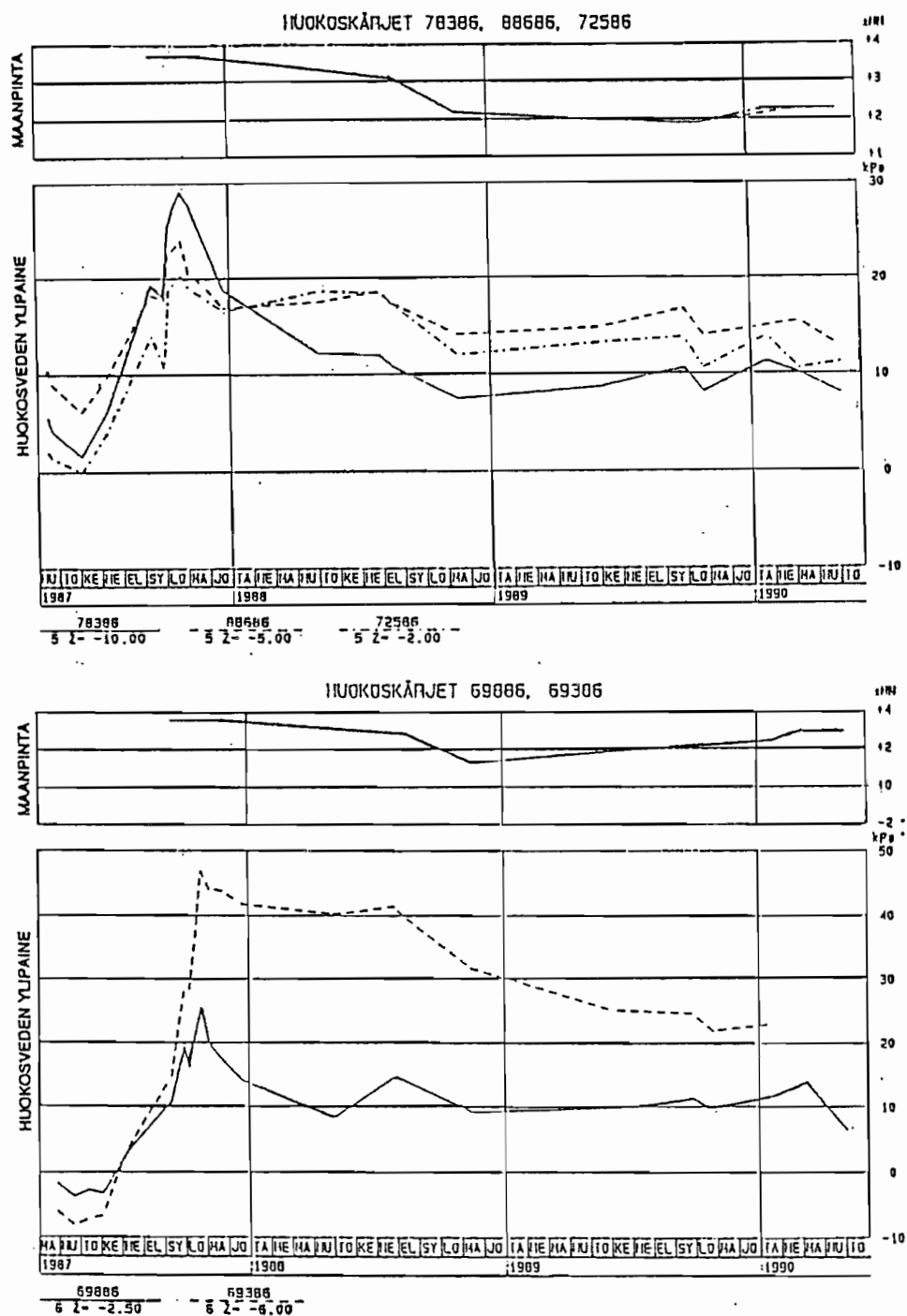
- Kahden hyvin ilmeisesti virheellisen tuloksen sisällyttäminen pieneen havaintosarjaan vääristäisi varsinkin pistekohtaisia konsolidaatioasteen arvioita.
- Huokospaineet syvällä savessa saavat muutenkin merkitystään enemmän painoarvoa, koska painumat ovat siellä pienempiä.



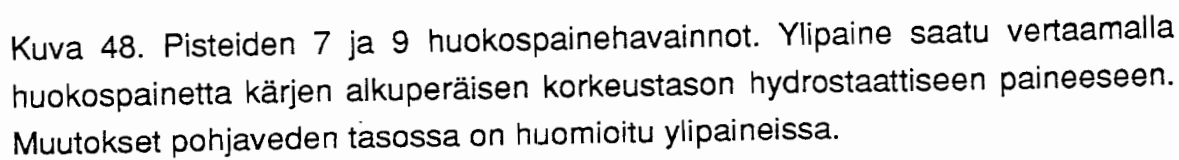
Kuva 45. Pohjavesihavainnotja Pikku-Huopalahdessa.

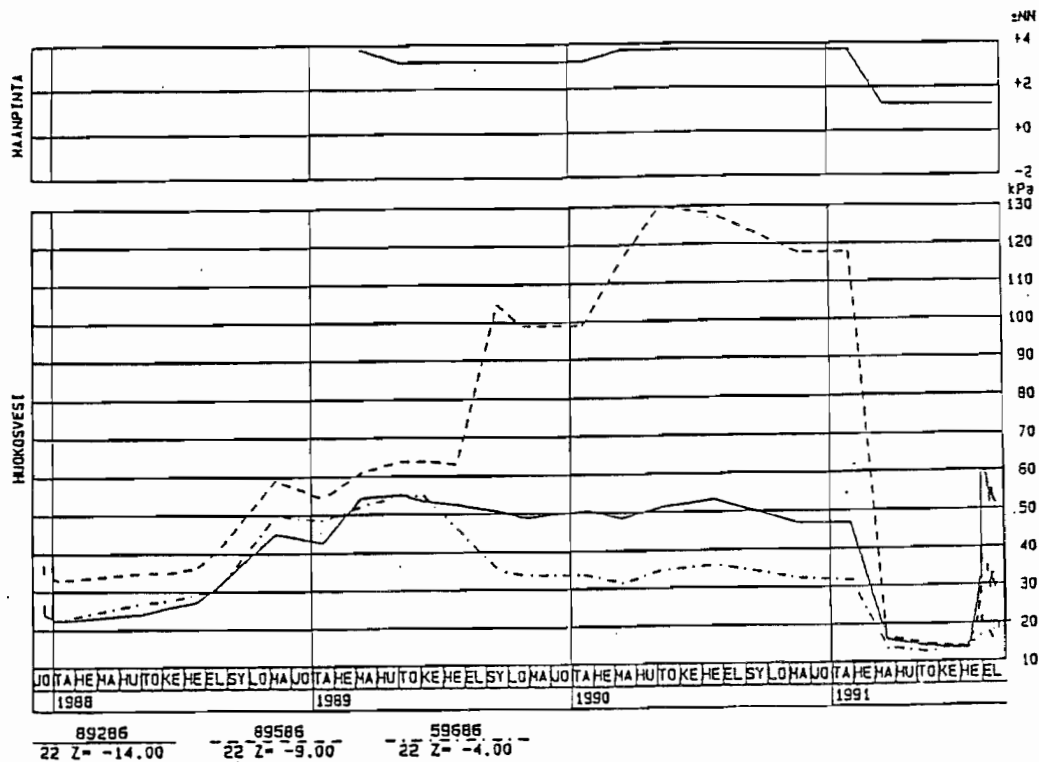


Kuva 46. Pisteiden 1 ja 2 huokospainehavainnot. Ylipaine saatu vertaamalla huokospainetta mittarin alkuperäisen korkeustason hydrostaattiseen paineeseen. Muutokset pohjaveden tasossa on huomioitu ylipaineissa.



Kuva 47. Pisteiden 5 ja 6 huokospainehavainnot. Ylipaine saatu vertaamalla huokospainetta kärjen alkuperäisen korkeustason hydrostaattiseen paineeseen. Muutokset pohjaveden tasossa on huomioitu ylipaineissa.





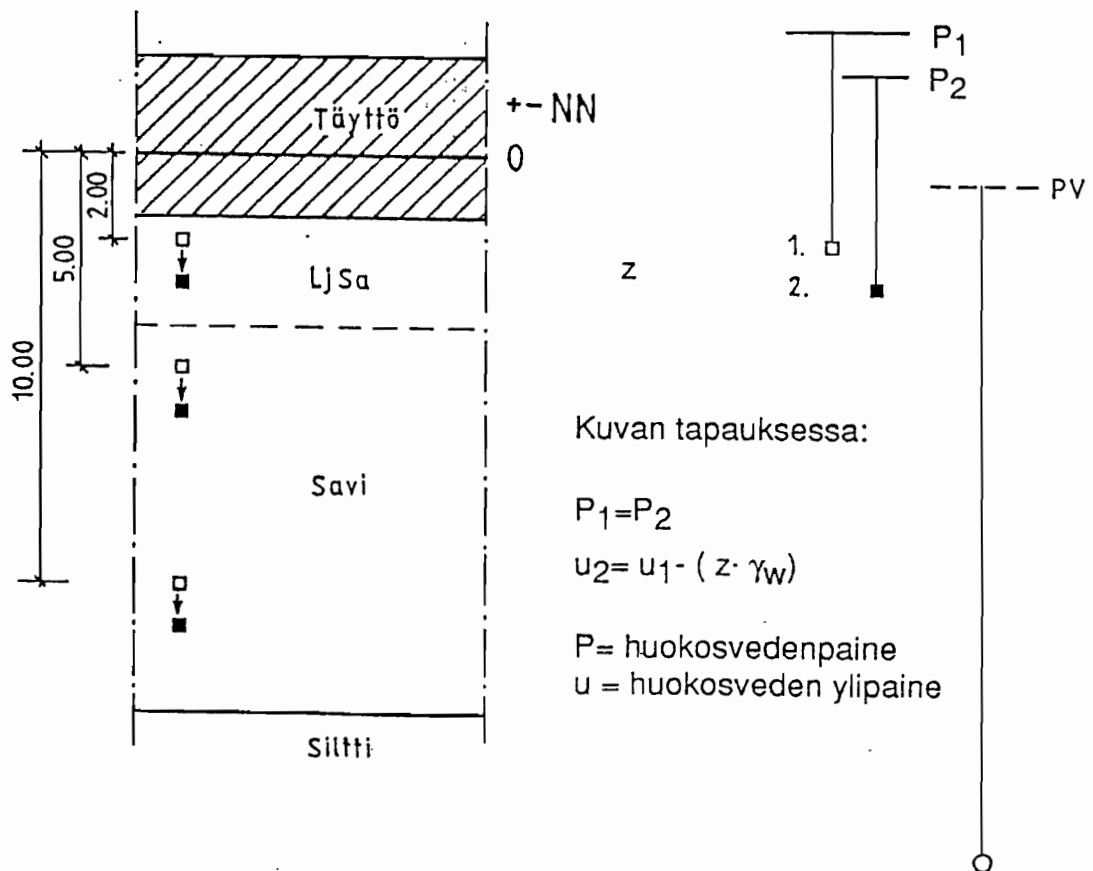
Kuva 49. Huokospainehavainnot pisteessä 22/3835.

6.122 Huokosylipaineen määrittäminen

Huokosylipaineet, jotka on esitetty kuvissa 46-49, on ilmoitettu huokoskärjen paineen ja hydrostaattisen paineen erotuksena. Hydrostaattinen paine ei ole ollut vakio, vaan se on muuttunut pohjavedentason mukaan. Tulostuksissa eikä myöskään paineita tulkittaessa oltu varauduttu mittarien painumiseen ja sitä kautta luonnollisesti muuttuvaan huokospaineen vertailutasoon. Mittarin painuminen metrin tuo tulostukseen 10 kPa lisää huokosylipainetta. Kuvassa 50 on tilanne havainnollistettu.

Pikku-Huopalahdessa kokonaispainumat mittarien asentamisesta viimeisiin lukemiin ovat olleet suuruusluokkaa 0,9...1,5 m. Mielenkiintoinen ja huokosylipaineisiin vaikuttava kysymys on, millä tasoilla huokospainemittarit kyseistä suuruusluokkaa olevien painumien jälkeen ovat? Voidaan olettaa, että

mittarit painuvat ainakin alla olevan maakerroksen painuman verran. Tällöin korjaus tulostuksiin olisi huomattavasti suurempi saven yläosissa. On kuitenkin epäiltävissä, että alempana olevat mittarit painuisivat enemmän kuin sitä ympäröivä savi. St Antonissa Pohjois-Puolassa on koepenkereen alle sijoitettu huokospainekärkiä eri syvyyksille. Kokonaispainumat penkereellä olivat suuruusluokaltaan samoja kuin Pikku-Huopalahdessa. Mittareiden sijaintia seurattiin painuman aikana, ilmeisesti suojaputken päätä vaaitsemalla, ja havaittiin mittareiden painuneen syvällä lähes yhtä paljon kuin pintaosassakin /19/. Jos mittarit Pikku-Huopalahdessa olisivat painuneet vain allaolevan maan painuman verran, tulisi sen näkyä suojaputkien ylätasojen muuttuneina korkeustasoina eli pahimmillaan yli metrin erona. Mitään tämänkaltaista ei havaittu /16/. Onkin todennäköistä, että mittarit painuvat suunnilleen saman verran syvyydestä riippumatta. Syynä tähän on ylipenkereen ja vanhojen täyttöjen, jotka molemmat ovat kitkamaita, painuminen ja sitä kautta myös huokospainemittarien (suojaputkien) painuminen.



Kuva 50. Huokoskärjen painuman vaikutus huokospainelukemiin.

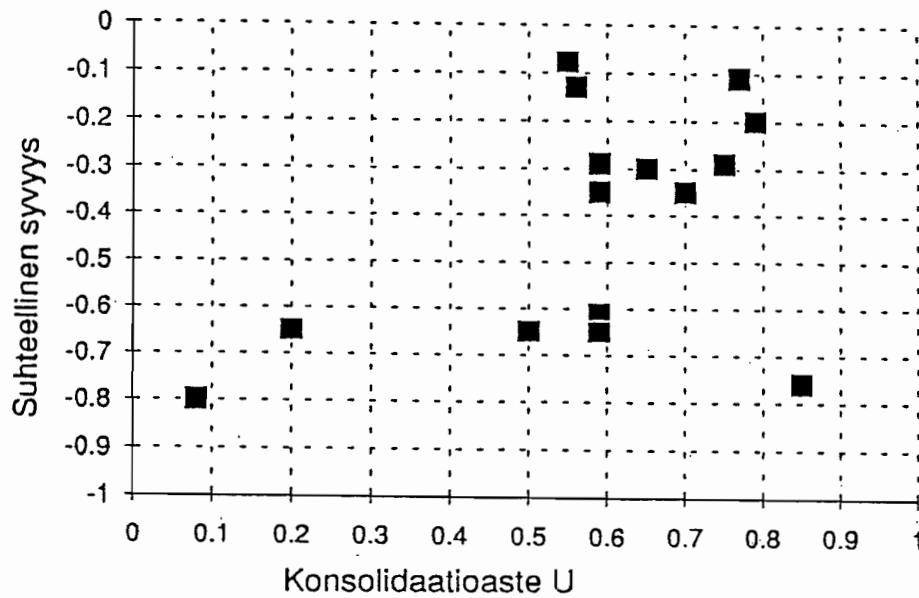
6.123 Konsolidaatio huokospaineiden perusteella

Kun huokospainekärkien tarkkaa korkeusasemaa ei voida jälkikäteen enää selvittää, esitetään huokosylipaineet kahden referenssitason suhteen. Ensimmäinen on mittarin asennustaso, ja jälkimmäinen kyseisen pisteen kokonaispainuman verran alempana oleva taso. Edellinen on selkeästi väärä lähtökohta, mutta antaa kuvan virhearvioinnin vaikutuksesta konsolidaatioasteisiin. Jälkimmäinen arvio tuskin myöskään on aivan tarkka, vaikka on ilmeisesti lähempänä oikeaa sijaintia.

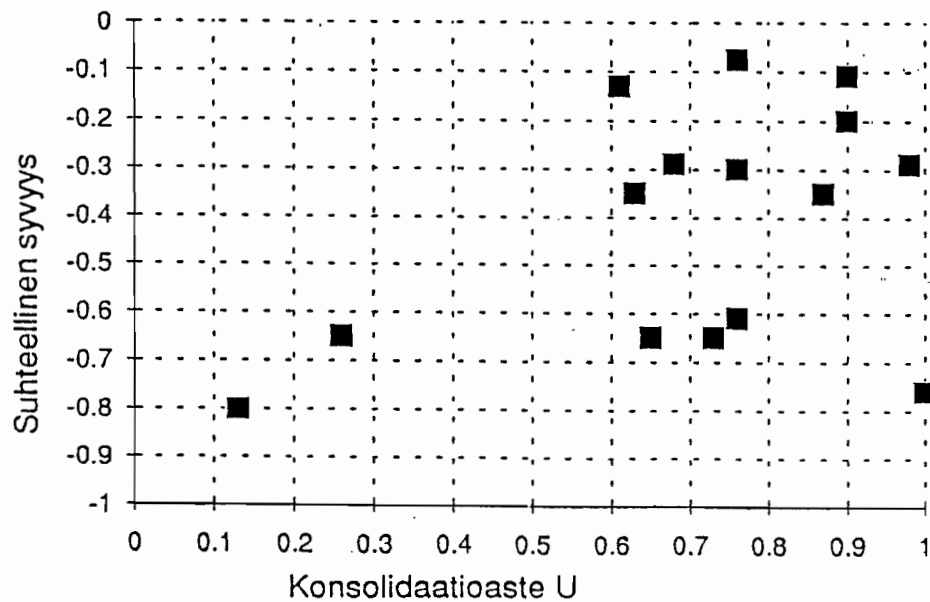
Toinen muuttuva tekijä huokospainetuloksissa on kuormitus. Pikku-Huopalahden olosuhteissa kuormitus pienenee painumisen myötä osan kuormasta painuessa pohjaveden alapuolelle. Teoriassa huokospaineista laskettu konsolidaatioaste saadaan vertaamalla vaikuttavaa huokosylipainetta maksimihuokospaineeseen kaavan 19 mukaan:

$$U = 1 - u(t)/u_{\max} \quad (19)$$

Kun maksimihuokospainetta ei ole mielekästä käyttää pienten huokospainelisäysten ja kuormitusmuutosten johdosta, voidaan huokosylipainetta verrata vaikuttavaan kuormitukseen. Tällöin kaavaan sijoitetaan maksimihuokospaineen tilalle mittaushetken kuormitus. Tämä kuormitus voidaan Pikku-Huopalahdessa jakaa kahteen osaan, joissa kummassakin on oletuksena pohjavedentaso +0,5 m. Ensimmäinen vaihtoehto on verrata huokospainetta koko kuormaan, joka on savikerroksen päällä. Tällöin konsolidaatioaste huomioi myös vanhojen täyttöjen painumat ja konsolidaatioaste ei ole enää verrannollinen esirakentamisesta alkaviin painumiin, jotka taas on laskettu painumalaskelmissa. Toinen vaihtoehto vertailukuormitukselle on kokonaiskuormitus vähennettynä ennen esirakentamista tapahtuneen konsolidoitumisen osuus. Kuormitusvähennystä on arvioitu huokoskärkikohtaisesti alkuhuokospaineiden perusteella.



Kuva 51. Konsolidaatioaste syvyyden suhteen. Huhtikuu 1990, noin 31 kk ylipenkereen rakentamisen jälkeen. Huokosylipaineet määritetty suhteessa alkuperäisen korkeusaseman hydrostaattiseen paineeseen.



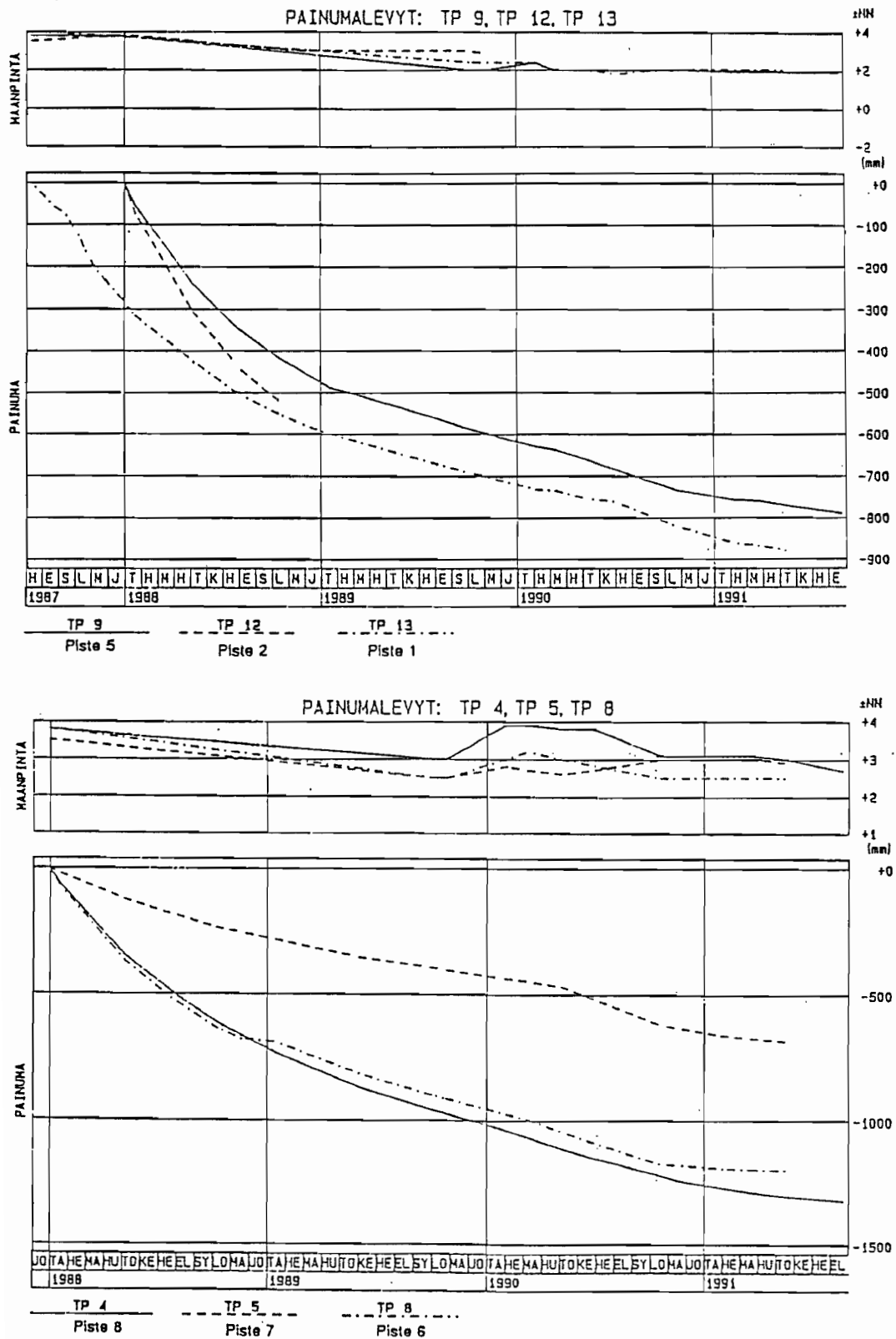
Kuva 52. Konsolidaatioaste syvyyden suhteen. Huhtikuu 1990, noin 31 kk ylipenkereen rakentamisen jälkeen. Huokosylipaineet määritetty suhteessa pisteen kokonaispainuman verran alempana alkuperäisestä tasosta olevaan hydrostaattiseen paineeseen.

Kuvat 51 ja 52 esittävät konsolidaation kehittymistä syvyyden suhteen, ja samalla siis pystyöjituksen toimivuutta. Koska saven paksuus vaihtelee alueella, on kaikki mittarit skaalattu samaan syvyydestä alkuun, jossa vertailusyvyys on mittarin suhteellinen syvyys ko. pisteen savipaksuudessa. Teoriassa homogeenisessa maassa pystyöjitystä käytettäessä konsolidoitumisen nopeus tulisi olla sama syvyydestä huolimatta. Hajonta konsolidaatioasteissa on noin kolme kymmenystä. Syvyyden suhteen konsolidaatioasteissa ei ole suuria eroja, lukuunottamatta kahta selvästi poikkeavaa tulosta. Pystyöjituskohteissa pystyöjäväli ja mittarin etäisyys pystyöjasta luovat jo luonnollista hajontaa, joiden vaikutusta on käsitelty teoriaosassa.

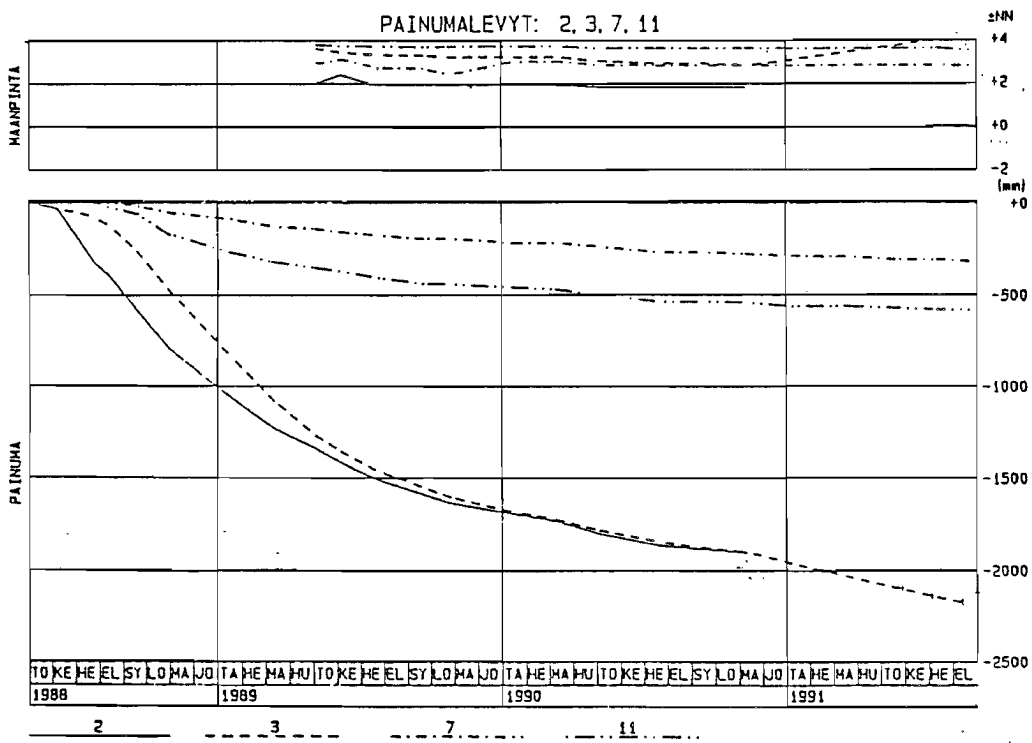
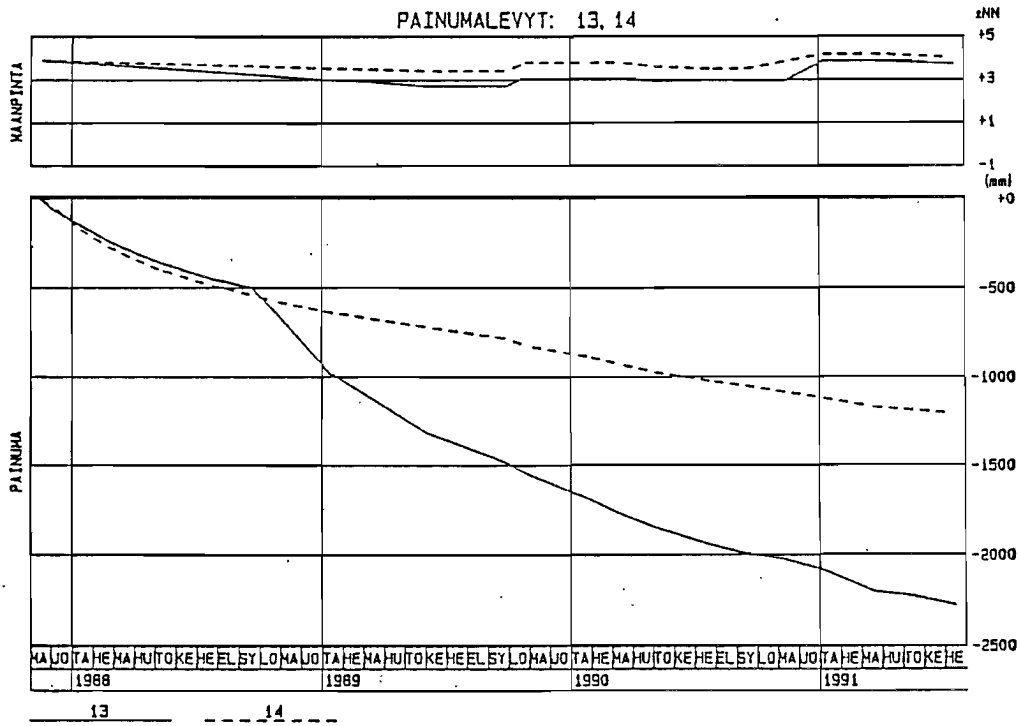
Liejukerroksessa ja saven yläosassa paineen lasku on ehkä ollut hiukan nopeampaa. Huokosylipaineiden muuttaminen painumia vastaavaksi lisää hajontaa. Konsolidaatioaste on huhtikuun 1990 tilanne. Konsolidoituminen pisteittäin huokospaineiden ja painumamittausten perusteella on esitetty seuraavassa luvussa.

6.2 Painumamittaukset

Painumatarkkailua varten asennettiin Kytösuontien alueelle alunperin haitariletkuverkosto. Haitariletkujen käyttö epäonnistui ja tästä syystä puuttuvat pisteiden 5,6,7 ja 8 ensimmäisten kuukausien painumahavainnot. Tilalle asennetuista painumalevyistä on ensimmäiset havainnot tammikuulta 1988. Näiden painumalevyjen havainnoista puuttuvat siten esikuormituspenkereen ensimmäisten kuukausien painumat, jotka on jouduttu tässä tutkimuksessa arvioimaan. Arvioinnit perustuvat painumalevyn painumanopeuteen vuoden 1988 alun jälkeen ja ylipenkereen vaikutusaikaan ennen vuotta 1988. Viimeiset havainnot näistä painumalevyistä Korppaanmäentien pohjoispuolen osalta ovat 3.5.1990. Kesällä alkaneiden rakennustöiden takia painumalevyistä tuli käyttökelvottomia. Elokuun lopussa alueelle asennettiin korvaavia painumalevyjä. Valitettavasti uusien painumalevyjen sijainti ei tämän tutkimuksen kannalta ole kaikkialla tarkoituksenmukainen. Pisteet 4a, 5a ja 7b sijaitsevat pystyöja-alueen ulkopuolella. Vanhojen ja uusien painumalevyjen sijainnit selviävät kuvasta 43. Kuvassa 53 on mitatut painumat Korppaanmäentien pohjoispuolella ja kuvassa 54 mitatut painumat eteläpuolella.



Kuva 53. Mitatut painumat Korppaanmäentien pohjoispuolella.



Kuva 54. Mitatut painumat Korppaanmäentien eteläpuolella.

Kuvassa 53 esitetyssä mitatuissa painumissa on loppuosa toukokuun 1990 jälkeen jatkettu referenssipisteen painumilla. Pisteet 1,5,7 ja 8 on jatkettu painumalevyillä A ja piste 6 painumalevyllä B. Näin yhdeltäkään pisteeltä Korppaanmäentien pohjoispuolelta ei ole koko esirakentamisen kestävä painumahavaintosarjaa. Luvussa 5 esitetyssä laskettujen ja mitattujen painumien vertailussa on painumahavaintojen alkuun lisätty arvioitu ensimmäisten kuukausien painuma. Tämän vuoksi mitatut painumat ovat luvussa 5 suurempia kuin nyt esitetyt.

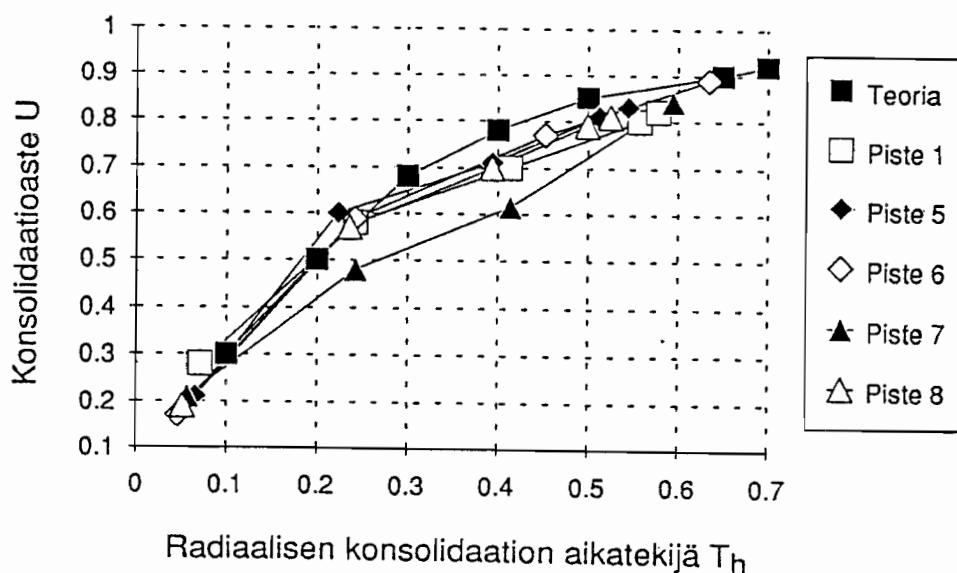
Mitatut painumat tutkituilla alueilla toukokuussa 1991 olivat noin 600...2200 mm. Painumat kokonaisuutena ovat suuruusluokaltaan ennustetuissa rajoissa. Pisteittäin painuman suuruus vaihtelee merkittävästi. Painuvan savikerroksen paksuuserojen lisäksi siihen on syynä vanhat täytöt, joiden aiheuttama painuminen on suurelta osin tapahtunut ennen esirakentamista. Suhteellinen kokoonpuristuminen vanhan mätäpuron uoman kohdalla (ei vanhoja täyttöjä) on 13...14 % ja muualla 6,5...8 %.

6.21 Konsolidaation kehittyminen

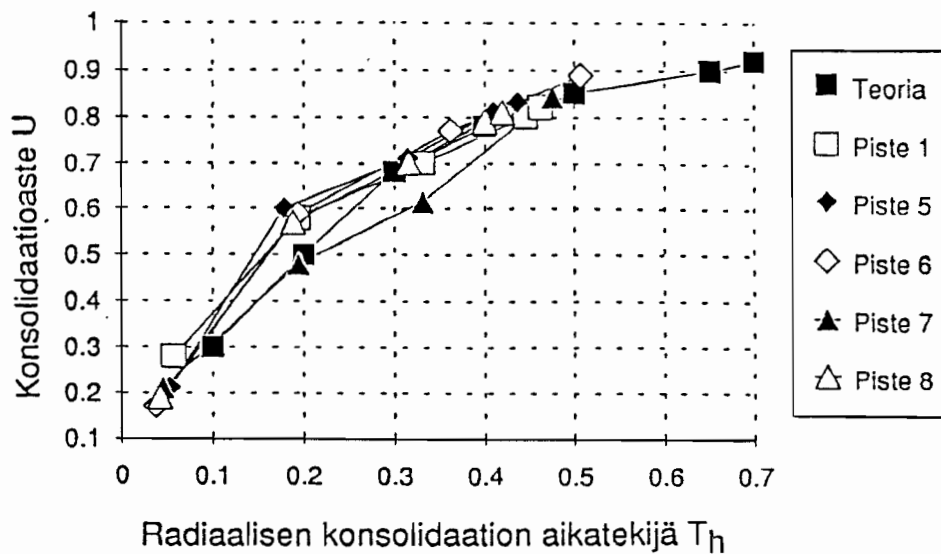
Painumalaskelmien yhteydessä on esitetty mitatut ja lasketut painumat. Laskettujen painumien käyrä on laskettu c_H :n arvolla $0,25 \text{ m}^2/\text{v}$. Eri kerroksissa on käytetty samaa c_H -arvoa. Savea ei voi perustellusti jakaa konsolidaatiokertoimen perusteella eri kerroksiin. Mielenkiintoista on, että CPR-kokeista mitatut konsolidaatiokertoimen arvot ovat suurempia kuin portaallisista ödometrikokeista mitatut, ja niiden hajonta on suuri. Kuvissa 55-57 on esitetty painumatarkkailupisteiden konsolidaatioasteiden kehittyminen aikatekijän suhteen. Konsolidaatioaste on tässä yhteydessä määritetty painumahavaintojen perusteella. Aikatekijällä huomioidaan pisteiden erilaiset pystyjojavälit ja esirakennusaika. Vaikuttaa siltä, että painumakäyttäytyminen on ollut yhtenäistä koko alueella, toteuttaen keskimääräistä c_H :n arvoa noin $0,22 \text{ m}^2/\text{v}$. Tämä havainto vastaa hyvin ödometrikokeista saatuja arvoja, jotka vaihtelivat $0,15...0,30 \text{ m}^2/\text{v}$ välillä. Sen sijaan on vaikeampi sanoa mikä vaikutus esimerkiksi

silttilinssillä on ollut painumanopeuteen ja toisaalta mikä on pystyosien ympärille syntyvän häiriintyneen vyöhykkeen vaikutus konsolidoitumiseen.

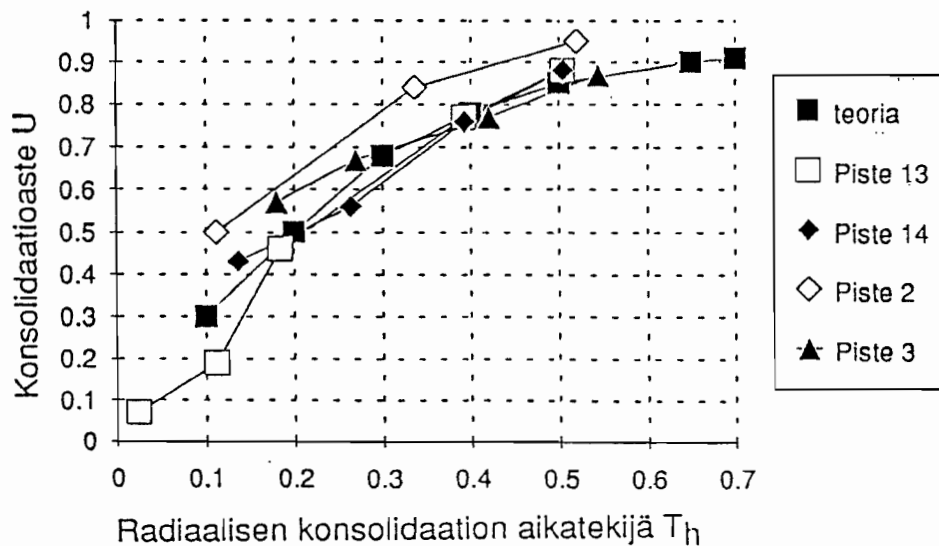
Aikatekijä-konsolidaatioaste-käyrissä olevat muotoerot suhteessa teoreettisen käyrän muotoon johtuvat lähinnä kuormituksen muutoksista.. Mitattuja painumia on verrattu keskimääräiseen kuormitukseen. Piste 2 erottuminen muista pisteistä johtuu todennäköisesti enemmänkin väärinarvioidusta kokonaispainumasta, kuin muuten epätavallisesta painumakäyttäytymisestä. Kuvat on laskettu pelkästään radiaalisella konsolidaatiolla. Pystysuoran konsolidaation huomioiminen keskimääräisessä konsolidaatioasteessa johtaa Pikku-Huopalahden olosuhteissa 2...3 % suurempiin konsolidaatioasteisiin 40 kk jälkeen. Maksimissaan sen vaikutus on noin 5 cm suurempi painuma. Vertikaalisen virtauksen huomioiminen näkyy parhaiten konsolidaation alkuvaiheessa, jonka jälkeen sen suhteellinen merkitys pienenee.



Kuva 55. Konsolidaatio radiaalisen konsolidaation aikatekijän suhteen. Aikatekijä laskettu arvolla $c_h=0,25 \text{ m}^2/\text{v}$. Konsolidaatioaste on määritetty painumahavaintojen perusteella. Korppaanmäentien pohjoispuoli.



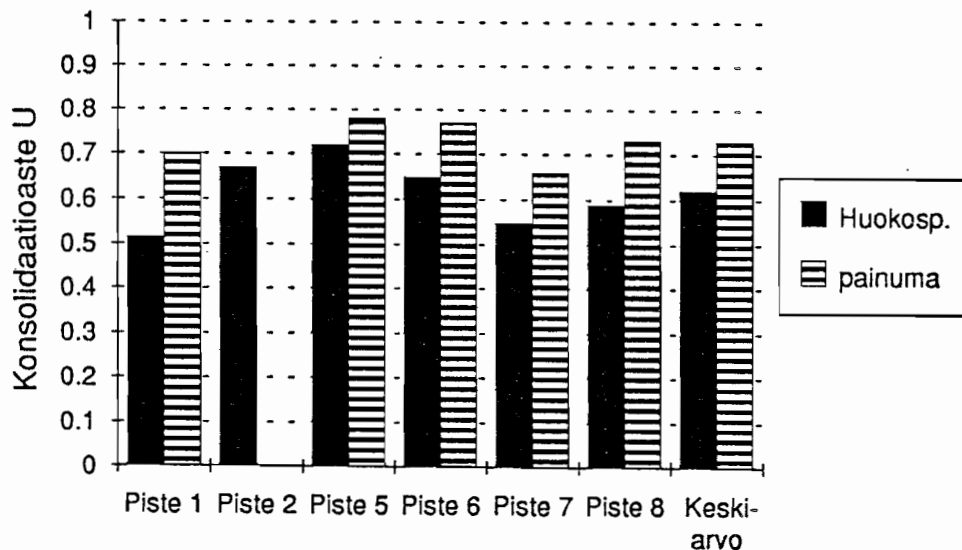
Kuva 56. Konsolidaatioaste radiaalisen konsolidaation aikatekijän suhteen. Aikatekijä laskettu arvolla $c_h=0,20 \text{ m}^2/\text{v}$. Konsolidaatioaste on määritetty painumahavaintojen perusteella. Korppaanmäentien pohjoispuoli.



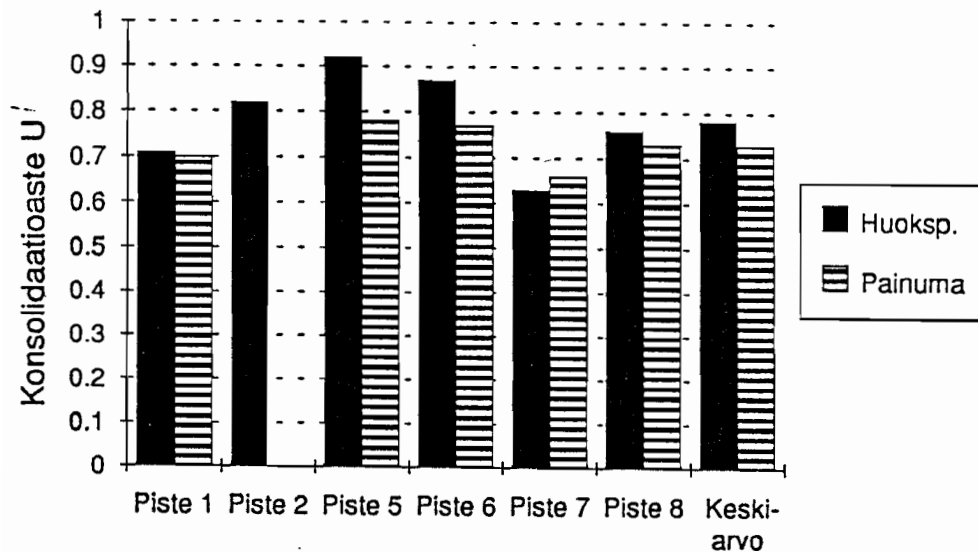
Kuva 57. Konsolidaatioaste radiaalisen konsolidaation aikatekijän suhteen. Aikatekijä laskettu arvolla $c_h=0,20 \text{ m}^2/\text{v}$. Konsolidaatioaste määritetty painumahavaintojen perusteella. Korppaanmäentien eteläpuoli.

6.22 Huokospaineiden ja painumamittausten vertailu

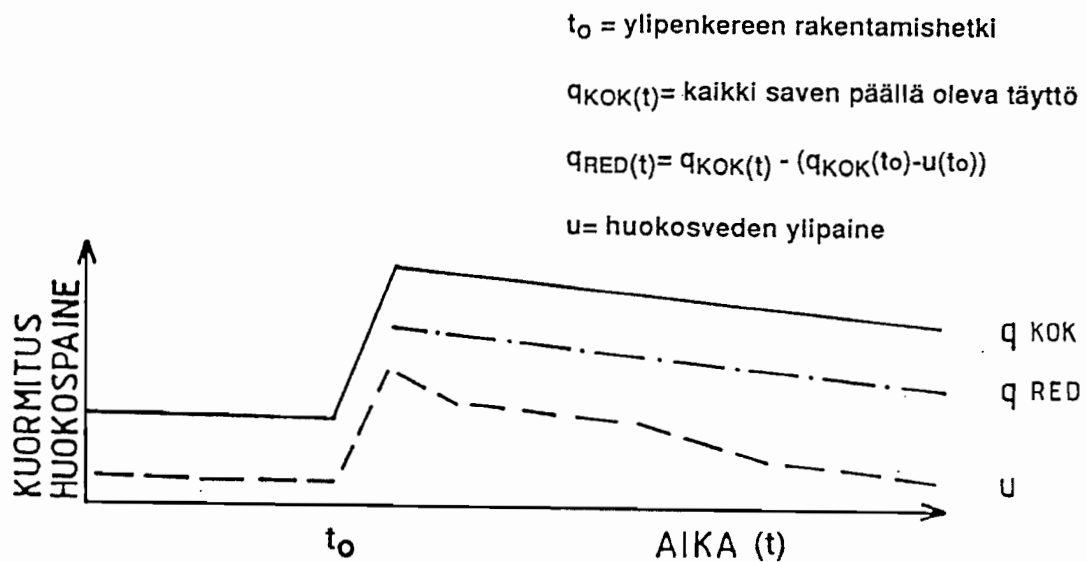
Konsolidaatiotila Korppaanmäentien pohjoispuolella huhtikuussa 1990 on ollut samaa suuruusluokkaa huokospaineista ja painumatuloksista laskettuna. Kuvissa 58 ja 59 on pisteittäin esitettyä konsolidaatioasteita eri huokospaineoletuksilla. Pisteissä 1 ja 8 ei ole huomioitu aikaisemmin mainittuja korkeita huokospaineita. Huokospaineita on verrattu vallitsevaan kuormitukseen, josta on poistettu huokospaineista arvioitu vanhan täytteen painuman osuus huokoskärkikohtaisesti. Kuvassa 60 on esitetty kuormituksen redusoinnin periaate. Kuvassa 58 mitattuja huokospaineita on verrattu alkuperäisen korkeusaseman hydrostaattiseen paineeseen ylipaineen määrittämiseksi. Vastaavasti kuvassa 59 huokospaineita on verrattu kokonaispainuman verran alempana olevan tason hydrostaattiseen paineeseen. Kärkien painumisen on oletettu olevan samansuuruinen syvyydestä riippumatta.



Kuva 58. Konsolidaatioaste huokospaineista ja painumamittauksista laskettuna. Huokosylipaineiden vertailutasona huokoskärkien alkuperäisen tason hydrostaattinen vedenpaine. Vertailuajankohta huhtikuu 1990.



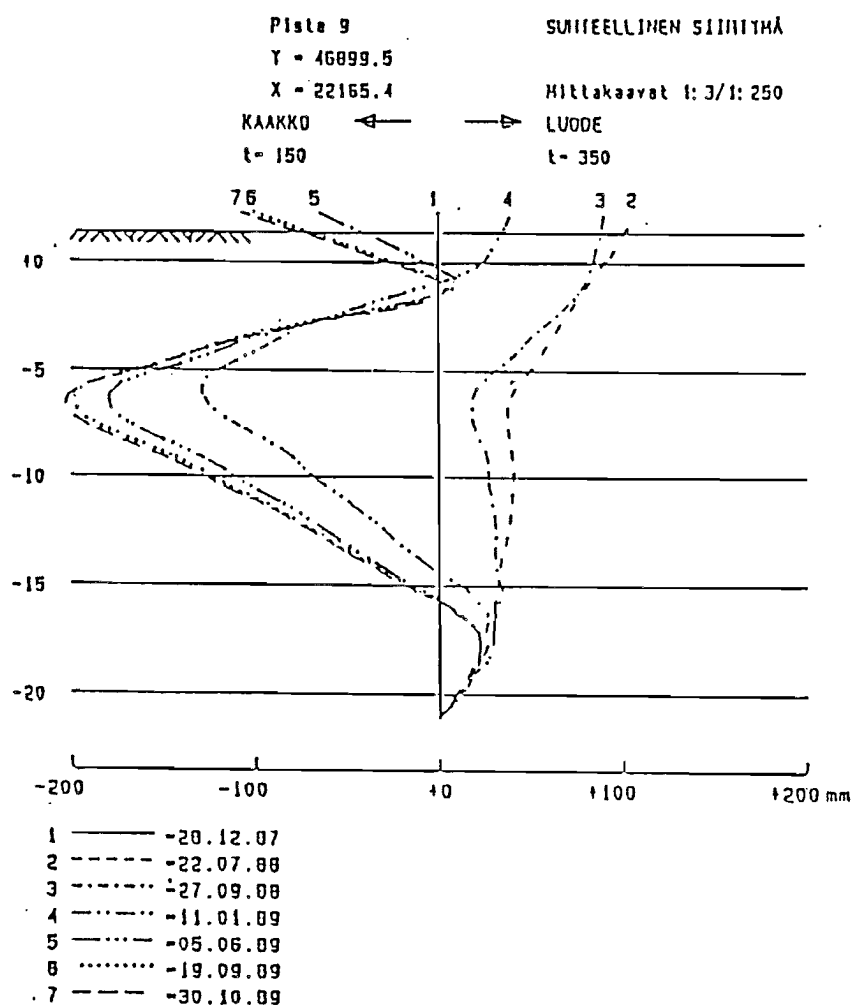
Kuva 59. Konsolidaatioaste huokospaineista ja painumamittauksista laskettuna. Huokosylipaineiden vertailutasona kokonaispainuman verran alkuperäistä korkeustasoa alempana olevan tason hydrostaattinen vedenpaine. Vertailuajankohta huhtikuu 1990.



Kuva 60. Kuormituksen redusointi. Periaatekuva.

6.3 Sivusiirtymät

Korppaanmäentien pystyöjitusalueella ei ole ollut sivusiirtymämittauksia. Pystyöjitetun alueen vieressä sijaitti tarkkailupiste, jonka sivusiirtymät olivat yläosassaan noin 60 mm pelkästä kesällä 1986 tehdystä yleistäytöstä. Korppaanmäentien eteläpuolella on ollut sivusiirtymämittauspisteitä myös pystyöjitusalueilla. Ylipenkereen rakentamista seuranneet sivusiirtymät ovat olleet suurimmillaan 200...300 mm. Vaikka sivusiirtymissä on suurin siirtymä välittömästi ylipenkereen valmistumisen jälkeen, ovat pisteessä 9/3835 (kuva 61) siirtymät jatkuneet vielä useamman kuukauden. Pisteissä 1/3835 ja 10/3835 (kuva 62) siirtymät ovat ylipenkereen valmistumisen jälkeen olleet mitättömiä.



Kuva 61. Sivusiirtymät pisteessä 9/3835.

SUHTEELLINEN SIIRTYMÄ

Piste 10 (pituus 25.0 m)

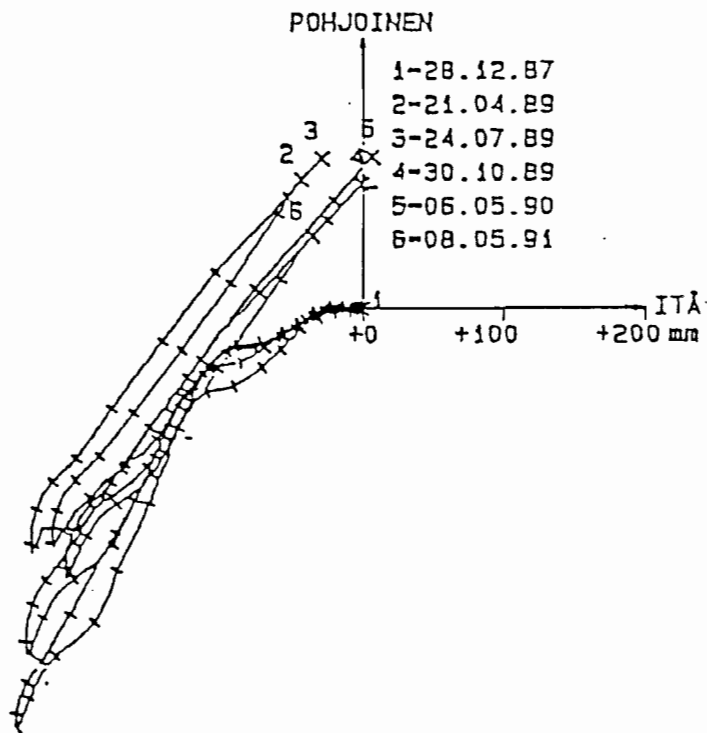
Y = 46854.6

X = 22140.1

Mittakaava 1:5

Jakoväli 1 m

A-suunta = 350



Kuva 62. Sivusiirtymät pisteessä 10/3835.

6.4 Vesipitoisuus

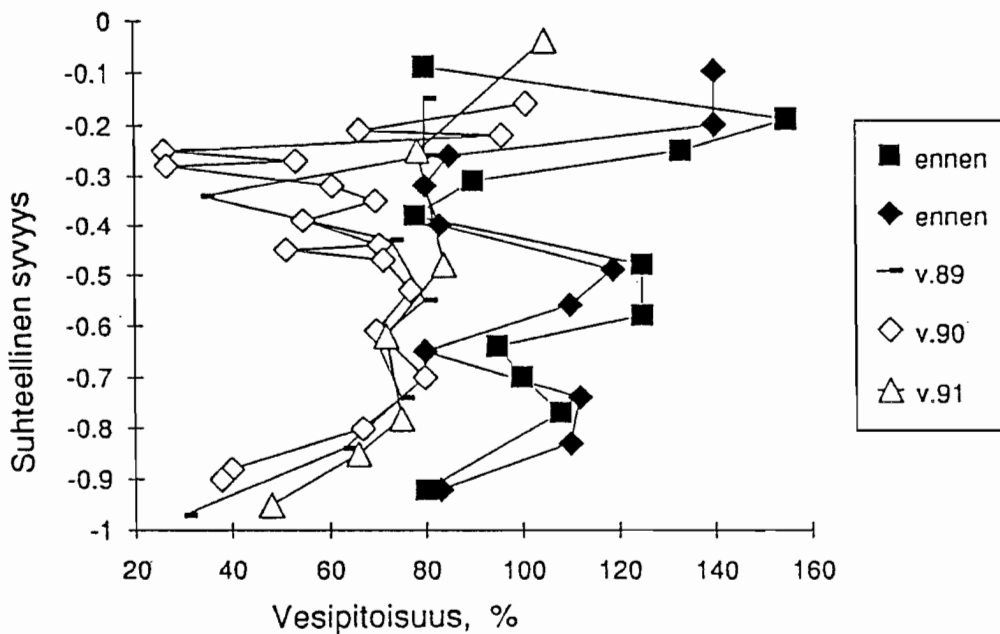
Vesipitoisuuden muutosta on voitu seurata vertailemalla ennen esirakentamista ja esirakentamisen aikana otettuja näytteitä. Koska näytteitä ei ole otettu samoista paikoista, on vesipitoisuuden muutokset lähinnä suuntaa-antavia. Kuvassa 63 on sijoitettu viiden eri näytteenottopisteen vesipitoisuudet syvyyden suhteen. Pystyakselina on käytetty suhteellista syvyyttä, koska vesipitoisuudet vaihtelevat maassa kerroksittain. Koska konsolidaatiopainuma on pelkästään veden poistumisesta johtuva painumalaji, voidaan konsolidaatiopainuman suuruutta arvioida myös vesipitoisuuden muutoksen avulla. Tällöin suhteellinen painuma ilmaistaan huokoslukujen avulla seuraavasti:

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (10)$$

missä e_0 on suurempi huokosluku. Huokosluku voidaan arvioida vesipitoisuuden perusteella ja se on suomalaisilla savilla noin:

$$e = w \cdot 2,7$$

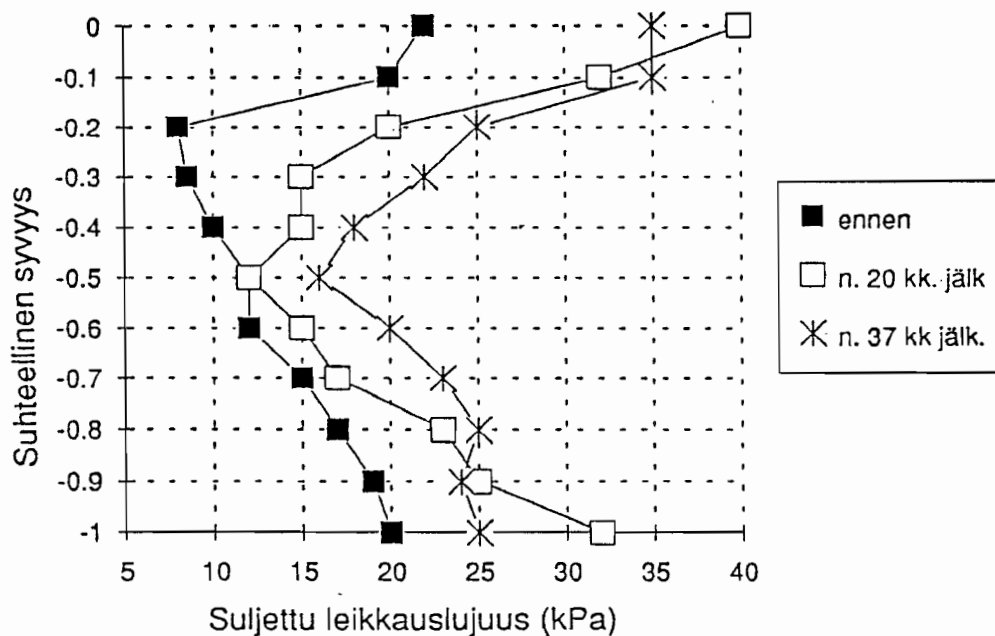
Kuvasta 63 voi ennen esirakentamista suoritetuista kokeista eroittaa vesipitoisuuden perusteella kuusi eri kerrosta. Näille kerroksille vesipitoisuuden muutoksen perusteella lasketut painumat ovat jopa suuremmat, kuin mitatut painumat. Suurten vesipitoisuuden muutosten suurin syy lienee eri pisteiden huono vertailtavuus. Esimerkiksi vuosina 89, 90 ja 91 otettujen näytteiden vesipitoisuuksissa ei ole suuria eroja keskenään.



Kuva 63. Ennen esirakentamista ja esirakentamisen aikana määritettyjä vesipitoisuuksia.

6.5 Leikkauslujuus

Pikku-Huopalahden pohjoisosassa on tehty siipikairauksia ennen esirakentamista ja esirakentamisen aikana huhtikuussa 1989 ja syyskuussa 1990. Näin on voitu seurata suljetun leikkauslujuuden kehittymistä esirakentamisen aikana. Koska kairauksia ei ole tehty samoista pisteistä, on tässä yhteydessä tutkittu leikkauslujuuden keskiarvon nousua. Kuvassa 64 on kunkin mittauskerran leikkauslujuuksien keskiarvot syvyyden funktiona. Ennen esirakentamista tehtyjen kairauksien lukumäärä on 6, keväällä 89 tehtyjen myös 6 ja syyskuussa 1990 tehtyjen 5. Leikkauslujuus on aluksi kasvanut nopeimmin savikerroksen ylä- ja alaosissa. Syyskuussa 1990 mitatut leikkauslujuudet ovat kasvaneet jo koko syvyydellä. Liejusavikerroksessa ja heti sen alapuolella olevassa savessa leikkauslujuus oli kasvanut n. 15 kPa ja alempana 5...8 kPa.



Kuva 64. Siipikairalla määritetyt suljetut leikkauslujuudet ennen esirakentamista ja esirakentamisen aikana. Tulokset ovat kunkin mittauskerran keskiarvoja.

Leikkauslujuuden kasvu on yhteydessä konsolidaatiojännityksen kasvuun Coulombin lain mukaan

$$\Delta s_u = \Delta \sigma_c \cdot \tan \phi \quad (38)$$

Δs_u suljetun leikkauslujuuden kasvu

$\Delta \sigma_c$ konsolidaatiojännityksen kasvu

ϕ kitkakulma

Kolmiaksiaalikokeiden mukaan kitkakulma Pikku-Huopalahdessa on noin 22-23°. Siipikairausten perusteella olisi konsolidaatiojännitys kasvanut syyskuuhun 1990 mennessä keskimäärin noin 25 kPa. Esirakentamisesta seuraava kuormituslisäys alueella vaihtelee ollen keskimäärin noin 30 ... 35 kPa. Saven suljetun leikkauslujuuden kasvu vaikuttaa siis olevan sopusoinnussa muiden havaintojen kanssa.

6.6 Yhteenveto tarkkailumittauksista

- Konsolidaatioasteissa ei ole suuruusluokallisia eroja painumahavainnoista ja huokospaineista mitattuna, kun vertailuajankohtana pidetään huhtikuuta 1990.
- Konsolidoituminen on painumahavaintojen perusteella vastannut keskimääräistä konsolidaatiokertoimen arvoa $c_h = 0,22 \text{ m}^2/\text{v}$. Tulos on hyvin sopusoinnussa portaallisten ödometrikokeiden tulosten kanssa. Sen sijaan CPR-kokeilla on määritetty huomattavasti suurempia arvoja. Koska kyseessä on maan keskimääräisen konsolidaatiokertoimen arvo, vaikuttaa siihen esimerkiksi vettä läpäisevän kerroksen olemassaolo sekä pystyjojan ympärille syntynyt häiriintynyt vyöhyke.
- Mittaustulosten perusteella voidaan sanoa konsolidoitumisen olevan edelleen kesken. Suurimmat painumanopeudet elokuussa 1991 Korppaanmäentien pohjoispuolella olivat noin 120 mm/v. Painumanopeudet eivät ole ristiriidassa konsolidaatioasteen kanssa, joka elokuussa 1991 on noin 0,85...0,90.
- Huokospainehavaintojen perusteella suuria eroja konsolidoitumisessa syvyyden suhteen ei ole. Liejukerroksissa huokospaineet ovat jonkin verran pienempiä, mikä johtuu ilmeisesti lähellä olevan siltilinssin kuivatusominaisuuksista.

sista. Erot olisivat olleet huomattavasti suuremmat vertailussa konsolidaation alkuvaiheessa, koska liejussa olleet kärjet eivät koskaan ehtineet näyttää korkeita huokospaineita.

- Kahdessa huokoskärjessä säilyi loppuun asti korkea huokospaine. Kyseiset arvot ovat todennäköisesti virheellisinä jätetty pois laskelmista.
- Vaikka kyseiset kaksi huokoskärkeä sijaitsevat molemmat syvällä savessa, ei muissa kärjissä esiinny korkeita paineita. Muutkaan havainnot eivät tue ajatusta pystyöjituksen epäonnistumisesta syvemmällä savessa. Vesipitoisuus on laskenut merkittävästi koko savikerrostumassa. Siipikairalla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot ovat kohonneet 37 kk aikana myös syvällä savessa keskimäärin noin 8 kPa.
- Sivusiirtymät Korppaanmäentien eteläpuolella ovat loppuneet muutama kuukausi ylipenkereen rakentamisen jälkeen. Suuruusluokaltaan mitatut sivusiirtymät ovat olleet maksimissaan 200...300 mm.

Mittaustulosten esittämistä ja tulkitsemista ovat vaikeuttaneet seuraavat seikat:

- Painumahavainnoista puuttuvat Korppaanmäentien pohjoispuolella ensimmäisten kuukausien havainnot pistettä 1 lukuunottamatta.
- Alkuperäiset havaintopisteet on jouduttu korvaamaan uusilla painumalevyillä kesällä 1990. Uusien levyjen sijainti ei ole kaikkialla tarkoituksenmukainen.
- Pieni huokospainelisäys lieju/siltti -kerroksessa.
- Epätietoisuus huokospainekärkien todellisesta korkeusasemasta suurten painumien jälkeen.
- Huokospainemittausten loppuminen huhtikuussa 1990.
- Epävarmuus todellisesta kuormitushistoriasta esirakentamisen aikana.

7. Johtopäätökset

7.1 Pystyöjituksen soveltamismahdollisuuksista.

Painuminen on edistynyt Pikku-Huopalahdessa etukäteen ennustettavissa olevalla nopeudella. Mitään merkkejä liejun tukkimista tai nurjahtamisen vuoksi vedenjohtokykynsä menettäneistä pystyöjistä ei ole. Laboratorio-olosuhteissa on jo osoitettu, että vaikka pystyöjien vedenjohtokyky heikkeneekin suurten muodonmuutosten johdosta, säilyy se silti riittävän hyvänä/6/. Edelleen laboratoriossa on todettu, ettei pystyöjien sydänosaan pääse liejua. Sen sijaan yhdellä pystyöjamerkillä todettiin suodatinkankaan tukkeutuneen liejuhiukkasista/6/. Jos liejun kanssa olisi ongelmia, pitäisi sen Pikku-Huopalahdessa näkyä nimenomaan koheesiomaan pintaosissa. Mitkään havainnot eivät kuitenkaan viittaa tähän suuntaan.

7.2 Pohjatutkimukset ja tarkkailumittaukset pystyöjituksen yhteydessä

Pohjatutkimuksilla pystyöjitusta suunniteltaessa tulee selvittää ainakin:

- Maalajikerrokset ja kovan pohjan syvyys.
- Mahdollisen täytteen paksuus.
- Painuvien maalajien painumaparametrit ja indeksiominaisuudet
- Maan konsolidaatiokerroin pysty- ja vaakasuoraan.
- Suljettu leikkauslujuus.
- Vedenläpäisevyys esimerkiksi CPT-kairalla, jos halutaan hyödyntää mahdollisten vettä johtavien vaakasuorien kerrosten olemassaoloa.

Pikku-Huopalahdessa on ödometrikokeen näytteenoton sijainnilla ollut merkittävä vaikutus painuma-arvioihin. Näytteenottopaikkojen valintaan on kiinnitettävä erityistä huomiota silloin, kun aluetta kuormittavat vanhat täytöt tai kun alue on muuten epähomogeeninen. Täytepaksuuden määrittäminen on tärkeää todellisen kuormituksen ja saven paksuuden selvittämiseksi.

Tarkkailumittaukset pystyöjituskohteissa koostuvat painumamittauksista, huokospainemittauksista, sivusiirtymien mittauksista ja siipikairauksista. Painumamit-

tauksia on pidettävä ensisijaisena tarkkailumenetelmänä. Painumamittauksia suunniteltaessa huomiota tulee kiinnittää seuraaviin seikkoihin:

- Tarkkailupisteitten sijainti on mahdollisuuksien mukaan valittava sellaiseksi etteivät muut rakennustoimet katkaise yhtenäistä havaintosarjaa. On siis huolehdittava siitä, että tarkkailua pystytään jatkamaan varsinaisen esirakentamiselle varatun ajan jälkeenkin.
- Mittaukset on aloitettava ennen ylipenkereen rakentamista.
- Jos kokeillaan uusia havaintomenetelmiä tai muuten käytetään toiminnaltaan epävarmoja mittausmenetelmiä, on näiden lisäksi käytettävä perinteisiä painumalevyjä, etteivät ensimmäisten kuukausien tärkeät painumahavainnot jää suorittamatta.
- Jos esimerkiksi rakennustöiden takia vioittuneita havaintopisteitä korvataan uusilla, on uusi mittauspaikka valittava samalta saven paksuuskäyrältä ja saman kuormituksen alaisena olevalta kohdalta. Esimerkiksi Pikku-Huopalahdessa, missä saven paksuuserot pystyjoitusalueella ovat suuret, voi suhteellisen läheltäkin valittu piste osoittautua vääräksi, kun sen kokonaispainumat ovat huomattavasti pienemmät kuin alkuperäisen pisteen. Toisaalta korvaava havaintopiste olisi rakennettava mahdollisimman pian, jotta nähtäisiin kuinka hyvin uudet havainnot voidaan sovittaa vanhaan painumakäyrään.
- Painumahavainnointia tehtäessä tulisi mitata aina myös maanpinnan taso. Kun suunnittelijalla on tarkat tiedot penkereen korkeudesta ja painumista, voi hän tehdä havainnoista tarvittavat johtopäätökset esimerkiksi ylipenkereen korottamisesta. Lisäksi välttyään jälkispekulaatioilta todellisista kuormituksista. Esi-rakentamisen loppuvaiheessa saattaa maanpinnan taso vaihdella runsaasti pienilläkin etäisyyksillä. Tällöin olisi maanpinnan tasoksi ilmoitettava arvio keskimääräisestä maanpinnan tasosta mittauspisteen ympäristössä.

Huokospainemittausten merkitys korostuu silloin, kun painuma ei suju suunnitellulla tavalla. Huokospainehavaintojen perusteella on ainakin teoriassa mahdollista päättää ylipenkereen poistohetki. Huokospainemittausten järjestelyssä on noudatettava erityistä huolellisuutta, koska virrehavaintojen mahdollisuus on suuri. Huokospainemittausta pystyjoituskohteeseen suunniteltaessa ja tuloksia tulkitessa on muistettava mm. seuraavat seikat:

- Huokoskärkien asennus on suoritettava vasta sen jälkeen kun pystyosat on asennettu tai muuten varmistettava, että kärjet sijoittuvat pystyosien muodostaman verkon keskelle. On varmistettava, että kärjet ovat suunnitellulla korkeustasolla.
- Kun painumat ovat suuret, aiheuttaa se myös huokoskärkien huomattavan painumisen, joka taas vaikuttaa huokospaineisiin korottavasti. Suurten painumien vaikutukseen huokospaineisiin voidaan periaatteessa varautua kahdella tapaa; joko estämällä osittain kärkien painuminen ja/tai mittaamalla kärkien painumaa. Kärkien asennusputki voidaan suojata muovilla, jolloin täyttöjen aiheuttamat kitkavoimat vähenevät merkittävästi. Tällöinkin kärki painuu toden näköisesti alla oleva saven painuman verran. Joka tapauksessa kärkien asennusputkien korkeusasemaa tulisi vaaita, jotta voitaisiin arvioida kärkien painumaa.
- Huokoskärjen ilmoittama paine on paine kyseisessä pisteessä, ei tasossa. Kärjen sijainnilla pystyosien välissä saattaa olla suurempi vaikutus paineisiin kuin esimerkiksi maakerroksella.
- Huokospainetulosten luotettavuus heikkenee suurten painumien johdosta. Konsolidaation loppuvaiheessa, kun huokosylipaineiden tulisi olla pieniä, on mahdoton määritellä edes suhteellisen tarkkaa konsolidaatioastetta huokospaineiden perusteella. Konsolidaation loppuvaiheessa korostuukin painuma havaintojen merkitys.
- Koska huokospainetta ei tarvitse mitata varsinaisen mittauspaikan päältä, on huokospainemittausten jatkuvuus helppo järjestää. Kannattaa vakavasti harkita yrittääkö esirakentamisen jälkeen nostaa huokoskärkeä ylös ja ottaa riski, että kärki vaurioituu, vai jättääkö kärki maahan ja suorittaa pitkäaikaisia havaintoja huokospaineista varsinaisen esirakentamisen loputtua.
- Huokospaineiden muuttaminen huokosveden ylipaineeksi voidaan tehdä joko vertaamalla mitattua painetta muuttuvaan tai vakiona pidettävään pohjavedenpintaan ja niistä saatavaan hydrostaattiseen paineeseen. Kummasakin määrittäytavassa on hyvät ja huonot puolet; geoteknisellä osastolla on huokospaineita tähän asti verrattu muuttuvaan pohjavedentason.

7.3 Pystyöjituksen suunnittelusta ja mitoituksesta

Pikku-Huopalahden olosuhteet ovat erittäin vaativia pystyöjitus suunnittelulle:

- esirakennettavan alueen maanpinnan taso nousee 1..3 m.
 - painumat ja painumaerot ovat suuria.
 - konsolidaatiokerroin on erittäin alhainen.
 - saven leikkauslujuus ennen esirakentamista on hyvin heikko.
 - vanhat täytöt vaikeuttavat painumaennusteiden tekemistä.
 - sallitut esirakentamisen jälkeiset painumat ovat hyvin pieniä.
 - lieju ja runsasvesipitoinen savi ovat ilmeisen herkkä sekundääripainumille.
- Savikon paksuus lisää myös sekundääripainuman suuruutta

Yllä luetelluista tekijöistä on konsolidaatikertoimella ja leikkauslujuudella pidentävä vaikutus esirakentamisaikaan. Kuormitushistorian vaihtelevuus ja suuret erot saven paksuudessa ovat syynä suuriin painumaeroihin.

Jos pystyöjitus nähdään edulliseksi tavaksi rakentaa Pikku-huopalahden tapainen kohde ja rakentamisen jälkeisille painumille annetaan tiukat rajat on suunnittelijan hyvä huomioida mm. seuraavia seikkoja:

1. Suunnittelussa on lähdettävä siitä, että konsolidaatio on kokonaisuudessaan tapahtunut esirakennusaikana. Käytännössä se tarkoittaa tietyn ylikonsolidoituneen tilan tavoittelua. Ylikonsolidoituneen tilan tavoittelu on perusteltua ensinnäkin sen sekundääripainumaa pienentävän vaikutuksen vuoksi. Toisaalta suurten painumaerojen vuoksi sama konsolidaatioaste eri paksuisilla savilla tarkoittaa myös suuruusluokaltaan erilaista painumaa.
2. Painumaerot on otettava huomioon pystyöjavälin ja ylipenkereen korkeuden suunnittelussa. Ylipengerryksen filosofia on sisäistettävä; maanpinnan kohotessa esirakentamisen yhteydessä ja saven heikon leikkauslujuuden rajoittaessa penkereen korkeutta, voidaan joutua tilanteeseen, jossa esirakentamisen alkuhetkellä ei ole käytännössä ylipengertä suhteessa lopulliseen kuormitukseen. Erityisesti tämä korostuu siellä missä painumat ovat suuret. Vähemmän painuvilla osilla todellinen ylipenger voi hyvinkin vaikuttaa koko ajan. Painumaerot tulisi huomioida tihentämällä pystyöjaväliä eniten painuvilla osilla.

Painumien siten tapahtuessa nopeammin, päästään nopeammin hyödyntämään kasvanutta leikkauslujuutta, vrt kohta 6.5, korottamalla ylipengertä.

3. Edelliseen liittyen on sekä suunnittelijan ja rakennuttajan valmistauduttava muutoksiin suunnitelluissa pengerkorkeuksissa, jos esimerkiksi painumat ovat suurempia kuin oli ennustettu.

4. Esirakennusaika pystyjoilla käsitetään yleisesti 2...3 vuodeksi. Kokemukset Pikku-Huopalahdessa osoittavat, että huonoissa olosuhteissa on pikemminkin varauduttava 3...4 vuoden esirakennusaikaan. Esirakennusaikaa ja lopullista kuormitusta(painumaa) on mahdollista vähentää kevytsorakevennyksillä. Kevyt-sorakevennyksiin on syytä varautua suunnitelmissa, jos esirakentamiselle varattu aika on selkeästi rajattu.

Painumien laskennasta ja konsolidaation kehittymisestä on käynyt ilmi:

- vanhojen täyttöjen vaikutus tulee huomioida siten, että painumat lasketaan kullekin pisteelle oman maastomallin mukaan. Huokospainemittausten perusteella määritetyt konsolidaatiojännitykset ja niiden avulla lasketut painumat ovat vastanneet suhteellisen hyvin toteutuneita painumia. Kun huokospainehavaintoja ei ole käytettävissä, on keskeneräisen konsolidaation konsolidaatiotilaa arvioitaessa karkeiden yleistysten(=virheiden) välttämiseksi hyvä muistaa konsolidaation aikatekijän riippuvuus kääntäen saven paksuuden, tai sen puolikkaan, neliöön.
- Konsolidaatiokertoimen arvot vaihtelevat riippuen tutkimusmenetelmästä, näytteen laadusta ja tutkimuspisteestä. Konsolidaatiokertoimen arvo kannattaa valita varovaisesti. Portaallisten ödometrikokeiden suorittaminen automaattisten kokeiden rinnalla on suositeltavaa. Varovainen valinta mitoituksessa käytettäväksi konsolidaatiokertoimeksi on esimerkiksi Pikku-Huopalahdessa ollut perusteltua. Vaakasuorien ödometrikokeiden suorittaminen on suositeltavaa, joskin esimerkiksi Pikku-Huopalahdessa ödometrikokeen suunnalla ei ole ollut merkittäviä vaikutusta tuloksiin.
- Painumaparametrien valinnassa on huomioitava kaikki suunniteltavalta alueelta otetut ödometrikokeet ja valittava kullekin lasketulle pisteelle tai alueelle sitä parhaiten edustava näyte. Jos halutaan käsitellä kokonainen pystyjoitusalue samoilla parametreilla, olisi löydettävä keskimäärin edustavat

arvot parametreille. Häiriintymättömien näytteiden sijainnit on valittava sellaisiksi, että ne kattavat mahdolliset erilaiset kuormitushistoriat.

7.4 Pystyöjituksen onnistuminen Pikku-Huopalahdessa

Esirakentamiselta on Pikku-Huopalahdessa edellytetty rakentamisen jälkeisten painumien rajoittamista alle 0,3 metriin. 300 mm sallittu painuma korttelialueilla on vaarassa ylittyä 10 vuoden kuluessa. Kyseinen painuma-arvio koskee pelkästään Korppaanmäentien pohjoispuolta, koska muualla ylipengerrys on vielä kesken.

Esirakennusaika on venynyt suunniteltua pidemmäksi, joskaan se ei ole vaikuttanut muuhun rakennusaikatauluun. Sekä pitkään esirakennusaikaan että keskeneräiseen konsolidaatiopainumaan on syynä riittämätön ylipenger.

Tarkkailumittaukset ovat olleet Korppaanmäentien pohjoispuolella kiitettävän laajoja. Suunnittelijalle ja muille asianomaisille on jäänyt kuitenkin liikaa tulkinnanvaraisuutta tulosten suhteen, vrt luvut 6.11, 6.122 ja 6.2.

Kustannusmielessä Pikku-Huopalahden esirakentaminen ja siinä yhteydessä myös pystyöjitus ovat onnistuneet, koska myönnettyjä esirakennusvaroja ei olla ylitetty.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ Anundi, M. Tutkimus syvästabiloinnin soveltuvuudesta Pikku-Huopalahden ranta-alueen vakavuuden parantamiseksi. Diplomityö. Oulun yliopisto. 1982.
- /2/ Barron, R. A., Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Trans. Asce, Vol.113, Paper No 2346.1948.
- /3/ Buisman, A.S.K., Results of Long Duration Settlement Tests. Harward 1936. Proc. ICSMFE;Vol I, s.103-105.
- /4/ Carillo, N., Simple two- and three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils. Journal of Mathematics and Physics, Vol 21, No 1, 1942.
- /5/ Chang, Y.C.E., Long term consolidation beneath the test fills at Väsby, Sweden. SGI report No 13.
- /6/ Cortlever, N.G., Investigation into the behaviour of plastic drains in Rotterdam harbour sludge. Geotechnics Holland BV April 1983.
- /7/ Hansbo, S., Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. 10.ICSMFE, Stockholm, 1981. Vol. 3, paper no 12/22.
- /8/ Hansbo, S. et. al., Consolidation by vertical drains. Vertical Drains.
- /9/ Hansbo, S., Fact and Fiction around vertical drainage. Prediction and performance in geotechnical engineering. Calgary. 17-19. 6.1987.
- /10/ Helenelund, K.V. , Maarakennusmekaniikka, Espoo 1976.
- /11/ Jamiolkowski, M., Lancelotta, R., Wolski, W., Precompression and Speeding up Consolidation. General Report. 8. ECSMFE, Helsinki, 1983. A:A. Balkema, Rotterdam, 1984.

- /12/ Janbu, N., Grunnlag i geoteknikk. Tapir Forlag, Trondheim, 1970.
- /13/ Juhola , M.O., Pohjarakenteiden kehitys. RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki 1986. s 42.
- /14/ Korhonen, K-H., Maalajien geotekniset ominaisuudet, RIL; Pohjarakennuksen käsikirja, Helsinki 1974.
- /15/ Korhonen, K-H., Muodonmuutosominaisuudet, RIL 157, 1985, s. 282-290.
- /16/ Lampinen, R., keskustelu.
- /17/ Larsson, R., Consolidation of Soft Soils. SGI. Report No:29. 1986.
- /18/ Larsson, R., Drained behaviour of Swedish clays, SGI Report No 12, Linköping 1981.
- /19/ Larsson, R. et al., Two Stage- Constructed Embankments on Organic soils. SGI Report No 32. Linköping 1988.
- /20/ Leminen, K. et al., Subsoil improvement by means of the Geodrain: Field test results from Helsinki, Finland. Geotechnical report from Terrafigo.
- /21/ Lojander, M., Saven mekaanisen mallin parametrien määrittäminen. Lisensiaattityö. TKK R-M-osasto 1989.
- /22/ Magnan, J.P et al., Back Analysis of Soil Consolidation around Vertical Drains. General Report. 8. ECSMFE. Helsinki 1983.
- /23/ McGown, A. , Hughes, H, Practical aspects of the design and installation of deep vertical drains. Vertical drains. Thomas Telford Ltd, London 1982, s 14.

- /24/ Mesri, G., Coefficient of Secondary Compression. ASCE, Journal of the soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Vol. 100, No GT 8, Aug. 1974.

- /25/ Mesri, G., and Godlewski, P.M., Time- and Stress- Compressibility Interrelationship. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Vol. 103, No GT5, May 1977.

- /26/ Pohjavedenpinnan ja huokospaineen mittaaminen. Kairausopas IV. SGY 1987.

- /27/ Rathmayer,H., Esikonsolidointi. RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki 1986. S.298-308.

- /28/ Somerville, S.H.,Paul,M.E., Dictionary of Geotechnics. Butterworth& Co.(Publishers) Ltd, 1983.

- /29/ Taylor, D.W., Fundamentals of soil mechanics. JOHN WILEY & SONS,inc London 1948.

- /30/ Tremblay, M., Pore Pressure Measurement-Reliability of Different systems.SGI report No 37. Linköping 1989. S. 33.

- /31/ Vepsäläinen, P., Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa. RIL 157-2. Geomekaniikka II. Käsikirja, Helsinki 1990.

- /32/ Vepsäläinen, P., Naantalin-Turun maantien nro 189 rakentaminen 1985-1989. Pystyöjitus. Loppuraportti. Tieh.733342. 1989.

- /33/ Vesala, E., Maapohjan esikonsolidointi. RIL 157-2, Geomekaniikka II. Käsikirja.Helsinki 1990. Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 230-242.

- /34/ Vähäaho,I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen, Geoteknillisen toimiston tiedote 14, 1979.

PIKKU-HUOPALAHDESSA SUORITETUT HUOKOSPAINEMITTAUKSET EESTILÄISILLÄ HUOKOSPAINEMITTAREILLA

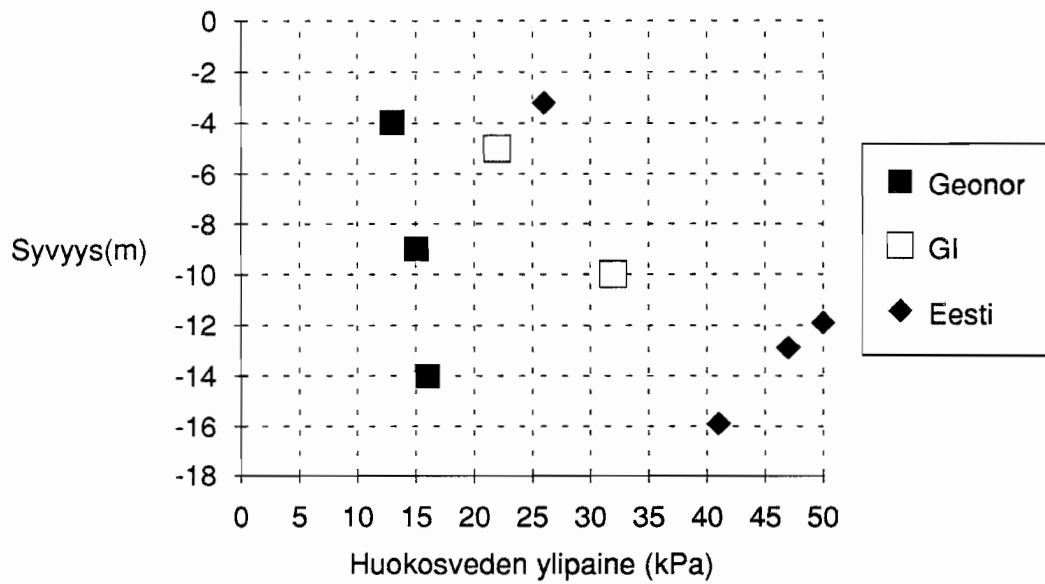
Toukokuun lopussa 1991 asensi Inseneribüro Geoteknika GIB As Tallinnasta omia huokospainekärkiään Pikku-Huopalahteen. Huokoskärkien asennuksessa ja kalibroinnissa käytettiin moskovalaista erikoisasantuntijaa. Huokoskärkiä sijoitettiin Tilkantorin paalutustyömaalle 4 kpl ja Tilkankadun pystyjoja-alueelle 1 kpl. Huokospainekärkien lisäksi maahan asennettiin kokonaispaineantureita. Huokospaine- ja kokonaispainemittaukset liittyvät GIB:n porakoneiden ja huokospainemittareiden testaus- ja markkinointikokeisiin Suomessa.

Eestiläisten huokospainekärjet ovat toimintaperiaatteeltaan ns. sähkömagneettisia kärkiä, joissa mitataan teräslangan värähtelytaajuutta. Yhden hertsin ero Pikku-Huopalahdessa käytetyissä mittareissa merkitsee 2.53...3 kPa eroa huokospaineessa.

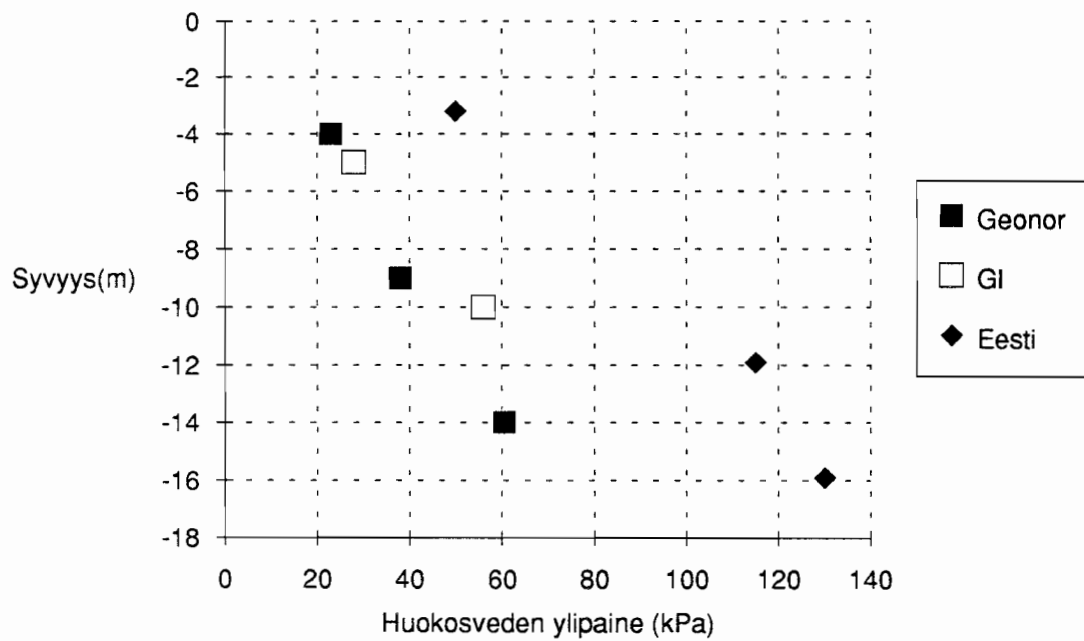
Mittaustulokset

Huokoskärkien asentamisen ja kalibroinnin jälkeen jätettiin huokospaineiden mittaamisessa käytetty laite geoteknisen osaston mittausryhmälle, joka on suorittanut huokospainemittaukset. Mitattuja huokospaineita on ollut mahdollista verrata geoteknisen osaston omiin mittareihin, joita on ollut Tilkantorilla kahdessa pisteessä, sekä pystyjoitusalueella välittömästi eestiläisen mittarin läheisyydessä.

Kuvassa 1 on ennen paalutusta mitatut huokosylipaineet. Kuvassa 2 on mitatut maksimihuokosylipaineet. Kuvista nähdään, että eestiläisten mittareilla on mitattu sekä korkeammat lähtöpaineet että korkeammat maksimihuokospaineet. Ennen paalutusta vallinneisiin huokospaineisiin on vaikuttanut jossain määrin erot täytepaksuudessa. Kuitenkin huokoskärjellä F3 on mitattu suurin huokospaine ennen paalutusta, vaikka sen kohdalla ei ollut täyttöjä ollenkaan.



Kuva 1. Huokosveden ylipaineet eri mittareilla ennen paalutusta.



Kuva 2. Paalutuksen aikana mitatut korkeimmat huokosylipaineet eri mittareilla.

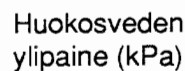
Myös paalutusta seurannut huokospaineen kasvu on ollut suurempaa eestiläisillä mittareilla (22...90 kPa) kuin geoteknisen osaston käyttämillä mittareilla (4...44 kPa). Huokospaineet ovat kasvaneet lähes lineaarisesti syvyyden suhteen. Luonnollisesti huokospaineisiin on vaikuttanut myös kärjen etäisyys lähimmästä paalusta.

Kuvissa 3 ja 4 ovat kaikki eestiläisistä huokospainemittareista mitatut huokospaineet. Kuvassa 3 oleva paineen nousu välillä 4.6-2.7.1991 johtunee 1.7 lyödyistä koepaalusta. Välillä 2.7...30.7.1991 on huokospaine noussut 13 kPa. Lähin paalutus on silloin ollut n. 30 m päässä. 1.8.1991 on paalutus edennyt noin 5 metrin päähän huokoskärjistä. 9.8 ja 12.8.1991 on huokoskärjen välittömässä läheisyydessä olevat paalut lyöty maahan. Paalutushetket on nähtävissä paineenkasvuina.

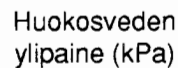
Huokospaineet ovat maksimitaan laskeneet 30...35 kPa. Huokospainehuippu pisteessä F1 johtuu lähelle tehdystä suunnittelelmattomasta läjityksestä, joka aiheutti huomattavan sivusiirtymän maan pintaosissa. Sen sijaan pisteestä F3 mitatun korkean huokospaineen syy ei ole kirjoittajan tiedossa. Kuvassa 4 olevan pisteen lähellä on paalutettu 14.8, 23.8, 27.8, 16.9 ja 23.9.1991. Huokospaineen kasvu on seurannut lähistöllä tehtyjä paalutuksia. Huokospaineet ovat laskeneet maksimitaan vajaan kuukauden sisällä 30 kPa, ollen lokakuun puolessa välissä vielä noin 100 kPa ylipainetta tasolla -16.

Huokoskärjen F4 tulokset ovat olleet heinäkuun alun jälkeen arvottomia, koska värähtelytaajuuden perusteella niissä ei ole painetta ollenkaan. Huokoskärjen F1 huokospaineet syyskuun alun jälkeen ovat olleet alle lasketun hydrostaattisen paineen.

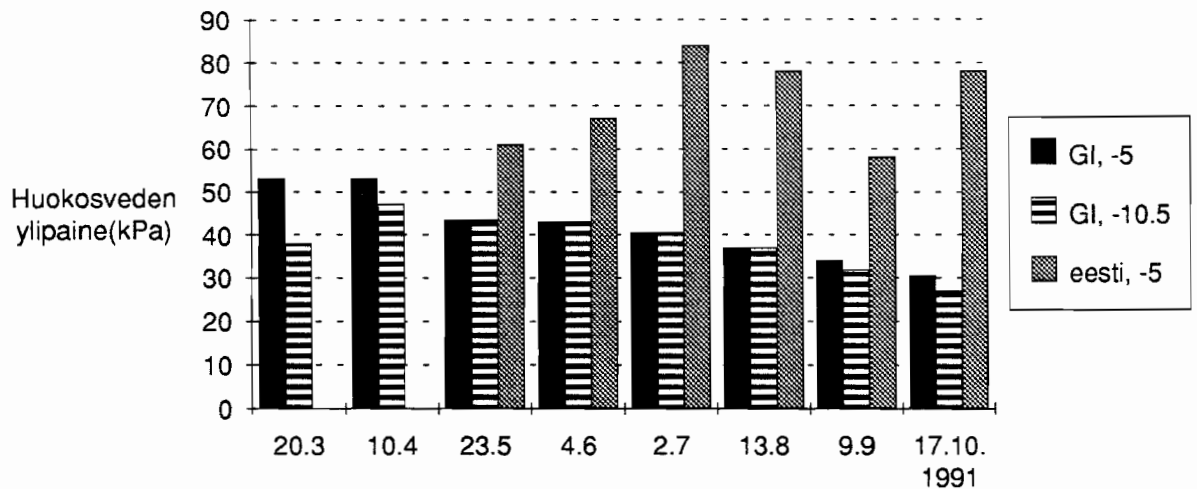
Kuvassa 5 vertailtu GI:n valmistaman mittarin ja eestiläisen mittarin ilmoittamia huokosylipaineita Tilkankadun pystyjakentältä. Vertailussa mittarit antavat selkeästi ristiriitaisia tuloksia. GI:n valmistamissa mittareissa huokospaineet ovat laskeneet, vaikka ylipengertä korotettiin kesäkuun alussa. Eestiläisen mittarin huokospaineet ovat korkeampia, mutta reagointi kuormituslisäykseen vaikuttaa luotettavammalta kuin GI:n mittarin. Syy huokospaineen kasvuun, joka on mitattu 17.10, ei ole tiedossa.



Kuva 3. Mitatut huokosylipaineet huokoskärjillä F1 (tasolla -3.2) ja F3(-11.9).

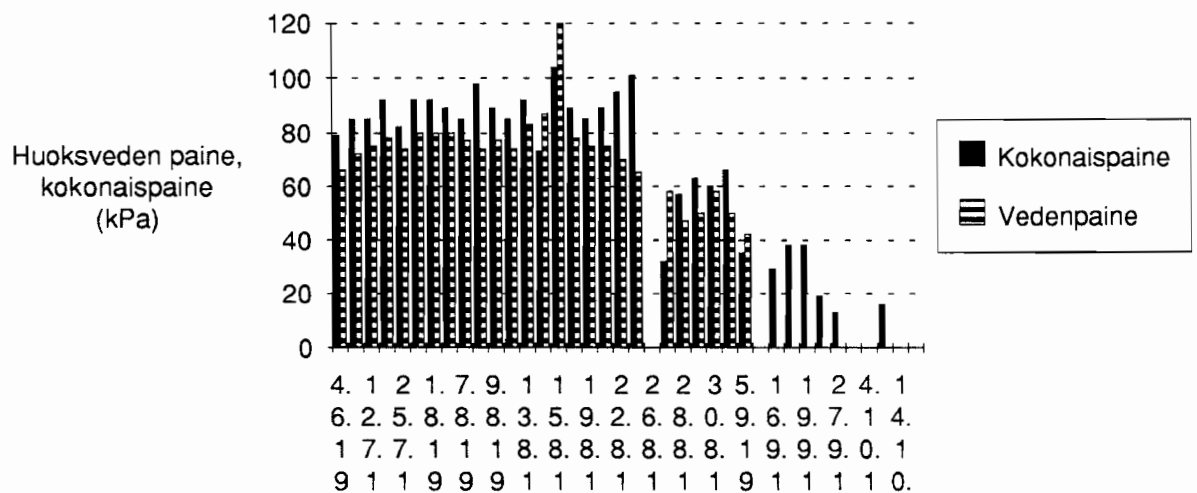


Kuva 4. Mitatut huokosylipaineet kärjistä F4(tasolla -12.9) ja F5(-15.9).

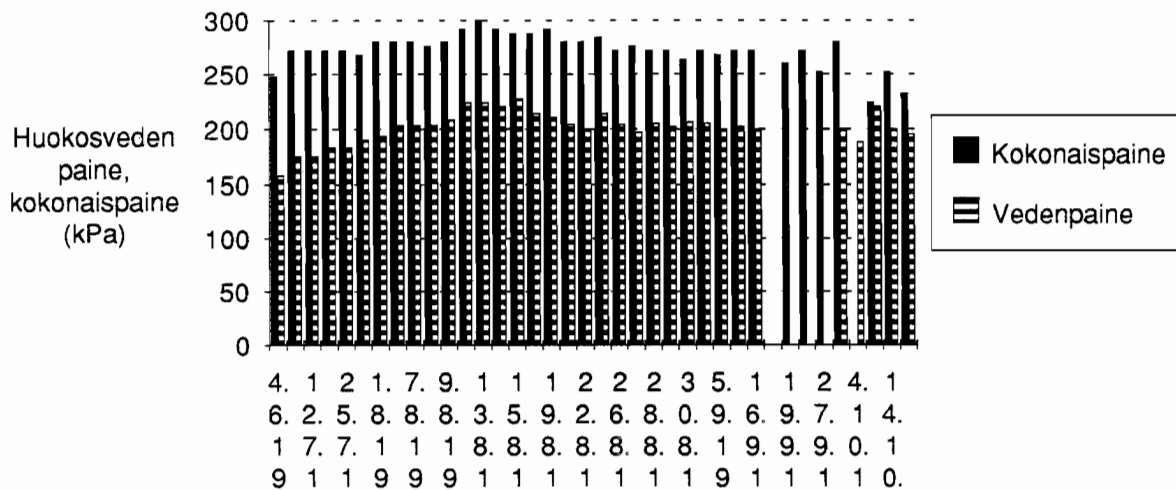


Kuva 5. Tiikankadun pystyajakentältä mitatut huokospaineet GI:n valmistamalla mittarilla ja eestiläisten mittarilla. Mittarien etäisyys toisistaan alle 10 m.

Eestiläiset asettivat huokospainekärkien lisäksi maahan kokonaispainetta mittaavia antureita. Kuvissa 6 ja 7 on esitetty pisteissä F1 ja F3 kokonaispaineen ja huokospaineen vertailu.



Kuva 6. Huokoskärjen F3 ja sitä vastaavan kokonaispaineanturin paineet.



Kuva 7. Huokoskärjen F3 ja sitä vastaavan kokonaispaineanturin paineet.

Yhteenveto huokospainemittausten vertailusta

Eestiläisten käyttämien mittarien reagointi kuormitusmuutoksiin vaikuttaa loogiselta. Vaikuttaa kuitenkin siltä, että mitatut huokospaineet ovat suurempia kuin geoteknisen osaston käytössä olevilla mittareilla. Tilkantorin paalutustyömaalla eestiläisistä kärjistä mitatut maksimihuokospaineet olivat kaksinkertaisia geoteknisen osaston käyttämiin mittareihin.

Tiheään tehdyt mittaukset ovat osoittaneet, että paineet ovat vaihdelleet paikoin merkittävästi esimerkiksi vuorokauden sisällä. Näin 2 kk välein suoritettavat mittaukset voivat antaa harhaanjohtavan kuvan huokospaineiden kehitymisestä.

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET

29.10.91

1	Anttikoski, U.	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	Suomi	1973
2	Anttikoski, U.	Kaupunkisuunnitteluun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1973 *
3	Anttikoski, U.	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1974 *
4	Mäkinen, R.	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	Suomi	1974 *
5	Saarela, M.	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	Suomi	1974 *
6	Saarela, M.	Kitkapaalujen kantavuus	Suomi	1976
7	Petäjä, J.	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	Suomi	1977
8	Raudasmaa, P.	Metrotunnelien injektointi	Suomi	1977 *
9	Anttikoski, U.	Kalliotunnelien käyttö varastointiin	Suomi	1977 *
10	Tikkanen, H.	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	Suomi	1978
11	Arkima, O.	Kluuvien ruuhkan jäädäytys	Suomi	1978 *
12	Raudasmaa, P.	Paiset perustusrakenteet	Suomi	1979
13	Havukainen, J.	Voimalalaitostuhtien ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	Suomi	1979
14	Vähäaho, I.	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	Suomi	1979 *
15	Raudasmaa, P.	Pohjavesitarkkailu -80	Suomi	1980
16	Anttikoski, U.	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	Suomi	1979 *
17	Roinisto, J.	Matkakertomus tutkimismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliin	Suomi	1981
18	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	Suomi	1981 *
19	Roinisto, J.	Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys	Suomi	1981
20	Vuola, P.	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	Suomi	1981
21	Havukainen, J. & Korhonen, O.	Tonttialueiden maarakenteet	Suomi	1981
22	Havukainen, J.	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-ainena ja energianlähteenä	Suomi	1981
23	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	Suomi	1982
24	Latvala, A.	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	Suomi	1982
25	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Sulamäki, A.	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	Suomi	1982
26	Halkola, H.	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparinmäessä	Suomi	1982 *
27	Paavola, P.	Kunnallisteknisten tunnelien louhintakustannus selvitys	Suomi	1982
28	Vähäaho, I.	Maarakennusta koskeva mallityöselvitys	Suomi	1982 *
29	Gulin, K.	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	Suomi	1982
30	Halkola, H.	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	Suomi	1982
31	Havukainen, J.	Kivihiilituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	Suomi	1983
32	Havukainen, J.	Användning av stenlovsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	Svenska	1983
33	Havukainen, J.	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	English	1983
34	Salmelainen, J.	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	Suomi	1983
35	Havukainen, J.	Matkakertomus kivihiilituhkien ympäristövaikutuskonferenssista	Suomi	1983
36	Hytti, P.	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa	Suomi	1984
37	Leinonen, J.	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	Suomi	1984
38	Pirinen, J.	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	Suomi	1984 *
39	Latvala, A.	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	Suomi	1984
40	Korpela, J. & Schuller, M.	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	Suomi	1984
41	Lahtinen, E-R.	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	Suomi	1985
42	Korpi, J.	In Situ-kuormituskoe painumien määrittämiseksi	Suomi	1985
43	Havukainen, J.	Esirakentamisen kehittäminen	Suomi	1985
44	Vähäaho, I.	Jäähdytysmenetelmän käyttö	Suomi	1987
45	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Latvala, A.	Kivihiilituhkien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	Suomi	1987
46	Julkunen, A.	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	Suomi	1987
47	Hutri, K-L.	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	Suomi	1988
48	Melander, K.	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	Suomi	1989
49	Leppänen, M.	Vahvisinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	Suomi	1989
50	Vähäaho, I. & Ryhänen, H.	Sulamiskondolidaation vaikutukset savessa	Suomi	1989
51	Vähäaho, I.	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	English	1989
52	Koskela, P.	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	Suomi	1989
53	Saari, M. & Korhonen, O.	Paalujen dynaaminen koetus PDA-laitteistolla	Suomi	1990
54	Saari, M. & Volanen, N.	Ruoholahden koepaalu	Suomi	1990
55	Yrjänä, J. & Korhonen, O.	Pystyöjitus Pikku-Huopalahdessa	Suomi	1991

Hinnat: 1 kpl, 80 mk, 2-3 kpl 70 mk, 4-6 kpl 60 mk, 7- kpl 55 mk

*) painos loppuunmyyty