

PUDOTUSTIIVISTYS SAUKONPAADEN TÄYTTÖALUEELLA

**Jari Viljanen
Osmo Korhonen**



Julkaisu 85/2002

PUDOTUSTIIVISTYS SAUKONPAADEN TÄYTTÖALUEELLA

**Jari Viljanen
Osmo Korhonen**

TIIVISTELMÄ

Tutkimus käsittelee pudotustiivistysmenetelmää sekä suoritettua pudotustiivistyskoetta Saukonpaaden täyttöalueella Helsingin Ruoholahdessa. Tavoitteena oli selvittää pudotustiivistyksen soveltuvuutta Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmänä sekä löytää osittain lohkaraiselle ja karkearakeiselle täytteelle soveltuva pohjatutkimusmenetelmä. Pudotustiivistyksen soveltuvuuden arvioimiseksi selvitettiin täytteen tiivistymistä, tiivistämistekniikkaa, työkustannuksia ja ympäristön vaatiman varoalueen laajuus.

Tutkimuksen alkuosassa käsitellään yleisesti pudotustiivistysmenetelmää, sen soveltuvuutta eri maalajeille ja siitä aiheutuvia ympäristövaikutuksia sekä pudotustiivistyksen suunnittelua. Pudotustiivistys soveltuu parhaiten hyvin vettä läpäiseville karkearakeisille maalajeille ja merkittävin menetelmästä aiheutuva ympäristöhaitta on tärinä.

Pudotustiivistyskoealueeksi valittiin 15 x 15 m²:n suuruinen ala, jonka kohdalla kitka-maatäytteen paksuus oli n. 10 m. Täytteen alapuolella oli paksu luonnontilainen hiekka-akerros. Ennen tiivistystä koealueella suoritettiin kairauksia ja mittauksia, joiden tuloksia verrattiin tiivistyksen jälkeen suoritettuihin vastaaviin tutkimuksiin. Tutkimusmenetelminä olivat puristin-heijarikairaus, MWD-porakonekairaus, radiometrinen reikämittaus, pinta-aaltoseisminen mittaus, sivusiirtymämittaus, PDA-mittaus ja häiriintyneet putkimaanäytteet. Sen lisäksi suoritettiin pudotuskuoppien syvyysmittauksia, koealueen pinnan vaaituksia ja tärinämittauksia. Varsinainen pudotustyö käsitti kolme pudotuskierrosta. Pudotukset suoritettiin 200 kN:n teräsjärkäleellä ja 20 m:n korkeudesta.

Mittausten ja tutkimusten perusteella saatiin maksimi tiivistymissyvyudeksi 12 m sekä keskimääräiseksi tiiviyden kasvuksi 36...59 %. Fysiologisten havaintojen ja tärinämitausten perusteella saatiin ympäristön vaatiman varoalueen säteeksi 182 m. Pudotustiivistyksen kustannuksia arvioitiin urakkatarjouksien ja työhön kuluneen ajan perusteella, jolloin pudotustyön hinnaksi muodostui 17...25 €/pudotus ja pinta-alaa kohden 11...16 €/m². Lopuksi arvioitiin tiivistetyn täytön kimmomoduulia, jonka perusteella laskettiin koealueen painumia eri suuruisilla kuormilla. Johtopäätös tutkimuksesta on, että pudotustiivistys soveltuu Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmäksi.

ABSTRACT

This research deals with dynamic compaction (DC) method in granular soils and DC test, which was arranged in the man-made fill of Saukonpaasi in Ruoholahti Helsinki. Aim of this research was to find out, if DC is applicable method to compress man-made miscellaneous fill in the Saukonpaasi area, and to find suitable ground survey method to monitor compaction work.

The beginning of this research deals with common features of the DC method and especially it's applicability to different soils, environmental impacts and design of DC. The most favourable soil deposits for DC would be those that have high permeability and where the drainage conditions are good. The most important environmental impact of DC is vibration.

For the test 15 x 15 m² square area was selected. Below the test area there was about 10 m thick man-made miscellaneous and granular fill. Underneath that fill there was thick natural sandy soil layer. Ground surveys were conducted in the area before and after the DC and the results were compared to each other afterwards. The used ground surveys methods included static-dynamic penetration test (SDPT), MWD (Measurement while drilling) –drilling, radiometric hole measurement, steady-state vibration of the free surface, lateral ground displacements measurement with inclinometer, PDA (Pile driving analysis) –measurement and disturbed soil samples.

Crater depths were also measured after each drop. Surface levelling of the test area was done before and after DC. Vibrations were recorded during the compaction test. Total of eight drops were conducted in each of the drop points during the three consecutive compaction rounds. All the drops were done from the height of 20 m with 200 kN steel tamper.

Ground was compacted up to 12 m from the surface and the average improvement in compaction was 36...59 %. Based on the vibration recordings and interviews 182 m radius of safety from the drop point was set. DC costs was estimated 17...25 €/drop or 11...16 €/m². Finally the modulus of elasticity of the test area was estimated from the test results and this was used to calculate estimates for the settlements in the test area. The conclusion of this research's is that DC is applicable ground improvement method for the miscellaneous fill in the Saukonpaasi area.

ALKUSANAT

Helsingissä on vuosikymmenten kuluessa vallattu alueita merestä täyttämällä. Alueet ovat pääsääntöisesti olleet satamatoiminnan käytössä. Sitten satamatoimintojen siirtyessä uuteen sijaintipaikkaan nykyiset alueet vapautuvat asunto-, liike- ja virkistyskäyttöön. Osa merestä vallatuista alueista kuten Saukonpaaden alue on täytetty valvotusti karkearakeisella ja kantavalla täyttömateriaalilla. Nämä täytöt ovat sinällään niin kantavia, että ne antavat mahdollisuuden vertailla useampia pohjarakennusvaihtoehtoja. Asuntorakentaminen asettaa korkeat laatuvaatimukset pohjarakentamiselle. Tässä julkaisussa on tutkittu sellaisen pohjanvahvistusmenetelmän soveltuvuutta, joka mahdollistaisi kustannuksiltaan edullisimman pohjarakentamistavan asuntorakentamiselle. Kiinteistöviraston tontti- ja geotekninen osasto päättivät koerakentamalla selvittää pudotustiivistysmenetelmän käyttökelpoisuuden Saukonpaaden olosuhteissa. Tämä tutkimus palvelee myös muita vastaavia hankkeita, joissa harkitaan pudotustiivistyksen käyttöä.

Julkaisu perustuu tekn.yo. Jari Viljasen diplomityöhön, joka on tehty Helsingin kaupungin geoteknisellä osastolla toimistopäällikkö Osmo Korhosen ohjauksessa. Työn valvojana on toiminut professori Olli Ravaska Teknillisestä korkeakoulusta.

Helsingissä joulukuun 30. päivänä 2002

Ilkka Vähäaho
osastopäällikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	5
ABSTRACT	6
ALKUSANAT	7
SISÄLLYSLUETTELO	8
MERKINNÄT	11
1. JOHDANTO	15
2. PUDOTUSTIIVISTYSMENETELMÄ	16
2.1 Menetelmän kuvaus	16
2.2 Soveltuvuus eri maalajeille	17
2.2.1 Maan ominaisuuksien vaikutus	17
2.2.2 Maan luokittelu	19
2.3 Iskutiivistys ja dynaaminen konsolidaatio	21
2.4 Tiivistyminen	21
2.4.1 Tiivistysenergia	21
2.4.2 Tiivistymisen ehto	22
2.4.3 Pudotusiskun aikaiset jännitykset	23
2.5 Aaltoliike	26
2.5.1 Aaltotyypit	26
2.5.2 Aallon nopeus	28
2.6 Vaimennus	30
2.6.1 Geometrinen vaimennus	30
2.6.2 Materiaalivaimennus	31
2.6.3 Kokonaisvaimennus	32
3. PUDOTUSTIIVISTYKSEN YMPÄRISTÖVAIKUTUKSIA	34
3.1 Tärinä	34
3.1.1 Tärinän mittaaminen	34
3.1.2 Tärinän taajuuden arviointi	35
3.1.3 Tärinän suuruuden arviointi	35
3.2 Muita ympäristövaikutuksia	37
3.3 Maan dynaamisten ominaisuuksien vaikutus	37
3.3.1 Leikkausmoduuli $G_{\max}$ ja Poissonin luku ν	38
3.3.2 Leikkausaallon nopeuden $v_{s,\max}$ määrittäminen	40
3.4 Tärinän leviämisen estäminen	40
4. PUDOTUSTIIVISTYKSEN SUUNNITTELU	42
4.1 Tiivistyksen syvyysvaikutus	42
4.1.1 Energiayhtälö	42
4.1.2 Muokattu energiayhtälö	44
4.1.3 Teoreettiseen malliin ja käytännön tapauksiin perustuva yhtälö	46
4.2 Vaadittava kokonaisenergia	46
4.3 Pudotusverkon tiheys	48
4.4 Pudotuskierrokset	49
4.5 Iskuarina	51
4.6 Suunnittelumalli kuivalle hiekalle	51

4.7	Suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä.....	53
4.7.1	Korkea pohjavedenpinta.....	53
4.7.2	Kovan tai pehmeän maakerroksen esiintymä.....	53
5.	PUDOTUSTIIVISTYSKOKEEN SUORITUS	55
5.1	Koealue ja pohjasuhteet	55
5.2	Kokeen tavoite.....	55
5.3	Valmistelevat tutkimukset ja työt.....	56
5.3.1	Olemassa olevat pohjatutkimukset.....	56
5.3.2	Koealueen sijainnin määrittäminen.....	56
5.3.3	Koesuunnitelman laatiminen	57
5.3.4	Urakoitsijan valinta	58
5.4	Kalusto ja laitteisto.....	58
5.4.1	Pudotustyön kalusto	58
5.4.2	Maansiirtokalusto	59
5.4.3	Mittaus- ja dokumentointilaitteisto	60
5.4.4	Yhteenveto kalustosta ja laitteistosta	60
5.5	Tutkimukset ennen tiivistystä.....	61
5.5.1	MWD-porakonekairaukset	61
5.5.2	Puristin-heijarikairaukset	62
5.5.3	Radiometriset reikämittaukset	64
5.5.4	Näytteenotto	65
5.5.5	Yhteenveto ennen tiivistystä suoritetuista tutkimuksista	65
5.6	Tutkimukset tiivistyksen jälkeen.....	65
5.7	Pudotustyö ja seurantamittaukset.....	66
5.7.1	Pudotustyötä edeltävät työt	66
5.7.2	Pudotustyö ja sen aikaiset mittaukset	67
5.7.3	Pudotustyön jälkeiset työt.....	73
6.	PUDOTUSTIIVISTYSKOKEEN TULOKSET	74
6.1	Ympäristövaikutukset	74
6.1.1	Tärinä	74
6.1.2	Fysiologiset havainnot.....	80
6.1.3	Varoalue	81
6.2	Laboratoriotutkimukset	81
6.2.1	Rakeisuuskäyrä.....	81
6.2.2	Suhteellinen tiiviys ja tiiviysaste.....	82
6.3	Tutkimukset ja mittaukset	84
6.3.1	Kairauspisteet.....	84
6.3.2	MWD-porakonekairaukset.....	85
6.3.3	Puristin-heijarikairaukset	86
6.3.4	Radiometriset reikämittaukset	87
6.3.5	Pinta-aaltoseisminen mittaus.....	89
6.3.6	Sivusiirtymämittaukset.....	90
6.3.7	Koealueen painumat sekä kuoppien syvyysmittaukset	91
6.3.8	PDA-mittaukset	93
6.4	Tiivistyksen syvyysvaikutus ja laatu.....	93
6.5	Pudotustyö.....	97
6.5.1	Työsaavutus	97
6.5.2	Vaadittu kalusto ja kustannukset.....	98
7.	TIIVISTETYN TÄYTÖN PAINUMA.....	102
7.1	Koealueen kimmomoduulin arviointi	102
7.2	Koealueen painuman arviointi	108

8. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	112
KIRJALLISUUSLUETTELO	114
LIITTEET	119
Liite A. Kyselylomake	
Liite B. Saukonpaaden alueen sijaintikartta ja ilmavalokuva	
Liite C. MWD-porakonekairautulokset	

MERKINNÄT

A	pinta-ala	m^2
A_1	rakennusala	m^2
A_2	tiivistettäväala	m^2
B	koealueen sivumitta, leveys	m
ΔB	sivusiirtymä koealueen reunassa	mm
C	aallon nopeus	m/s
CSR	dynaaminen jännityssuhde	
D	tiivistysvyvyys, tiiviysaste	$m, \%$
D_{max}	maksimi tiivistymissyvyys	m
D_r	suhteellinen tiiviys	
ΔD	maapilarin painuma	m
E	kimmomoduuli	Pa
E_p	potentiaalienergia	J
E_{ulk}	ulkoinen energia	
E_{VK}	vaadittava kokonaisenergia pinta-alayksikköä kohden	kJ/m^2
E_w	veden kimmomoduuli	Pa
E_1	ympäristöön siirtyvä kimmoinen aalto, kimmomoduuli ennen tiivistystä	$-, Pa$
E_2	plastiset sivusiirtymät, kimmomoduuli tiivistyksen jälkeen	$-, Pa$
E_3	plastiset kokoonpuristumiset	
E_4	rakeiden tai niiden välisten sidosten murskaantuminen	
F_{max}	dynaamisen voiman huippuarvo	N
G	leikkausmoduuli	Pa
G_{max}	leikkausmoduulin maksimiarvo	Pa
H	jätkäleen pudotuskorkeus	m
I	energiatiheys pinta-alayksikköä kohti tarkasteltavalla etäisyydellä x lähteestä	J/m^2
I_0	vertailuenergia etäisyydellä x_0 lähteestä	J
K	kivisyys	
$K_{2,max}$	maan suhteellisen tiiviiden funktiona määräytyvä kokeellinen vakio	kPa

L	pituus	m
N	pudotusten kokonaislukumäärä pisteeseen	kpl
P	pudotuskierrosten lukumäärä	kpl
PT_{yk}	pudotustiivistyksen yksikkökustannus pinta-alayksikköä kohden	€/m ²
PTK_{kem}	pudotustiivistyskustannus kerrosneliömetriä kohden	€/kem ²
S	koealueen painuma	m
T	värähdysjakso	s
TVS	todellinen vektorisumma	mm/s
U	vakio, joka riippuu pudotuskorkeudesta H ja –painosta W	mm/s
V	tilavuus	m ³
V_h	maaerän huokostilavuus	m ³
V_s	maaerän kiinteän maa-aineksen tilavuus	m ³
V_1	koealueen pinnan tiivistymisen tilavuus	m ³
V_3	koealueen sivuille työntyvän maa-aineksen tilavuus	m ³
ΔV	tilavuuden muutos	m ³
W	järkäleen massa	t, N
a	kiihtyvyys, järkäleen hidastuvuus	m/s ²
a_{max}	järkäleen suurin hidastuvuus	m/s ²
c	vaimennusvakio	kg/s
d	pudotuspisteiden välinen etäisyys	m
e	huokosluku	
e_{max}	maksimi huokosluku	
e_{min}	minimi huokosluku	
f	taajuus	Hz
f_B	kovanpohjan sijainnin vaikutuksen huomioiva kerroin	
f_C	iskuarinan ominaisuudet huomioiva kerroin	
f_M	tiivistettävän maakerroksen ominaisuudet huomioiva kerroin	
f_n	luonnollinen taajuus	Hz
g	maan vetovoiman kiihtyvyys	m/s ²
h	pudotuskorkeus	m
k	jousivakio, kokeellinen kerroin	N/m, -
k_L	kerrosluku	
m	järkäleen massa, kostean maanäytteen massa	kg, g

m_0	maanäytteen kokonaismassa	g
n	aaltotyypistä riippuva eksponentti	
q_c	puristinkairan kärkivastus	MPa
p	tasainen kuorma	kN/m ²
r	ympyränmuotoisen kuormituspinnan säde	m
r_0	järkäleen pohjan säde tai puolikas sivumitta	m
s	siirtymä	m
t	aika	s
u	siirtymä x-suunnassa	m
v	siirtymä y-suunnassa	m
v_0	järkäleen iskunopeus	m/s
$v_{\max}$	heilahdusnopeuden maksimiarvo	mm/s
v_p	puristusaallon nopeus	m/s
v_{R1}	pinta-aallon nopeus ennen tiivistystä	m/s
v_{R2}	pinta-aallon nopeus tiivistyksen jälkeen	m/s
v_s	leikkausaallon nopeus	m/s
Δv	järkäleen nopeuden muutos	m/s
w	siirtymä z-suunnassa	m
x_t	vaakasuoraheilahdusnopeus ajanhetkellä t	mm/s
z	syvyys maanpinnasta	m
$\ddot{z}$	järkäleen hidastuvuus	m/s ²
z_t	poikittainen heilahdusnopeus ajanhetkellä t	mm/s
y_t	pystysuoraheilahdusnopeus ajanhetkellä t	mm/s
Ω	materiaalivaimennus	
α	materiaalivaimennuskerroin	1/m
β	kulmakerroin	1/s
γ	leikkausmuodonmuutokset, tilavuuspaino	-, kN/m ³
γ'	tehokas tilavuuspaino	kN/m ³
γ_d	kuivatilavuuspaino	kN/m ³
$\gamma_{d\max}$	kuivatilavuuspainon maksimi	kN/m ³
$\gamma_{d\min}$	kuivatilavuuspainon minimi	kN/m ³
$\gamma_{\max}$	tilavuuspainon maksimi	kN/m ³
γ_f	vertailumuodonmuutokset	
ε	tilavuudenmuutos, muodonmuutos	
ε_x	muodonmuutos jännityksen σ_x suunnassa	
ε_y	muodonmuutos jännityksen σ_y suunnassa	

ε_z	muodonmuutos jännityksen σ_z suunnassa	
θ_0	iskuaallon jakaantumiskulma	°
κ	kerroin, joka riippuu pudotuskorkeudesta H ja – painosta W	1/m
λ	Lamen vakio	
μ	kerroin, joka riippuu suhteellisesta tilavuudenmuu- toksesta	
ν	Poissonin luku	
ξ	aallon amplitudi etäisyydellä x	m
ξ_0	aallon amplitudi etäisyydellä x_0	m
π	pii	
ρ	tiheys	kg/m ³
ρ_1	tiheys ennen tiivistystä	kg/m ³
ρ_2	tiheys tiivistyksen jälkeen	kg/m ³
σ	jännitys	Pa
σ_x	jännitys x-suunnassa	Pa
σ_y	jännitys y-suunnassa	Pa
σ_z	jännitys z-suunnassa	Pa
$\sigma_{z,dyn}$	maan pinnasta syvyydellä z vaikuttava dynaami- nen jännitys	Pa
$\sigma_{0,dyn}$	maanpinnalla vaikuttava dynaaminen jännitys	Pa
$\sigma'_{z,v}$	maan pinnasta syvyydellä z vaikuttava tehokas pystysuora jännitys	Pa
σ'_1	vallitseva tehokas pääjännitys	kPa
∇^2	Laplace-operaattori	

1. JOHDANTO

Saukonpaaden alue, joka sijaitsee Helsingin Ruoholahdessa lähellä Länsisatamaa, kaavoitetaan asuntorakentamiselle. Alueen pohjarakennustavat on valittava siten, että rakennusten painumat ovat hyvin vähäisiä. Yhtenä vaihtoehtona on perustaminen paalujen varaan. Koska alue on pääosiltaan mereen tehtyä lohkareista täyttöä, tulisi kysymykseen täytteen läpi porattavat teräspaalut. Tämä on kuitenkin melko kallis vaihtoehto ja sen vuoksi on harkittu toista edullisempaa vaihtoehtoa, perustamista maanvaraan. Pohjarakennusohjeissa (1988) sanotaan, että tiivistämättömän täytemaan varaan perustamista on vältettävä epätasaisien painumien vuoksi [40] ja siksi maanvaraan perustaessa tulee täyttö tiivistää hyvin. Pudotustiivistys on yksi dynaamisista syvätiivistysmenetelmistä, jolla täyttöä voidaan tiivistää. Pudotustiivistystä on aikaisemmin käytetty Helsingin alueella lähinnä siltojen, varastojen, teiden, putkilinjojen ja satamarakenteiden maapohjien vahvistamiseen, mutta sitä ei tietyvästi ole aikaisemmin käytetty asuinkerrostalojen pohjarakennusmenetelmänä.

Pudotustiivistyksessä pudotetaan raskasta järkelettä vapaasti alas halutulta korkeudelta. Pudotusisku eli impulssi saa aikaan maantiivistymisen pudotuspisteen alapuolella. Tiivistysvaikutus riippuu kuitenkin useammasta tekijästä ja sen vuoksi ei välttämättä aina saavuteta suunniteltua tiiviyyttä ja tiivistymissyvyyttä. Usein menetelmän käyttöä rajoittaa myös ympäristöön leviävä haitallinen värinä.

Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto on tehnyt Saukonpaaden alueelle rakennettavuusselvityksen syksyllä 2001. Siinä on ehdotettu pudotustiivistystä käytettävän tietylle osalle aluetta. Tämän työn tavoitteena on selvittää pudotustiivistyksen käyttökelpoisuutta Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmänä. Pudotustiivistyksellä halutaan tiivistää löyhät ja epähomogeeniset täytöt hallitusti siten, että rakennukset voidaan perustaa jäykällä arinarakenteilla maan varaan.

Pudotustiivistyksen soveltuvuuden arvioimiseksi suoritettiin pudotustiivistyskoe. Kokeen tavoitteena oli selvittää täytteen tiivistymistä, tiivistämistekniikkaa, työkustannuksia ja ympäristön vaatiman varoalueen laajuutta sekä kerätä tietoa ihmisten fysiologisista havainnoista pudotustiivistyksen aikana. Tavoitteena oli myös löytää sopiva pohjatutkimusmenetelmä, jolla lohkareisen kitkamaatäytteen tiivistymistä voidaan arvioida kyllin luotettavasti.

Tässä tutkimuksessa käsitellään pudotustiivistyksen soveltuvuutta eri maalajeille, pudotustiivistyksestä aiheutuvia ympäristöhaittoja ja pudotustiivistyksen suunnitteluun liittyviä näkökohtia. Tutkimuksessa esitetään myös pudotustiivistyskokeen järjestelyt sekä sen tulokset. Tämän lisäksi hyödynnetään kokeen tuloksia arvioimalla tiivistetyn täytteen kimmoisia ominaisuuksia.

2. PUDOTUSTIIVISTYSMENETELMÄ

2.1 Menetelmän kuvaus

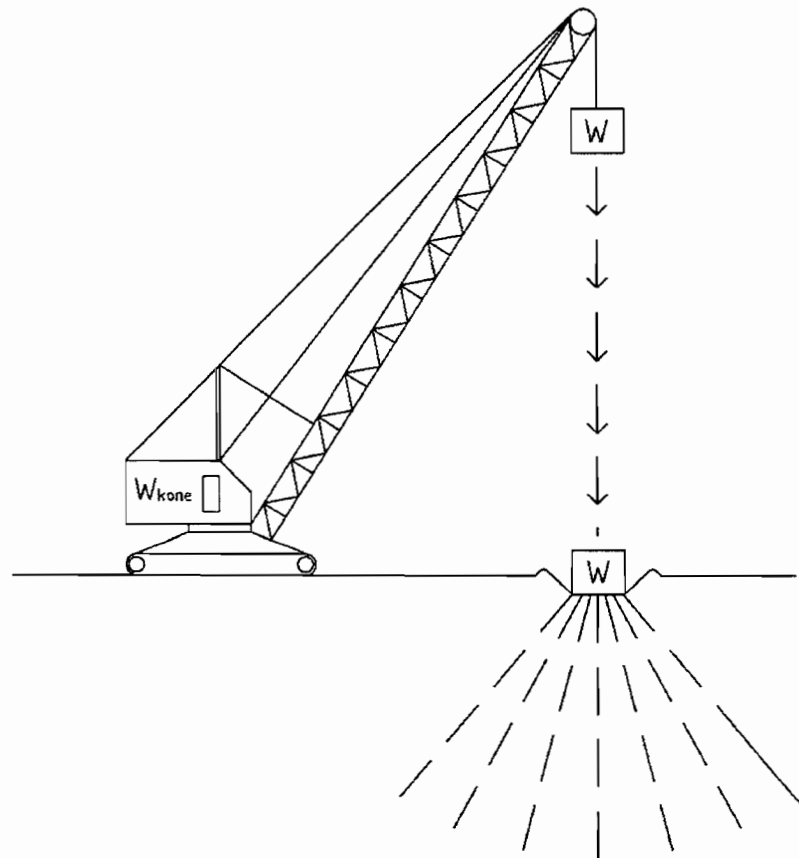
Pudotustiivistys (Dynamic compaction, Heavy tamping) on yksi dynaamisista syvätiivistysmenetelmistä, jossa maan pintaan aiheutettu voimakas impulssi saa aikaan maan tiivistymisen impulssipisteen alapuolella. Muita dynaamisia syvätiivistysmenetelmiä ovat mm. täryhuuhdeltu, räjäytys- ja tärytiivistys. Pudotustiivistys on taloudellinen ja tehokas pohjanvahvistusmenetelmä, joka soveltuu parhaiten louheen, soran ja hiekan sekä sekalaisen kitkatäyttömaan tiivistämiseen. Pudotustiivistystä käytetäänkin yleisesti etenkin USA:ssa, koska siellä on runsaasti pudotustiivistykseen soveltuvaa kalustoa ja monin paikoin suotuisat pohjasuhteet. Pudotustiivistystä on käytetty Suomessakin viimeisen kahdenkymmenen vuoden aikana n. 100:ssa projektissa mm. siltojen perustusten, putkijohtojen, katujen, varastojen ja tavarakenttien maarakenteiden tiivistämisessä [50].

Pudotustiivistyksessä nostetaan raskas paino ylös ja pudotetaan se vapaasti alas määrättyihin pisteisiin. Pudotuspisteet sijaitsevat tavallisesti neliö- tai kolmioverkossa. Verkon tiheys riippuu pudotuspainosta ja pudotuskorkeudesta, mutta tavallisesti se vaihtelee 2 - 5 metriin. Pudotuspainona käytetään yleensä suoran lieriön tai neliön muotoista teräsjätkälettiä. Jätkäle voi olla myös teräskuorinen ja betonitäytteen tai paksu teräslevy. Jätkäleen paino on useimmiten 5 - 30 tonnia ja pudotuskorkeutena 10 - 25 metriä. Pudotuksia suoritetaan yhdellä kierroksella 2 - 5 kpl/pudotuspiste ja kierroksia on tavallisesti 2 - 4. Jokaisen kierroksen välillä pudotuksista syntyneet kuopat eli ”kraatterit” täytetään ja tasataan ennen seuraavaa pudotuskierrosta.

Pudotustiivistyksen idea on peräisin jo antiikin ajoilta, mutta ensimmäisen käytäntöön soveltuvan menetelmän kehittivät ranskalainen insinööri Louis Ménard ja hänen yhtiönsä TLM (Technique Louis Ménard) vasta 1960-luvun loppupuolella [10]. Aluksi pudotettavan painon massa oli 10 tonnia ja pudotuskorkeutena maksimissaan 10 metriä, jolloin tiivistymisen syvyysvaikutus ulottui maanpinnalta noin 5 - 6 metrin syvyyteen. Menetelmän kehittyessä on käytetty yhä suurempaa painoa ja pudotuskorkeutta, esimerkiksi Ranskassa Nizzan lentokentän tiivistämisessä 1980-luvun alussa käytettiin erikoiskalustoa, jossa pudotusjätkäleen massa oli 190 tonnia ja pudotuskorkeutena 25 metriä, jolloin tiivistyksen syvyysvaikutus ulottui lähelle 30 metriä maanpinnalta [8]. TLM-yhtiö on kehittänyt kolmijalkaisen nostolaitteen, jolla voidaan pudottaa 40 tonnin jätkäle 40 metrin korkeudesta. Tavallisimmin nostokalustona käytetään telialustaista ristikkopuominosturia, jonka puomi soveltuu vapaaseen pudotukseen.

Pudotustiivistysmenetelmän käyttöä rajoittaa maalajin soveltuvuus sekä pudotustyöstä aiheutuva värinä. Menetelmä soveltuu huonosti tai ei lainkaan savisille maalajeille. Hienorakeisia maalajeja tiivistäessä voidaan yhdistää kaksi menetelmää pudotustiivistys ja pystyjoitus keskenään parantamaan tiivistyksen lopputulosta. Pudotuksesta aiheutuu myös ei-toivottava pinta-aalto, joka saattaa vaurioittaa lähistön rakenteita tai värinäherkkiä laitteita. Pudotustyön aikana on syytä suorittaa värinämittauksia, jotta tarvittaessa voidaan vähentää pudotusenergiaa vahinkojen välttämiseksi. Värinän leviämistä voidaan lisäksi rajoittaa maahan tehtävillä pystykatkoilla. Pudotustiivistyksellä voidaan tiivistää myös vedenalaisia maakerroksia. Silloin pudotusjätkäle voidaan

muotoilla hydrodynaamisesti tai sijoittaa pohjastaan umpinaiseen teräsputkeen, johon vesi ei pääse, koska vedenvastus pienentää pudotusenergiaa.



Kuva 2.1 Pudotustiivistyksen periaate

2.2 Soveltuvuus eri maalajeille

2.2.1 Maan ominaisuuksien vaikutus

Tiivistyksen lopputulokseen vaikuttavat maalajin rakeisuus, huokoisuus, tiiviys, vesipitoisuus, vedenläpäisevyys ja lämpötila. Tämän lisäksi hienorakeisilla maalajeilla tiivistymiseen vaikuttavat myös niiden plastiset ominaisuudet.

Tiivistäminen on prosessi, jossa yritetään pienentää maan huokostilavuutta. Yleensä tiivistäminen lisää maan leikkauslujuutta, sekä pienentää painumia ja vedenläpäisevyyttä [14]. Huokostilavuus koostuu nesteestä ja kaasusta. Huokosluku e tarkoittaa maan huokostilavuuden ja kiinteän maa-aineksen tilavuuden suhdetta, jota yhtälö (2.2.1) esittää.

$$e = \frac{V_h}{V_s} \quad (2.2.1)$$

e on huokosluku

V_h on maa-aineksen huokostilavuus [m^3]

V_s on saman maa-aineksen kiinteän maa-aineksen tilavuus [m^3]

Koska käytännössä maa on sekarakeista, niin pienet rakeet menevät suurempien väliin. Silloin maan huokosluku pienenee ja kuivatilavuuspaino kasvaa. Huokoslukujen ääriarvojen $e_{\max}$ ja $e_{\min}$ on todettu riippuvan raekokojen erilaisuudesta. [37] Huokosluvun minimiarvoa $e_{\min}$ vastaava kuivatilavuuspainon maksimi-arvo $\gamma_d \max$ voidaan määrittää joko Kolbuszewskin menetelmällä tai Proctor-kokeella. Huokosluvun maksimi-arvoa $e_{\max}$ vastaava kuivatilavuuspainon mini-arvo $\gamma_d \min$ saadaan selville Kolbuszewskin menetelmällä.

Vesipitoisuus vaikuttaa maan tiivistettävyyteen, koska neste toimii ”voiteluaineena”. Proctor-koesarjalla voidaan määrittää maan optimivesipitoisuus eli se kyllästysaste, missä maa saavuttaa suurimman tiiviuden.

Kenttäolosuhteissa määritettyjä kuivatilavuuspainoja ja optimivesipitoisuuksia vastaavat parhaiten sellaiset laboratoriotulokset, jotka on määritetty muokatulla Proctor-energialla eli $\frac{1}{3}$ Proctorkokeen tuloksia. Maan suuresta vesipitoisuudesta johtuen, saattaa tiivistysimpulssin aikana muodostua korkea huokospaine tiivistettävän pisteen alapuolelle, jonka seurauksena tiivistymisvaikutus voi jäädä vähäiseksi. Hienorakeisten maiden pudotustiivistyksessä parhaimpaan tulokseen päästään, kun maan vesipitoisuus on hieman alle optimivesipitoisuuden. [43] Lukas (1986) on suositellut pudotustiivistystä osittain kyllästyneille hienorakeisille maille ainoastaan silloin, kun maan vesipitoisuus on vähemmän kuin plastisuusraja.

Koska maalajit koostuvat maarakeista ja niiden välissä olevista huokosista, ovat kaikki maalajit ainakin jossakin määrin vettä läpäiseviä. Vedenläpäisevyys voidaan määrittää luotettavimmin maastossa koepumppauksilla. Laboratoriossa määrittäminen voidaan tehdä vakioputous- tai muuttuvaputouskokeella. Vakioputouskoe soveltuu kitkamaalajeille ja muuttuvaputouskoetta voidaan käyttää huonosti vettä läpäisevien maalajien vedenläpäisevyyttä määrittäessä. Vedenläpäisevyyttä voidaan arvioida välillisesti myös rakeisuusmääritysten tai ödometrikokeen tuloksien avulla [24].

Maalajien vedenläpäisevyys vaihtelee suuresti. Esimerkiksi soran vedenläpäisevyys on n. 100 000 000-kertainen saven vedenläpäisevyyteen verrattuna. Maassa olevan hienoaineksen määrä vaikuttaa suuresti vedenläpäisevyyteen. Vedenläpäisevyyteen vaikuttavat myös maan tiiviys sekä lämpötila, koska veden viskositeetti ja mineraalien aktiivisuus ovat lämpötilasta riippuvaisia [52]. Lämpötilan merkitys vedenläpäisevyyteen on merkittävämpi hienorakeisilla kuin karkearakeisilla maalajeilla. Taulukossa 2.1 on esitetty tiettyjen kivennäismaalajien likimääräisiä vedenläpäisevyysarvoja.

Taulukko 2.1 Kivennäismaalajien vedenläpäisevyysarvoja [37]

Maalaji	Vedenläpäisevyys k [m/s]	Huomautuksia
Sora	$10^{-2} \dots 10^{-4}$	Hyvin vettäläpäiseviä
Hiekka	$10^{-4} \dots 10^{-6}$	
Siltti	$10^{-5} \dots 10^{-9}$	Huonosti vettäläpäisevä
Savi	$10^{-8} \dots 10^{-10}$	Lähes vettäläpäisemätön

Hienorakeisten maalajien plastisuus vaikuttaa niiden tiivistettävyyteen. Mitä plastisempaa maa on, sitä huonommin se soveltuu pudotustiivistykselle. Tämä perustuu siihen, että maa koostuu kiinteästä aineesta, ilmasta ja vedestä. Kun tiivistyksen vaikutuksesta maan ilmaisuus pienenee, niin sen vesiosuus pysyy samana huonosta

vedenläpäisevyydestä johtuen. Tiivistyksen jatkuessa lähestytään tilaa, jossa maan ilmaosa on kutistunut melkein olemattomaksi ja jäljellä on vain kokoonpuristumaton vesi. Tämän jälkeen tiivistämistä ei kannata jatkaa, vaan on odotettava, että vesi pääsee virtaamaan pois vapauttaen samalla lisää ilmatilaa, jota voidaan jälleen tiivistää. Maan plastisuusluku kuvaa maan plastisen olotilan vesipitoisuusalueen laajuutta, joka voidaan laskea juoksurajan ja kieritysrajan erotuksena. Juoksuraja määritetään tavallisimmin Gasagranden koputuskokeella ja kieritysraja kierityskokeella häiriintyneestä maanäyttestä [24].

2.2.2 Maan luokittelu

Pudotustiivistys soveltuu parhaiten maalajille, joka on vain osittain kyllästynyt, jonka vedenläpäisevyys on hyvä ja jossa veden poistuminen on mahdollista. Tällaisia ovat hyvin vettäläpäisevät karkearakeiset maalajit. Jos nämä maalajit sijaitsevat pohjavedenpinnan yläpuolella, niin maapartikkelit järjestyvät tiiviimpään tilaan välittömästi iskun jälkeen. Jos ne sijaitsevat pohjavedenpinnan alapuolella ja niiden vedenläpäisevyys on suhteellisen hyvä, huokosvedenpaine pääsee tasaantumaan melko nopeasti ja sen vuoksi myös tiivistyminen tapahtuu melkein välittömästi. Hyvin pudotustiivistykseen soveltuviin maalajeihin eivät sisälly ainoastaan luonnon hiekat ja sorat vaan myös rakennusjätetäytöt, jotkin kaivos- ja teollisuusjätteet kuten kuona sekä hyvin maatuneet jätteet.

Pudotustiivistys ei sovellu savisille eikä kyllästyneille savipitoisille maalajeille. Tällaisia maalajeja saattavat olla joko luonnon savet tai saviset täyttömaat. Kyllästyneessä savipitoisessa maakerroksessa tiivistyminen ei pääse tapahtumaan ennen kuin vesipitoisuus on alentunut ja se vaatisi kuivatuksen järjestämistä. Myös huokosvedenpaineen alentuminen tapahtuu niin hitaasti, että pudotustiivistys on epäkäytännöllistä ja kannattamatonta. Kaiken lisäksi tiivistysvaikutus on yleensä vähäistä [27]. Maan savipitoisuuden ollessa alle 15 % voidaan pudotustiivistystä harkita [28].

Joitakin savisia täyttömaita, jotka ovat olleet vain osittain kyllästyneitä on onnistuttu tiivistämään pudotustiivistyksellä. Nämä täyttömaat ovat sijainneet pohjavedenpinnan yläpuolella ja pintakuivatus on ollut hyvin järjestetty. Näissä tapauksissa tiivistyminen on tapahtunut ennen maan kyllästymistä. Kyllästymisen jälkeen tiivistymistä ei ole enää tapahtunut, vaikka pudotusenergiaa on lisätty. Tästä syystä, savisen maan vesipitoisuuden tulisi olla vähemmän kuin plastisuusrajan.

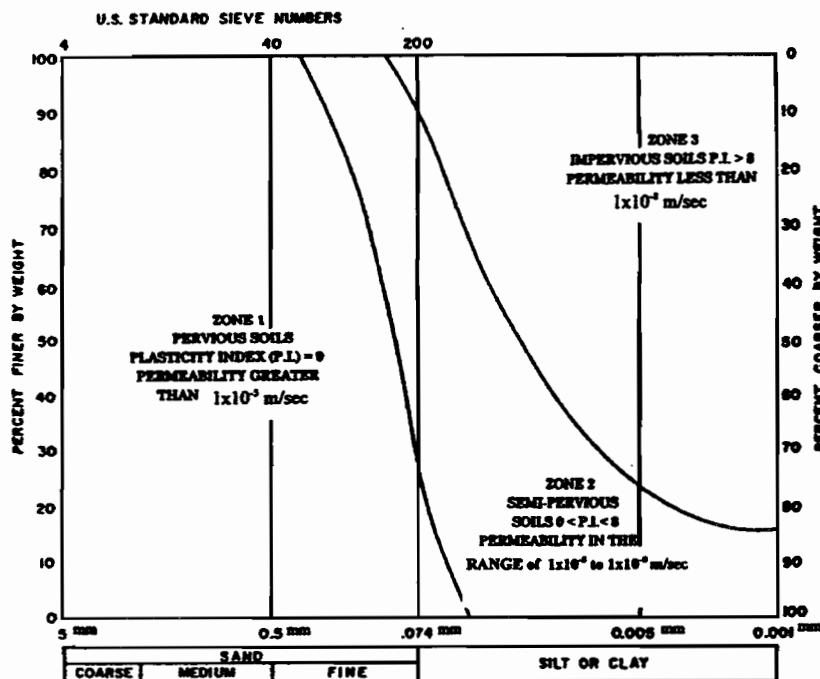
Vaikka suurin osa maalajeista on vakaita, niin tiettyjen eloperäisten maalajien ominaisuudet voivat vielä tiivistämisen jälkeenkin muuttua. Tällaisia tapauksia voivat olla uudehkot täytöt, jotka sisältävät eloperäisiä maa-aineksia ja hajoaminen on vasta aluillaan. Myös kaivoksilta jäljelle jäänyt pehmeä ja öljyinen hiutalemainen kiviaines voi alkaa hilseilemään veden vaikutuksesta ja hajoamaan ajan saatossa. Joillakin muillakin jätetuotteilla saattaa olla samanlaisia ominaisuuksia. [26]

Pudotustiivistykseen soveltuvien (suotuisa) ja soveltumattomien (epäsuotuisa) maalajien väliin jää vyöhyke, jota voidaan kutsua osittain soveltuvaksi (puolisuotuisa) maalajiksi tai välivyöhykkeen maalajiksi. Pudotustiivistys onnistuu välivyöhykkeen maalajeilla, mutta tiivistystyö on suunniteltava huolellisesti, jotta huokosvedenpaine pääsee tasaantumaan pudotusten välillä. Maalajit jotka kuuluvat tälle välivyöhykkeelle ovat lähinnä silttejä, mutta voivat sisältää osittain myös savea. Välivyöhykkeen olosuhteet saattavat olla myös täytemaalla, joka koostuu lentotuhkasta tai kaivosjättestä. Yleisesti ottaen tällaisten maalajien plastisuusluku on pienempi kuin kahdek-

san. Välivyöhykkeen maalajeilla huokosvedenpaineen tasaantuminen vie minuuteista päiviin. Tämän vuoksi alueen tiivistäminen pitää suorittaa useammassa vaiheessa ja saman kierroksen pudotuspisteiden tulee sijaita riittävän etäällä toisistaan. Eri vaiheiden pudotukset suoritetaan toistensa väliin. Tämä pidentää tiivistämiseen kuluva aikaa sekä nostaa tiivistämiskustannuksia. [26] Joissakin projekteissa, missä olosuhteet ovat olleet epäsuotuisan ja puolisuotuisan rajalla, on huokosvedenpaineen tasaantumisen nopeuttamiseksi asennettu kuivatusojat, esimerkiksi pystyojat [7].

Kuvassa 2.2 on esitetty maalajien luokitus kolmeen eri vyöhykkeeseen [27]:

- **Vyöhyke 1** (zone 1). Maalajit, jotka soveltuvat hyvin pudotustiivistykseen ja joiden plastisuusluku on nolla sekä vedenläpäisevyys suurempi kuin 1×10^{-5} m/s.
- **Vyöhyke 2** (zone 2). Maalajit, jotka soveltuvat pudotustiivistykseen ja joiden plastisuusluku on välillä 0...8 % sekä vedenläpäisevyys välillä 1×10^{-5} ... 1×10^{-8} m/s.
- **Vyöhyke 3** (zone 3). Maalajit, jotka eivät sovellu pudotustiivistykseen ja joiden plastisuusluku on suurempi kuin 8 % sekä vedenläpäisevyys vähemmän kuin 1×10^{-8} m/s.

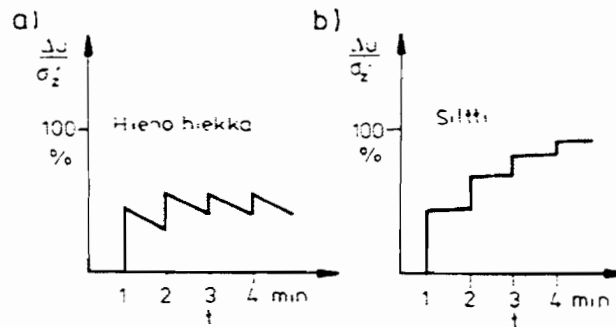


Kuva 2.2 Maalajien luokitus pudotustiivistystä varten [27]

Jotta maaolosuhteet pystytään luokittelemaan johonkin näistä kolmeen vyöhykkeeseen, pitää määrittää joko maan vedenläpäisevyys kenttäkokein tai maan rakeisuuskäyrä laboratoriossa. Näistä kahdesta vaihtoehdosta vedenläpäisevyyden määrittäminen olisi suotavampi. Jos se ei ole mahdollista tulee rakeisuuskäyrä määrittää edustavasta näytemäärästä.

2.3 Iskutiivistys ja dynaaminen konsolidaatio

Pudotustiivistyksessä käsitteiden *iskutiivistys* (dynamic compaction) ja *dynaaminen konsolidaatio* (dynamic consolidation) erona on huokosvedenpaineen käyttäytyminen pudotusten aikana. Huokosvedenpaineen palautuessa nopeasti ennen seuraavaa pudotusta, kyseessä on iskutiivistys. Jos huokosvedenpaine ei ehdi tasaantua ennen seuraavaa pudotusta vaan se kasvaa jokaisen pudotuksen jälkeen, niin siinä tapauksessa tarkoitetaan dynaamista konsolidaatiota. Kuvassa 2.3 on havainnollistettu huokosvedenpaineen kehittymistä pudotusten välillä.



Kuva 2.3 Huokospaineen kehittyminen pudotusten välillä a) hienossa hiekassa ja b) siltissä [13]

Dynaamisessa konsolidaatiossa pudotusisku maan pintaan aiheuttaa voimakkaan paineaallon, joka saa aikaan huokosveden- ja vaippavedenpaineen kohoamisen. Huokosvedenpaineen noustessa vallitsevan paineen tasolle, maa menettää paikallisesti lujuutensa eli juoksettuu ja syntyy hydraulisia murtumia. Juoksettumisen seurauksena maan vedenläpäisevyys kasvaa paineellisen veden avatessa kulkuväyliä (pystysuoria hiushalkeamia) maan pintaan. Ménardin (1975) mukaan paineaalto aiheuttaa myös maassa olevan kaasun liukenemista veteen. Paineen laskiessa veteen liennut kaasu vapautuu, joka laajetessaan ylläpitää sekä painetta että virtausta. [32] Tämä selittää pitkänajan konsolidaation, joka voi kestää muutamasta päivästä kuuksiiin.

Karkearakeisten maiden vedenläpäisevyys on hyvä ja sen vuoksi huokosvedenpaineen nousu jää vähäiseksi ja lyhytaikaiseksi. Tästä johtuen ei juoksettumisrajaa välttämättä saavuteta ja jos juoksettumisrajaa ei saavuteta, voidaan yhden pudotuksen energiaa kasvattamalla lisätä painumia. Mitä karkearakeisempaa maalaji on, sitä suurempaa pudotusenergiaa voidaan käyttää. Kuormitus tyypillisissä kitkamaissa välittyy lähes kokonaan raepaineena. Iskun energia kuluu pääasiassa rakeiden välisten kitkavoimien voittamiseen rakeiden järjestyessä tiiviimpään tilaan sekä rakeiden rikkomiseen.

2.4 Tiivistyminen

2.4.1 Tiivistysenergia

Pudotustiivistyksessä vaadittava energia saadaan aikaan vapaalla massan pudotuksella. Energian suuruutta säädellään pudotuspainon ja -korkeuden avulla. Yhteen tiivistyspisteeseen tuotettu energia voidaan ilmaista energia/pinta-alayksikkönä.

Energia voidaan tuottaa pisteeseen yhdellä tai useammalla pudotuksella. Vaadittava energia muodostuu pudotusten kokonaislukumäärästä pinta-alaa kohden.

Hienorakeisella maalla riittävä yhden pudotuskierroksen energia aikaansaa maapohjan juoksettumisen. Juoksettumisenergia voidaan määrittää laboratoriokokein dynaamisella ödometrillä. Jos maan kyllästysaste on alhainen, voidaan yhden pudotuskierroksen energiaa lisätä ilman, että maa juoksettuu, koska juoksettuminen tapahtuu vasta maan saavuttaessa kyllästymisrajaa vastaavan tiiviyyden. [38]

Vaadittava energia on riittävä kokonaisenergia, jolla saavutetaan suunnitellun mukaiset lujuus- ja painumisominaisuudet. Karkerakeisella maalla tarpeellinen kokonaisenergia voidaan määrittää laboratoriokokein dynaamisella ödometrillä, kolmiaksiaalikokeella tai Resonant column-laitteistolla.

Maaperään vietyä kokonaisenergiaa eli ulkoista energiaa kuvaa yhtälö (2.4.1) [44].

$$E_{ulk} = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 \quad (2.4.1)$$

E_1	on ympäristöön siirtyvä kimmoinen aalto
E_2	on plastiset sivusiirtymät
E_3	on plastiset kokoonpuristumiset
E_4	on rakeiden tai niiden välisten sidosten murskaantuminen

On huomattavaa, että tiivistymisen kannalta tästä ainoastaan E_3 ja E_4 ovat merkittäviä. E_1 ja E_2 pyritään minimoimaan. Etenkin ympäristöön leviävä kimmoinen aalto E_1 on haitallinen.

2.4.2 Tiivistymisen ehto

Pudotustiivistyksessä tiivistymisen ehtona on, että dynaamisen jännityksen suhde vallitsevaan staattiseen jännitykseen ylittää tiivistymiseen tarvittavan rajan CSR (Compaction Stress Ratio). Se voidaan kirjoittaa yhtälön (2.4.2) muotoon. [50]

$$\frac{\sigma_{z,dyn}}{\sigma'_{z,v}} \geq CSR \quad (2.4.2)$$

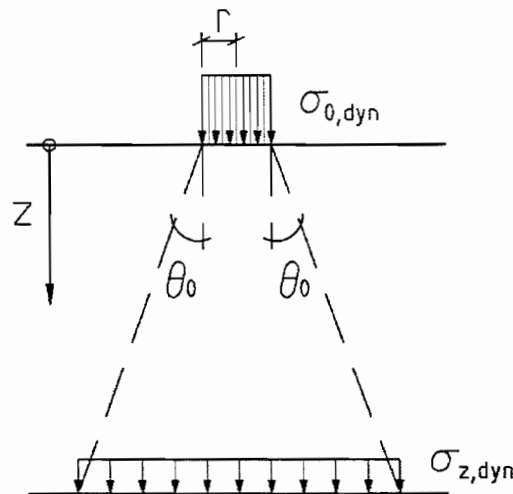
$\sigma_{z,dyn}$	on maan pinnasta syvyydellä z vaikuttava dynaaminen jännitys [Pa]
$\sigma'_{z,v}$	on maan pinnasta syvyydellä z vaikuttava tehokas pystysuora jännitys [Pa]
CSR	on dynaaminen jännityssuhde (Compaction Stress Ratio)

Jännityssuhde määritetään maaperässä vallitsevien olosuhteiden perusteella, johon vaikuttavat huokoisuus, vallitseva jännitys ja tiivistysimpulssin kesto. Jännityssuhteen määrittämisessä voidaan käyttää dynaamista kolmiaksiaalikoetta tai Resonant column-laitteistoa.

Jotta saavutettaisiin vaadittu dynaamisen jännityksen arvo $\sigma_{z,dyn}$ syvyydellä z , täytyy maan pinnalla vaikuttaa riittävän suuri dynaaminen kuormitus $\sigma_{0,dyn}$. Dynaaminen kuormitus $\sigma_{0,dyn}$ jakaantuu maapohjaan kulmassa θ_0 . Dynaamisen kuormituksen jakaantumista maapohjaan voidaan arvioida Köglerin ja Scheidigin mukaan, jota yhtälö (2.4.3) esittää [13].

$$\frac{\sigma_{z,dyn}}{\sigma_{0,dyn}} = \left(1 + \frac{z}{r} \cdot \tan \Theta_0\right)^{-2} \quad (2.4.3)$$

$\sigma_{z,dyn}$	on maan pinnasta syvyydellä z vaikuttava dynaaminen jännitys [Pa]
$\sigma_{0,dyn}$	on maanpinnalla vaikuttava dynaaminen jännitys [Pa]
z	on syvyys maanpinnasta [m]
r	on ympyränmuotoisen kuormituspinnan säde [m]
θ_0	on iskuaallon jakaantumiskulma [°]



Kuva 2.4 Dynaamisen jännityksen jakautuminen Köglerin ja Scheidigin mukaan

Dynaaminen jännitys maanpinnalla voidaan määrittää pudotusjärkäleen hidastuvuudesta. Hidastuvuuteen vaikuttaa maan lujuus ja jäykkyys sekä järkäleen muoto ja suuruus. Kyllästyneille ja hienojakoisille maalajeille iskuaallon jakaantumiskulmana suositellaan 20°...25°. Maalajeille, jotka ovat vain osittain kyllästyneitä suositellaan 15°...20° [50].

2.4.3 Pudotusiskun aikaiset jännitykset

Pudotusjärkäleen iskeytyessä maahan syntyy sen pohjalle pohjapaine $\sigma_{0,dyn}$, jota kuvaa yhtälö (2.4.4).

$$\sigma_{0,dyn} = \frac{m}{A} \cdot \ddot{z} \quad (2.4.4)$$

m	on järkäleen massa [kg]
-----	-------------------------

A on pohjan pinta-ala [m^2]
 $\ddot{z}$ on järkäleen hidastuvuus [m/s^2]

Järkäleen ulkoinen energia on sen potentiaalienergia alussa ja liike-energia lopussa, jotka ovat yhtäsuuret, jos ilmanvastusta ja kitkavoimia ei huomioida. Se voidaan kirjoittaa yhtälön (2.4.5) muotoon.

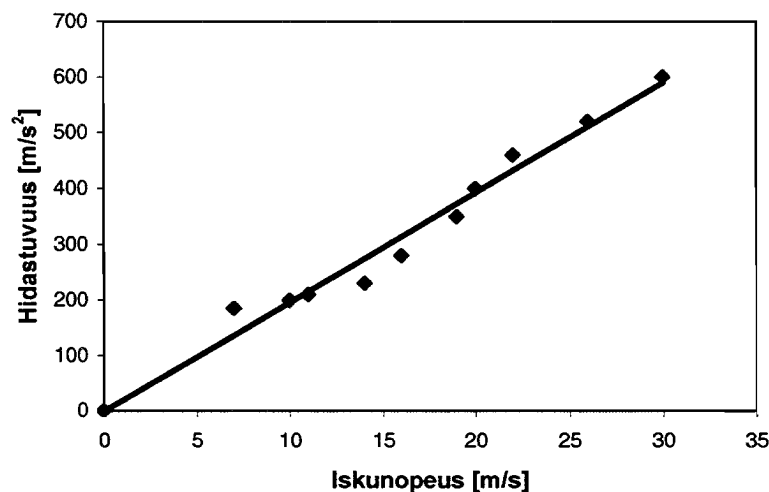
$$E_{ulk} = mgh = \frac{1}{2} mv_0^2 \quad (2.4.5)$$

m on järkäleen massa [kg]
 g on maan vetovoiman kiihtyvyys [m/s^2]
 h on pudotuskorkeus [m]
 v_0 on järkäleen iskunopeus [m/s]

Järkäleen iskunopeus v_0 saadaan yhtälöstä (2.4.5) ja voidaan kirjoittaa yhtälön (2.4.6) muotoon, kun ei huomioida ilmanvastusta ja kitkavoimia.

$$v_0 = \sqrt{2gh} \quad (2.4.6)$$

Jos oletetaan, että hidastuvuus on suoraviivaisessa suhteessa iskunopeuteen, voidaan määrittää kerroin β kuvaamaan tätä suhdetta (kuva 2.5).



Kuva 2.5 Hidastuvuuden suhde iskunopeuteen [13]

Hidastuvuuden määrittäminen saattaa olla ongelmallista, jos ei tiedetä järkäleen pysähtymisaikaa. Pysähtymisajan voidaan arvioida vaihtelevan välillä 0,02...0,1 s. Pysähtymisajasta voidaan erottaa ns. alkuimpulssi, jonka vaikutusaika on huomattavasti lyhyempi kuin järkäleen liikkeen aika.

Hidastuvuuden ja iskunopeuden välistä riippuvuutta kuvaavan kulmakertoimen β [$1/\text{s}$] määrittämisen jälkeen, voidaan yhtälö (2.4.4) kirjoittaa muotoon (2.4.7).

$$\sigma_{0,dyn} = \beta \cdot \frac{m}{A} \sqrt{2gh} \quad (2.4.7)$$

Mayne (1983) on tutkinut iskusta aiheutuneita voimia maaperässä pudotustiivistyksen aikana [29]. Tutkimuksessa on lähdetty liikkeelle perinteisestä impulssin ja liikemäärän lausekkeesta, jossa impulssi on yhtä suuri kuin liikemäärän muutos. Se voidaan kirjoittaa yhtälön (2.4.8) muotoon.

$$\frac{1}{2} F_{\max} \Delta t = m \Delta v \quad (2.4.8)$$

$F_{\max}$	$= m a_{\max}$	on dynaamisen voiman huippuarvo [N]
Δt		on hidastuvuuden kokonaisaika [s]
m	$= W/g$	on järkäleen massa [kg]
Δv		on nopeuden muutos [m/s]
$a_{\max}$		on suurin hidastuvuus [m/s ²]
g		on maan vetovoiman kiihtyvyys [m/s ²]

Vapaan kappaleen putoamisnopeus on iskun alussa $v_0 = \sqrt{2gh}$ ja iskun lopussa $v_1 = 0$. Sijoitetaan tämä yhtälöön (2.4.8) ja ratkaistaan $F_{\max}$, niin saadaan yhtälö (2.4.9).

$$F_{\max} = \frac{2W\sqrt{2gh}}{g\Delta t} \quad (2.4.9)$$

Yhtälö (2.4.9) ei anna oikeaa ratkaisua, koska vastusvoimat estävät vapaan pudotuksen. Voimme otaksua, että pudotuspaino on jousen päässä ja se kuvaa vapaan värähtelijän systeemiä, jonka luonnollista taajuutta yhtälö (2.4.10) esittää.

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.4.10)$$

T	$= 2\Delta t$	on värähdysjakso [s]
k	$= \frac{4Gr_0}{(1-\nu)}$	on jousivakio [N/m]
G		on leikkausmoduuli [Pa]
r_0		on järkäleen pohjan säde [m]
ν		on Poissonin luku

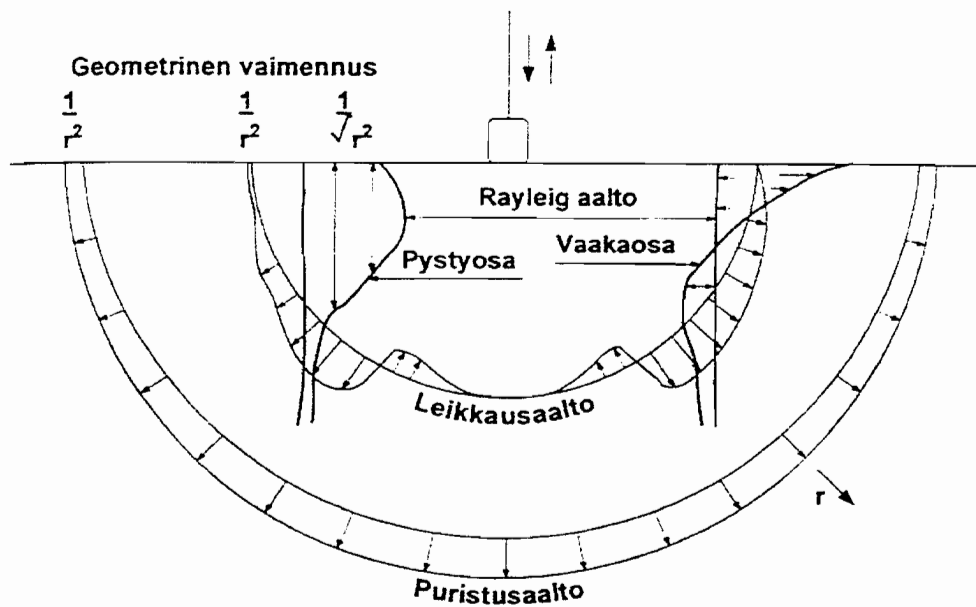
Ratkaistaan värähdysjakson Δt pituus yhtälöstä (2.4.10) ja sijoitetaan se yhtälöön (2.4.9), niin saadaan yhtälö (2.4.11).

$$F_{\max} = \sqrt{\frac{32WhGr_0}{\pi^2(1-\nu)}} \quad (2.4.11)$$

2.5 Aaltoliike

2.5.1 Aaltotyypit

Pudotusjätkäleen liike-energia muuttuu sen iskeytyessä maan pintaan aaltoliikkeen energiaksi. Pieni osa energiasta kuluu leikkausvoimien voittamiseen jätkäleen upotessa maahan. [38] Maassa syntyy kolmenlaisia aaltoja, jotka on esitetty kuvassa 2.6. Puolipallon muotoisesti etenevä puristusaalto (P-aalto) ja leikkausaalto (S-aalto) sekä pintaa pitkin etenevä pinta-aalto (Rayleigh eli R-aalto).



Kuva 2.6 Aaltojen eteneminen, geometrinen vaimennus ja suhteellinen amplitudi [21]

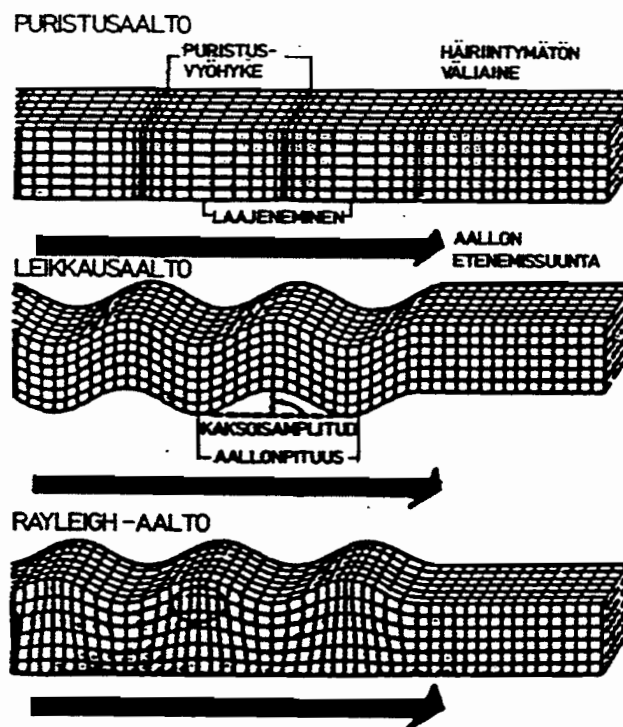
Maan dynaaminen käyttäytyminen riippuu maamassassa tapahtuvista aaltoliikkeistä. Maa koostuu erillisistä partikkeleista ja niiden välisestä huokostilasta, joka on täyttynyt ilmalla tai vedellä tai molemmilla pohjavedenpinnan tasosta riippuen. Yleensä maa voidaan kuvata homogeeniseksi kimmoiseksi isotrooppiseksi väliaineeksi [11].

Äärettömässä kimmoisessa väliaineessa esiintyy kahdenlaista aaltoliikettä, pitkittäis- ja leikkausaaltoja. Ne muodostuvat aksiaalisista liikkeistä ja kiertoliikkeistä. Aallot etenevät säteittäin pois iskupisteestä puolipallonmuotoisena aaltorintamana ja niitä kutsutaan tilavuusaalloiksi. [45] Toinen nimitys samalle aaltoliikkeelle on runkoaallot (body waves).

Pitkittäisaaltojen voidaan ajatella muodostuvan jatkuvasta aksiaalisesta siirtymästä pisteestä toiseen. Kun siirtymä ohittaa tarkastelukohdan siinä syntyy puristava voima aallon etenemissuunnassa. Tämän tyyppinen aalto aiheuttaa puristavan voiman, joka etenee aallon etenemissuunnassa ja sitä kutsutaan puristusaalloksi (P-aalto). Kyllästyneessä maaperässä on kahdenlaisia P-aaltoja: Nesteessä (huokosvedessä) etenevä aalto (fluid wave) ja maan raerungossa etenevä runkoaalto (frame wave). Aallot ovat osittain kytkeytyneet toisiinsa, koska fluid-aalto etenee sekä nesteessä että maan raerungossa. Frame-aalto etenee pelkästään raerungossa ja on hieman fluid-aaltoa hitaampi, koska raerungon jäykkyys yksistään ei ole niin suuri kuin raerungon ja nesteen yhdessä.

Leikkausaallot (S-aalto) aiheuttavat torsionaalisia siirtymiä, jotka ovat kohtisuoria aallon etenemissuuntaan. Tällainen aalto voidaan käsittää sivusiirtymättömänä, joka vaihtelee jatkuvasti tasapainoaseman molemmin puolin aallon etenemissuunnassa [45].

Väliaineen vapaalla rajapinnalla eli maanpinnalla muodostuu kolmas aaltotyyppi, pinta-aalto eli Rayleigh-aalto (R-aalto). Nämä pinta-aallot ovat pitkittäisaaltojen ja leikkausaaltojen yhdistelmä. R-aalto liikkuu iskupisteestä säteittäisesti sylinterimäisessä rintamassa, jossa partikkelien liike on elliptistä. R-aallot vaimenevat nopeasti syvemmälle mentäessä. Niiden vaikutus ulottuu noin aallonpituuden syvyydelle, joten ne ovat tiivistymisen kannalta merkityksettömiä. R-aallot ovatkin pudotustiivistyksestä aiheutuva ympäristöhaitta.



Kuva 2.7 P-, S- ja R-aaltojen hiukkasliike [45]

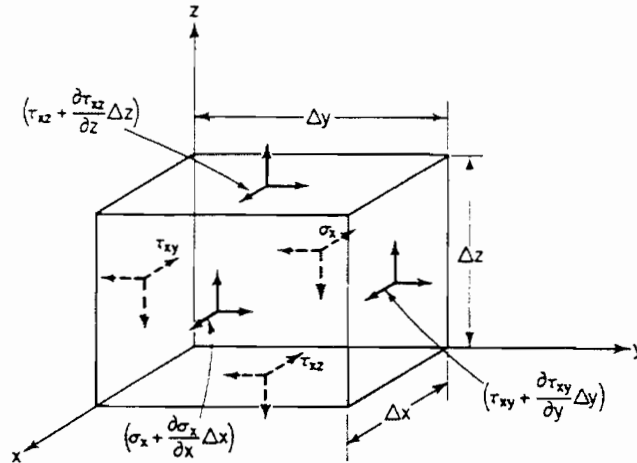
Tiivistyksen kannalta tärkeitä aaltoja ovat P- ja S-aalto. Puristusaalto aiheuttaa pääasiassa huokospaineen nousun ja maapartikkelien välisen edestakaisen liikkeen, jonka johdosta tehokas raepaine ja leikkauslujuus pienenevät. Leikkausaalto ei aiheuta suoranaista tilavuuden muutosta, mutta se saa aikaan leikkausjännityksen maapartikkelien välille, jolloin maapartikkelit pääsevät järjestäytymään uudelleen tiiviimpään muotoon. Energian jakautumista on arvioitu eri aaltojen välillä pystysuoran värähtelyn perusteella seuraavasti [39]:

- pinta-aallot 67%
- leikkausaallot 26%
- puristusaallot 7%

Pudotustiivistyksessä pinta-aaltojen energiaosuus on todennäköisesti pienempi ja puristusaaltojen osuus suurempi.

2.5.2 Aallon nopeus

Eri aallot etenevät maaperässä erilaisilla nopeuksilla. P-aallot ovat nopeampia kuin S-aallot ja R-aallon nopeus on lähes sama kuin S-aallon. Jos tarkastellaan kuvan 2.8 mukaista kimmoisen aineen äärellistä elementtiä, saadaan voimatasapainoehtoista dynaamiseksi liikeyhtälöiksi yhtälöt (2.5) [39, 11].



Kuva 2.8 Äärellisen elementin jännitykset, homogeenisessa, isotrooppisessa ja kimmoisassa kontinuumissa [39]

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = (\lambda + G) \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + G \nabla^2 u \quad (2.5.1)$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = (\lambda + G) \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + G \nabla^2 v \quad (2.5.2)$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) = (\lambda + G) \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) + G \nabla^2 w \quad (2.5.3)$$

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial y^2} + \frac{\partial}{\partial z^2} \right) \quad (2.5.4)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.5.5)$$

u, v ja w	ovat siirtymiä x-, y- ja z-suunnassa [m]
t	on aika [s]
ρ	on tiheys [kg/m^3]
ε	on tilavuudenmuutos
∇^2	on Laplace-operaattori
E	on kimmomoduuli [Pa]

G	on leikkausmoduuli [Pa], $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
λ	on Lamén vakio
ν	on Poissonin luku

Yhtälöille (2.5.1), (2.5.2) ja (2.5.3) on kaksi ratkaisua: puristusaallon nopeus äärettömässä väliaineessa-yhtälö (2.5.6) ja leikkausaallon nopeus-yhtälö (2.5.7).

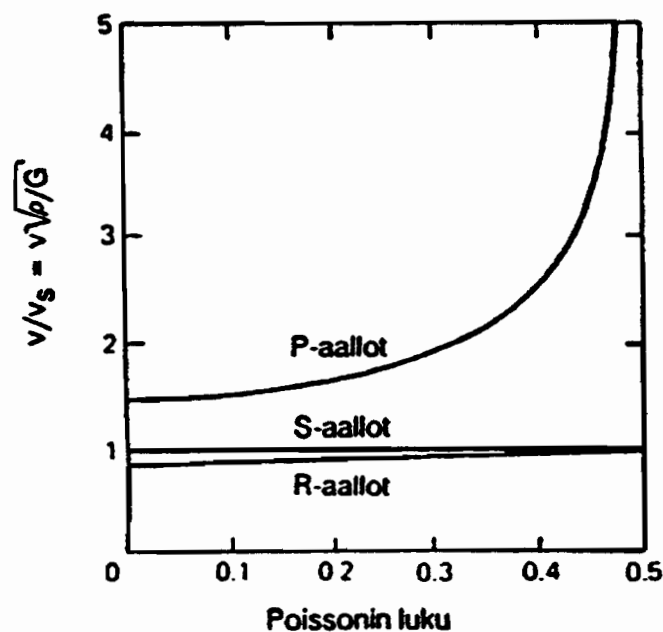
$$v_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.5.6)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.5.7)$$

Yhtälöitä ei voi suoraan sellaisenaan soveltaa maahan, koska maa koostuu lukuisista kerroksista, joiden ominaisuudet vaihtelevat. Lisäksi pohjavesi vaikuttaa aaltoliikkeiden etenemiseen.

Yhtälöistä (2.5.6) ja (2.5.7) nähdään, että puristus- ja leikkausaallon nopeus riippuvat kimmo- ja leikkausmoduulista. Koska kimmomoduli on aina leikkausmoduulia suurempi, etenee puristusaalto leikkausaaltoa nopeammin (pohjavedenpinnan yläpuolella).

R-aallon etenemisnopeus, joka riippuu Poissonin luvusta, on hieman pienempi kuin S-aallon etenemisnopeus. R-aallon nopeus on noin 90...95 % S-aallon nopeudesta. P-aaltojen ja R-aaltojen etenemisnopeudet S-aallon nopeuden suhteen on esitetty kuvassa 2.9.



Kuva 2.9

P-, S- ja R-aaltojen etenemisnopeuksien ja Poissonin luvun välinen suhde [11]

Maapartikkeli, jonka läpi aalto kulkee, koostuu kiinteästä aineesta, vedestä ja kaasusta. Vedellä kyllästetyssä maassa aallon etenemisnopeus on käytännössä riippumaton maaparametreista ja riippuu veden ominaisuuksista. Puristusaallon etenemisnopeus v_p vedellä kyllästetyissä maakerroksissa on vakio ja voidaan määrittää veden kimmokertoimella E_w ($\approx 2.1 \cdot 10^3$ MPa). Koska vesi ei välitä leikkausjännityksiä, leikkausaaltojen etenemisnopeus v_s riippuu yksinomaan maan ominaisuuksista ja on siten riippumaton vesipitoisuudesta [45].

2.6 Vaimennus

2.6.1 Geometrinen vaimennus

Geometrinen vaimennus on merkittävin tekijä tilavuus- ja pinta-aaltojen vaimenemisessa. Vaimenemisessa aallon energiatiheys pienenee, kun se etenee kauemmaksi lähdepisteestä, koska se joutuu läpäisemään yhä suuremman tilavuuden maata. Energiatiheyden pienentyessä vastaavasti aallon siirtymä-, heilahdusnopeus- ja kiihtyvyyssamplitudit pienenevät [45].

Amplitudit pienenevät sekä tilavuus- että pinta-aalloissa, mutta niiden etenemistavan erilaisuudesta johtuen pienenee tilavuusaallon amplitudi enemmän kuin pinta-aallon. [45] Tilavuusaalto läpäisee edetessään puolipallon muotoisena rintamana huomattavasti enemmän maata kuin pinta-aalto, joka etenee sylinterin muotoisena rintamana.

Etenevän aaltoliikkeen energiatiheys pinta-alayksikköä kohden eri etäisyyksillä lähteestä voidaan ilmaista yhtälöllä (2.6.1) [45].

$$I = \frac{I_0}{A} \quad (2.6.1)$$

I on energiatiheys pinta-alayksikköä kohti tarkasteltavalla etäisyydellä x lähteestä [J/m^2]

I_0 on vertailuenergia etäisyydellä x_0 lähteestä [J]

A on aaltorintaman läpäisemä pinta-ala etäisyydellä x tärinälähteestä [m^2]

Yhtälö (2.6.1) kuvaa energiatheyden pienenemistä, kun aaltorintama läpäisee yhä suuremman pinta-alan eli geometrsta vaimennusta. Se perustuu olettamukseen, että aallon kokonaisenergia säilyy vakiona aallon edetessä. Yhtälöä voidaan yksinkertaistaa esittämällä aallon eteneminen etäisyyden x avulla. Kun huomioidaan tilavuus- ja pinta-aaltojen läpäisemät erisuuriset pinta-alat, saadaan tilavuusaaltojen geometriseksi vaimennukseksi

- $\frac{1}{x}$, syvällä maassa
- $\frac{1}{x^2}$, lähellä maan pintaa

ja pinta-aaltojen geometriseksi vaimennukseksi: $\frac{1}{\sqrt{x}}$.

2.6.2 Materiaalivaimennus

Materiaalivaimennus on aallon liike-energian siirtymistä lämmöksi ja plastiseksi työksi. Tähän kitkavaimennuksen suuruuteen vaikuttavat maan huokoisuus ja pysyvuorat jännitykset. Mitä suurempia ne ovat, sitä suurempi on vaimennus. Tämä johtuu suuremmasta energiahäviöstä maahiukkasten uudelleenjärjestymisessä ja pistemurtumista sekä aksiaalisen jännityksen vähenemisestä suurilla vallitsevan jännityksen arvoilla. Materiaalivaimennusta voidaan arvioida yhtälöllä (2.6.2) [45].

$$I = \frac{I_0}{e^{\alpha(x-x_0)}} \quad (2.6.2)$$

I ja I_0	ovat samat kuin yhtälössä (2.6.1)
α	on materiaalivaimennuskerroin [1/m]
x	on etäisyys lähteestä tarkastelukohteeseen [m]
x_0	on vertailuetäisyys [m]

Materiaalivaimennuskerroin α riippuu maan kitkaominaisuuksista sekä värähtelyn taajuudesta. Sitä voidaan arvioida yhtälön (2.6.3) avulla [34].

$$\alpha = \frac{2\pi\Omega f}{C} \quad (2.6.3)$$

Ω	on materiaalivaimennus
f	on taajuus [Hz]
C	on aallon nopeus [m/s]

Yhtälöstä (2.6.3) nähdään, että materiaalivaimennuskerroin α pienenee aallon nopeuden kasvaessa ja taajuuden pienentyessä. Taulukossa 2.2 on esitetty arvioituja materiaalivaimennuskertoimen arvoja eri maalajeille ja eri taajuuksilla.

Taulukko 2.2 Arvioituja vaimennuskertoimen α arvoja eri maalajeille ja eri taajuuksille. Aallonnopeutena S-aallon nopeus [34]

Maalaji	Aallonnopeus [m/s]	α	α
		15 Hz	30 Hz
Savi	75	0,09	0,13
Löyhä hiekka	100	0,05	0,09
Keskitiivis hiekka	150	0,03	0,06
Tiivis hiekka	200	0,02	0,05
Sora	300	0,02	0,03
Moreeni	400	0,01	0,02

Maan kitkaominaisuuksilla on pienempi vaikutus aaltoliikkeen vaimenemiseen verrattuna geometriseen vaimennukseen. Esimerkiksi tarkasteltaessa aaltoliikkeen energiatheyttä 1 m:n ja 10 m:n etäisyyksillä lähteestä, pienenee se sadanteen osaan

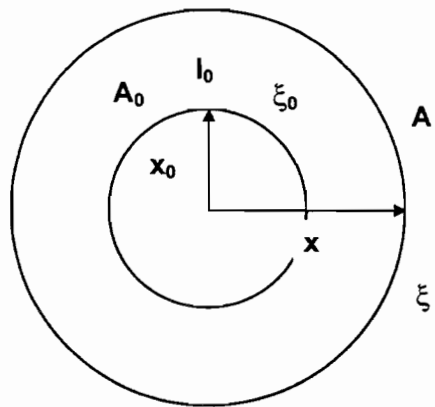
geometrisesta vaimennuksesta ja vain kuudenteen osaan materiaalivaimennuksesta (jos $\alpha = 0.02$) [45].

2.6.3 Kokonaisvaimennus

Kokonaisvaimennus sisältää sekä geometrisen vaimennuksen että materiaalivaimennuksen. Käytännön tapauksissa materiaalivaimennus saatetaan jättää huomiotta ja tarkastellaan ainoastaan geometrista vaimennusta. Vaikka näin meneteltäisiin, niin tästä aiheutuva virhe olisi pieni. Materiaalivaimennuskerroin α pienenee aallon taajuuden pienentyessä ja pudotustiivistyksessä syntyy matalataajuisia aaltoja. Kokonaisvaimennusta voidaan arvioida yhtälöllä (2.6.4).

$$I = \frac{I_0}{A e^{\alpha(x-x_0)}} \quad (2.6.4)$$

Yhtälöä (2.6.4) voidaan muokata eri muotoon, kun huomioidaan aallon amplitudin olevan suhteessa sen läpäisemään pinta-alaan, jota kuva 2.10 esittää (tilavuusaallon tapauksessa etäisyyden kaksinkertaistuessa vaimennus nelinkertaistuu).



Kuva 2.10 Aallon amplitudin, energian ja läpäisemän pinta-alan riippuvuus etäisyydestä

Kuvan 2.10 perusteella aalto läpäisee etäisyydellä x_0 pinta-alan A_0 ja etäisyydellä x pinta-alan A . Aallon läpäisemän pinta-alan ja etäisyyden väliseksi suhteeksi saadaan yhtälö (2.6.5).

$$\frac{A_0}{A} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 4\pi x_0^2}{\frac{1}{2} \cdot 4\pi x^2} = \left(\frac{x_0}{x}\right)^2 \Rightarrow \frac{A_0}{A} = \left(\frac{x_0}{x}\right)^n \quad (2.6.5)$$

Yhtälö (2.6.6) kuvaa aallon läpäisemien pinta-alojen välisten energioiden suhdetta, joka on suhteessa etäisyyteen.

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\xi}{\xi_0} = \frac{A_0}{A} = \left(\frac{x_0}{x}\right)^n \quad (2.6.6)$$

Kun huomioidaan geometrisen vaimennuksen lisäksi myös materiaalivaimennus, saadaan yhtälö (2.6.7)

$$\frac{\xi}{\xi_0} = \left(\frac{x_0}{x} \right)^n \cdot e^{-\alpha(x-x_0)} \quad (2.6.7)$$

ξ	on aallon amplitudi etäisyydellä x [m]
ξ_0	on aallon amplitudi etäisyydellä x_0 [m]
n	on aaltotyypistä riippuva eksponentti (taulukko 2.3)
α	on materiaalivaimennuskerroin [1/m]

Yhtälön (2.6.7) eksponentti n riippuu aaltotyypistä, koska eri aaltojen läpäisemä pinta-ala vaihtelee. Taulukossa 2.3 on esitetty eri aaltojen eksponentit.

Taulukko 2.3 Yhtälön (2.6.7) eksponentti n

Aaltotyyppi	Eksponentti n
P- ja S-aallot	1,0
P- ja S-aallot pinnalla	2,0
R-aallot	0,5

3. PUDOTUSTIIIVISTYKSEN YMPÄRISTÖVAIKUTUKSIA

3.1 Tärinä

3.1.1 Tärinän mittaus

Pudotustiivistyksen haitallisena sivutuotteena syntyy tärinää, joka leviää säteittäisesti pudotuspisteestä. Se saattaa vahingoittaa läheisiä rakenteita ja herkkiä laitteita tai häiritä ihmisiä. Tärinä on peräisin kaikista pudotusiskusta muodostuneista aaltoliikkeistä, jotka etenevät eri nopeuksilla.

Pudotustiivistyksessä syntyvä tärinä eroaa muiden rakennustoimenpiteiden, kuten räjäytyksen, paalutuksen ja liikenteen aiheuttamasta tärinästä. Louhinnasta ja paalutuksesta syntyneen tärinän taajuus vaihtelee välillä 5...200 Hz, mutta pudotustiivistyksestä syntyvä tärinä vaihtelee välillä 2...20 Hz [33]. Matalataajuiset aallot ovat:

- Vahingollisempia rakenteille kuin korkeataajuiset aallot.
- Monien markkinoilla olevien tärinämittareiden taajuusalueen alapuolella ja monet niistä eivät ole lineaarisia alle 6 Hz:n taajuuksilla.

Tärinän suuruutta ilmaistaan seuraavilla termeillä: siirtymä (s), nopeus (v) ja kiihtyvyys (a). Aallonmuodon ajanjakson ollessa tunnettu voidaan s , v ja a määrittää ajan t funktiona. Usein tilannetta yksinkertaistetaan olettamalla, että aalto on harmonisessa liikkeessä, vaikka todellisuudessa aaltoliike on enemmän kompleksista, säännötöntä ja muuttuvaa kuin säännöllistä sinimuotoista aaltoliikettä. Silti tehty approksimaatio on monissa tapauksissa riittävän hyvä. Harmonisen aallon huippuarvojen suhdetta toisiinsa voidaan ilmaista yhtälöllä (3.1.1) [31].

$$a = 2\pi f v = (2\pi f)^2 s \quad (3.1.1)$$

missä f on tärinän taajuus [Hz].

Tärinämittauslaitteen valintaan täytyy kiinnittää huomiota matalataajuisen aaltoliikkeen vuoksi. Pudotustiivistystärinän mittaukseen voidaan käyttää samoja laitteita kuin maanjäristysten mittaamiseen, koska maanjäristyksen taajuus on välillä 1...2 Hz tai vähemmän. Tärinämittauslaitteen tulisi olla ns. kolmekomponenttimittari, jolla voidaan sekä mitata että tallentaa pystysuora-, vaakasuora- ja poikittainen heilahdusnopeus. Usein käytetään pelkästään yksittäisiä aaltoliikkeen huippuarvoja, mutta koska todellinen aaltoliike on kolmeulotteista, on hyvä laskea kolmen komponentin todellinen vektorisumma TVS , jota yhtälö (3.1.2) esittää [31].

$$TVS = \sqrt{(x_t)^2 + (y_t)^2 + (z_t)^2} \quad (3.1.2)$$

TVS	on todellinen vektorisumma [mm/s]
x_t	on vaakasuoraheilahdusnopeus ajanhetkellä t [mm/s]
y_t	on pystysuoraheilahdusnopeus ajanhetkellä t [mm/s]
z_t	on poikittainenheilahdusnopeus ajanhetkellä t [mm/s]

x , y ja z ovat toisiaan vastaan kohtisuorissa suunnissa olevia nopeuskomponentteja, joten TVS kuvaa koko aaltoliikkeen heilahdusnopeuksien resultanttia ajanhetkellä t . Merkitystä ei kuitenkaan ole liikkeen suunnalla vaan sen suuruudella. Tyypillisesti TVS :n arvot ovat 10...40 % suuremmat kuin yksittäisten komponenttien huippuarvot.

3.1.2 Tärinän taajuuden arviointi

Aaltomuodon tärinätaajuus olisi ideaalisinta määrittää spektrianalyysistä Fourier muunnoksella. Tärinän taajuus voidaan myös määrittää skaalaamalla yksittäinen jaksosu aaltomuodosta tai laskemalla keskiarvomenetelmällä huippuarvot määrätystä aaltomuodon ajanjaksosta.

Kyllästyneen maan pudotustiivistyksessä maa juoksettuu iskun johdosta, samalla maan paikallinen lujuus alenee, joka mahdollistaa matalataajuisen tärinän muodostumisen. Vaurioiden mahdollisuus kasvaa sellaisessa maaperässä, jossa on korkeat leikkausjännitykset. Leikkausjännitysten suuruutta voidaan arvioida kenttäolosuhteissa huippuheilahdusnopeuden suhteella keskimääräiseen leikkausaallon nopeuteen [31].

Pudotustiivistystärinän taajuudelle f_n on esitetty yhtälöä (3.1.3), joka soveltuu lähinnä karkeaan etukäteisarviointiin (vrt. kappale 2.4.3).

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.1.3)$$

T	on tärinän jaksonaika [s]
$k = \frac{4Gr_0}{1-\nu}$	on jousivakio [N/m]
G	on leikkausmoduuli [Pa]
r_0	on järkäleen säde tai sivumitta [m]
ν	on Poissonin luku
m	on järkäleen massa [kg]

Yhtälöstä (3.1.3) voidaan päätellä, että tiivistettäessä painavalla ja halkaisijaltaan tai sivumitaltaan pienikokoisella järkäleellä löyhiä maalajeja, joilla on alhainen leikkausmoduuli syntyy matalataajuisia tärinää.

3.1.3 Tärinän suuruuden arviointi

Tärinän voimakkuus pienenee etäisyyden kasvaessa pudotuspisteestä, kuten kappaleessa 2.6 on esitetty. Heilahdusnopeuden huippuarvoon tietyssä pisteessä vaikuttavat ainakin pudotusenergia ja maan ominaisuudet. Aikaisempien tutkimustuloksien myötä on huomattu, että tärinäarvot kasvavat maan tiivistymisen myötä. Yleisesti suurimmat tärinäarvot on mitattu vasta kahden ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen. Käytännön tapauksiin perustuvan tutkimuksen avulla, voidaan heilahdusnopeuden maksimiarvolle esittää yhtälö (3.1.4) [31].

$$v_{\max} \leq 92 \left(\frac{\sqrt{WH}}{x} \right)^{1.7} \quad (3.1.4)$$

$v_{\max}$	on heilahdusnopeuden maksimiarvo [mm/s]
W	on järkäleen paino tonneissa [t]
H	on pudotuskorkeus [m]
x	on etäisyys pudotuspisteestä [m]

Samaa tutkimusaineistoa, mihin yhtälö (3.1.4) perustuu, on muokattu siten, että heilahdusnopeus on normalisoitu teoreettisen putoamisnopeuden kanssa ja etäisyys on normalisoitu järkäleen säteen kanssa. Tällöin on saatu yhtälö (3.1.5) [31].

$$v_{\max} \leq 0,2 \cdot \sqrt{2gH} \left(\frac{r_0}{x} \right)^{1.7} \quad (3.1.5)$$

$v_{\max}$	on heilahdusnopeuden maksimiarvo [m/s]
g	on maanvetovoiman kiihtyvyys [m/s^2]
H	on pudotuskorkeus [m]
r_0	on järkäleen säde tai puolikas sivumitta [m]
x	on etäisyys pudotuspisteestä [m]

On hyvä huomata, että yhtälö (3.1.5) antaa heilahdusnopeuden arvon yksikössä [m/s]. Yhtälöt (3.1.4) ja (3.1.5) perustuvat tutkimusaineistoon, joiden maaperäolosuhteet ovat olleet joko luonnonhiekkaa tai kitkamaatäyttöjä ja pohjavedenpinta on ollut suhteellisen syvällä.

Hiller ja Crabb (2000) ovat muokanneet Maynen (1985) esittämää yhtälöä (3.1.4) pudotustiivistystärinälle, koska se yhtäältä antaa hiukan ylivarmoja tuloksia lähellä tärinän lähdettä ja toisaalta aliarvioi tärinätasoa yli 60 m:n päässä tärinälähteestä. He ovat esittäneet pudotustiivistystärinälle yhtälön (3.1.6) [15].

$$v_{\max} \leq 0,037 \left[\frac{\sqrt{E_p}}{x} \right]^{1.7} \quad (3.1.6)$$

$v_{\max}$	on heilahdusnopeuden maksimiarvo [mm/s]
E_p	on ylösnostetun järkäleen potentiaalienergia [J], rajoissa 1...12 MJ.
x	on etäisyys tärinälähteestä [m], rajoissa 5...100 m.

Maan kerroksellisuus ja kerrosten kiilamaisuus vaikeuttavat tärinän leviämisen ja sen suuruuden arviointia. Tärinäaallot käyttäytyvät samantapaisesti kuin veden aallot. Aaltorintaman supistuessa aaltoenergia kasaantuu ja amplitudit kasvavat. Maakerrosten muuttuessa jyrkästi saattaa tärinä kasvaa ja voimistua jopa etäisyyden kasvusta huolimatta. Näin voi käydä esimerkiksi silloin, kun kiilamaisen maakerroksen ominaistaajuus muuttuu saman suuruiseksi tärinäntaajuuden kanssa.

3.2 Muita ympäristövaikutuksia

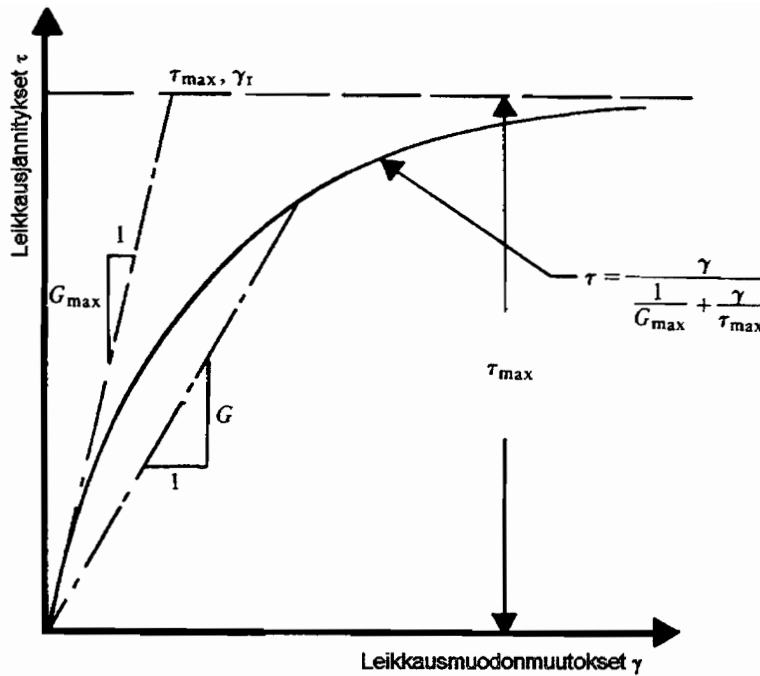
Vaikka tärinä on pudotustiivistystyön huomattavin ympäristövaikutus, aiheutuu pudotustyöstä melua sekä pölyä ja ympäristöön sinkoutuu kiviä. Melua syntyy työkoneiden äänistä ja järkäleen maahan iskeytymisestä. Työkoneiden äänet eivät tavallisesti ole kovin häiritseviä, mutta sen sijaan järkäleen maahan iskeytymisestä syntyy melko voimakas ääni, joka muuttuu pudotustyön edetessä maakerroksen tiivistyessä. Työskenneltäessä kuivissa olosuhteissa järkäleen maahan iskeytymisen jälkeen muodostuva pölypilvi häiritsee nostokoneen kuljettajan näkyvyyttä ja kantautuu tuulen mukana lähiympäristöön. Vaarallisimpia seuraamuksia järkäleen maahan iskeytymisestä ovat ympäristöön sinkoutuvat kivet. Sinkoutuvien kivien lähtönopeus saattaa olla niin suuri, että osuessaan ihmiseen se voi olla hengenvaarallista. Kivien sinkoutumiseen vaikuttaa paljon pohjavedenpinnan sijainti sekä maaperän kosteus. Jos pohjavedenpinta on lähellä maan pintaa ja pudotuksesta syntynyt kuoppa on syvä, saattaa kuopan pohjalle nouseva vesi aiheuttaa kivien sinkoutumista.

3.3 Maan dynaamisten ominaisuuksien vaikutus

Leikkaus ja tilavuusaaltojen etenemisnopeudet ovat riippuvaisia maakerroksen kimmoisista ominaisuuksista, joihin vaikuttavat maalaji, vesipitoisuus, tiiviyys sekä vallitsevat jännitykset. Maapohjan dynaamiset ominaisuudet vaikuttavat tärinän suuruuteen ja niitä arvioitaessa kiinnitetään huomiota erityisesti leikkausmoduuliin G ja Poissonin lukuun ν . Leikkausmoduuliin vaikuttavia tekijöitä ovat [9]:

- Vallitsevat tehokkaat jännitykset σ' ja huokossuhde e .
- Erityisesti hienorakeisilla maalajeilla staattinen esikuormitus ja konsolidaatioaste.
- Hienorakeisilla maalajeilla maakerroksen geologinen ikä.
- Osittain kyllästyneillä hienorakeisilla maalajeilla ($S_r \approx 10\ldots 50\%$) kapillaariset jännitykset saattavat kasvattaa laboratoriossa mitatun aivan kuivan tai täysin kyllästetyn G :n arvoa $50\ldots 100\%$.
- Sen sijaan kuormituksen jaksolla tai taajuudella ei olisi suurta vaikutusta G :n arvoon.

Kuvan 3.1 perusteella maan leikkausmuodonmuutosten kasvaessa, leikkausmoduulin G arvo pienenee ja maan vaimennus lisääntyy.



Kuva 3.1 Leikkausmoduulin riippuvuus leikkausmuodonmuutoksista [2]

Kuvasta 3.1 nähdään, että leikkausmoduulin arvo $G = G_{\max}$ pätee ainoastaan pienillä muodonmuutoksilla. Suuremmilla muodonmuutoksilla G on selvästi pienempi kuin $G_{\max}$. Niiden suhdetta voidaan arvioida yhtälöllä (3.3.1) [2].

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.3.1)$$

$G_{\max}$	on leikkausmoduulin maksimiarvo [Pa]
γ	on leikkausmuodonmuutos
γ_f	on vertailumuodonmuutos

3.3.1 Leikkausmoduuli $G_{\max}$ ja Poissonin luku ν

Leikkausmoduuli voidaan laskea maan kimmomoduulin E avulla, kuten kohdassa 2.5.2 on esitetty, mutta sitä voidaan arvioida myös kokeellisilla yhtälöillä, jotka perustuvat laboratoriokoetuloksiin. Seed ja Idriss (1970) ovat kehittäneet yksinkertaisen menetelmän karkearakeisille maalajeille, jota yhtälö (3.3.2) kuvaa [9].

$$G_{\max} = 1000 K_{2, \max} \sqrt{\sigma_1} \quad (3.3.2)$$

$K_{2,\max}$ on maan suhteellisen tiivyyden funktiona määräytyvä ko-
keellinen vakio, joka on annettu taulukossa 3.1

σ_1 on vallitseva tehokas pääjännitys [kPa]

Taulukko 3.1 Kokeellisen vakion $K_{2,max}$:n arvoja maan tiiviyyden mukaan

Maalaji	$K_{2,max}$ [kPa]
Löyhä hiekka	8
Tiivis hiekka	12
Hyvin tiivis hiekka	16
Hyvin tiivis ja karkea hiekka	25...40

Kimmoisan aineen Poissonin luku määritetään yhtälöllä (3.3.3), kun toimitaan muodonmuutoksissa kimmoisalla alueella [20].

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (3.3.3)$$

ε_x on muodonmuutos jännityksen σ_x suunnassa

ε_z on muodonmuutos jännityksen σ_z suunnassa

Maakerroksen Poissonin luku voidaan määrittää laboratoriossa kerrosta edustavan näytteen avoimella kolmiaksaalikokeella. Tutkittavan näytteen on tällöin oltava maakerroksessa vallitsevassa fysikaalisessa tilassa. Näytteen jännitystilän ja -tason on myös vastattava maakerroksen vastaavia tiloja [20].

Maakerroksille, jotka eivät ole lähellä kyllästymistä, voidaan Poissonin luku määrittää leikkaus- ja puristusaaltojen nopeuksista yhtälön (3.3.4) avulla [9].

$$\nu = \frac{1 - \frac{c^2}{2}}{1 - c^2} \quad (3.3.4)$$

missä, $c = \frac{v_p}{v_s}$

v_p on puristusaallon nopeus [m/s]

v_s on leikkausaallon nopeus [m/s]

Yhtälö (3.3.4) on kuitenkin hyvin häiriöherkkä, joten pienikin virhe mitatuissa aallon nopeuksissa aiheuttaa suuren virheen ν :ssa.

Toisaalta ν :n arvo riippuu vähäisesti maalajista, vallitsevasta paineesta ja huokosuhteesta, mutta se riippuu silti hyvin paljon maan kyllästysasteesta ja kuivatusolosuhteista. Sen tähden ei ole kovin vaikeata arvioida ν :a, jos tunnetaan kyllästysaste ja kuivatusolosuhteet. Taulukossa 3.2 on suuntaa antavia ν :n arvoja käytännön tapauksiin.

Taulukko 3.2 Suuntaa antavia v :n arvoja kyllästysasteen perusteella [9]

Maalaji	v
Kyllästynyt hiekka ja savi, pohjavedenpinnan alapuolella	0,50
Lähellä kyllästymistä oleva savi, pohjavedenpinnan yläpuolella	0,40
Osittain kyllästynyt silttinen hiekka ($S_r = 50 \dots 90 \%$)	0,35
Melkein kuiva hiekka, jäykkä savi ja louhe	0,25

3.3.2 Leikkausaallon nopeuden $v_{s,max}$ määrittäminen

Leikkausmoduuli G_{max} ja sitä vastaava leikkausaallon nopeus $v_{s,max}$ ovat tärkeimmät yksittäisistä tekijöistä tärinää arvioitaessa. Leikkausaallon nopeus $v_{s,max}$ voidaan määrittää joko in-situ tai laboratoriossa. Sen määrittäminen paikanpäällä perustuu lähinnä seismisiin mittauksiin, joita ovat mm.

- reikäseisminen luotaus useammasta reiästä (Crosshole)
- reikäseisminen luotaus yhdestä reiästä (Downhole)
- seisminen puristinkairaus (Seismic Cone Penetration test)
- pinta-aaltoseismitikka (Steady-state vibration of the free surface).

Laboratoriossa leikkausmoduulia ja leikkausaallon nopeutta voidaan arvioida seuraavien kokein:

- Resonant column-testi
- ultraääni testi (the ultrasonic pulse test)
- syklinen kuormitus-muodonmuutos testi

3.4 Tärinän leviämisen estäminen

Vaikka pudotustiivistyksen aiheuttama tärinä on sen suureen energiaan nähden pientä (energia siirtyy maan muodonmuutoksiin), siirtyy osa energiasta aina väistämättä myös ympäristöön. Tärinä saattaa tulla ongelmaksi jo rakennetuilla alueilla. Jotta ei ylitettäisi sallittuja tärinäarvoja, joudutaan joko pienentämään pudotusenergiaa tai kasvattamaan varoalueen suuruutta. Tämä ei läheskään aina ole mahdollista, jolloin tärinää on pyrittävä rajoittamaan rakenteellisin keinoin. Ongelmallista pudotustiivistystärinän vaimentamisessa on sen matala taajuus. Tärinän taajuus vaihtelee keskimäärin 4...15 Hz välillä, jolloin on olemassa tärinän vahvistumisvaara sen siirtyessä maasta rakenteisiin. Mahdollisia tärinänvaimennusrakenteita ovat mm.

- kalkki- tai sementtipilareista tehty seinämä
- kuplaseinä
- avoin oja
- täytetty oja (betonilla tai bentoniitillä)
- ponttiseinä (puusta tai teräksestä)
- paalurivi (vieriviereen juntatut paalut tai limittäin olevat kaivinpaalut).

Maahan tehtyjen seinien tärinänvaimennuskyky muodostuu niiden massahitaudesta ja syvyydestä. Alhaisten taajuuksien eristämiseen vaadittavaa massahitautta ei välttämättä saavuteta. Seinän tehokas toiminta edellyttää seinän ulottamista vähintään

neljäsosan tai puolen aallonpituuden syvyyteen, jolloin rakenteista tulee yleensä syviä. Tyypillinen pinta-aallon pituus pehmeiköllä on 10...25 m. Tärinäesteen tulisi sijaita vähintään viiden aallonpituuden etäisyydellä tärinälähteestä [1]. Tärinän leviämistä voidaan myös estää kaivamalla maahan avo-ojia. Jos kaivettava oja on suhteellisen matala, saattaa ojan leveydellä olla merkitystä tärinän leviämisen estämisessä.

4. PUDOTUSTIIVISTYKSEN SUUNNITTELU

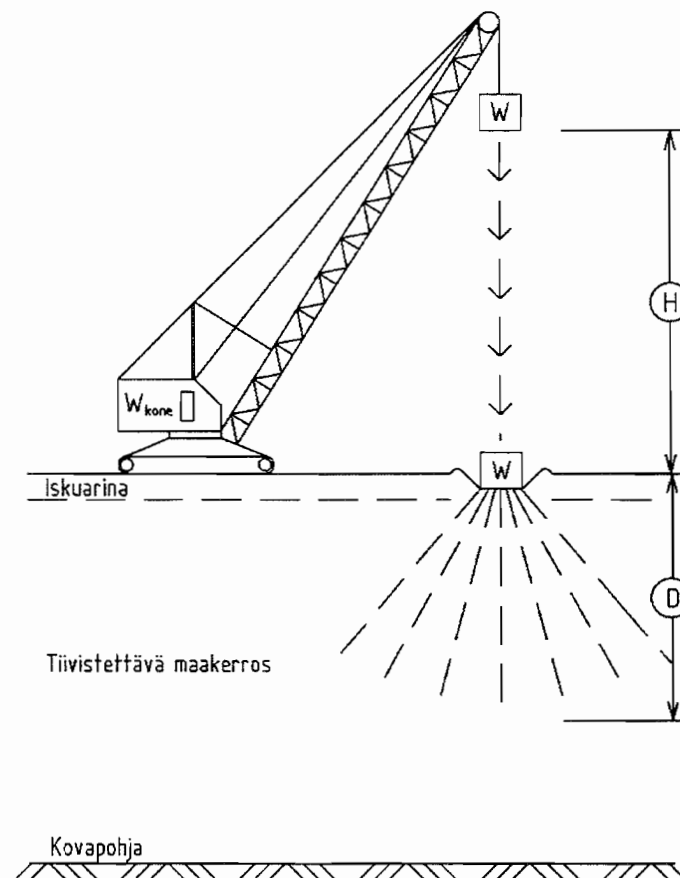
4.1 Tiivistyksen syvyysvaikutus

4.1.1 Energiayhtälö

Tiivistyksen syvyysvaikutus voi ulottua yli 10 metristä jopa 30 metriin saakka pudotusenergiasta ja pohjasuhteista riippuen [3]. Tiivistymisen syvyysvaikutusta $D_{\max}$ voidaan arvioida yhtälöllä (4.1.1), jonka ensimmäisenä esitteli Ménard ja Broise (1975), mutta sen jälkeen sitä on muokannut Lukas (1986) [43].

$$D_{\max} = k\sqrt{WH} \quad (4.1.1)$$

$D_{\max}$	on maksimi tiivistymisvaikutus metreinä [m]
k	on kokeellinen kerroin < 1
W	on pudotusjärkeleen paino tonneina [t]
H	on pudotuskorkeus metreinä [m]



Kuva 4.1 Pudotustiivistyksen syvyysvaikutus

Kuva (4.1) havainnollistaa yhtälön (4.1.1) termien merkityksen. Yhtälön (4.1.1) kokeellinen kerroin k riippuu muista tekijöistä kuin pudotuspainosta ja -korkeudesta.

Maynen (1984) tutkimusten mukaan käytännön projekteissa kerroin on vaihdellut välillä 0,3...0,8 [30]. Muita kertoimeen vaikuttavia tekijöitä ovat [27]

- nostokoneen pudotusmekanismin hyötysuhde
- kokonaispudotusenergian määrä
- tiivistettävän maakerroksen ominaisuudet
- pohjavedenpinnan sijainti
- energiaa absorboivat kerrokset
- kovan maakerroksen sijainti tiivistettävään maakerrokseen nähden
- pudotusjärkäleen kosketuspaine.

Kun järkäleen nostamiseen ja pudottamiseen on käytetty nostokonetta, missä vaijeri purkautuu vapaasti kelalta, ovat mitatut putoamisnopeudet olleet 88...93 % teoreettisesta putoamisnopeudesta. Vertailun vuoksi on mitattu vapaasti putoavan järkäleen nopeus ja se on ollut 97...98 % teoreettisesta nopeudesta. Ilmanvastuksen vuoksi hyötysuhde jää alle yhden. Hyötysuhde joka saavutetaan tavallisella vaijeripudotuksella on n. 80 % kokonaispotentiaalienergiasta. Tätä hyötysuhdetta voidaan käyttää kun pudotusjärkäleen massa on rajoissa 50...180 kN. Vaikka hyötysuhde olisi parempi vapaalla pudotuksella, niin siihen kuluu 5–10 kertaa enemmän aikaa kuin vaijeripudotukseen. Tästä syystä vapaata pudotusta käytetään hyvin harvoin. [26]

Kokonaispudotusenergian määrä pinta-alayksikköä kohden määrää tiivistyksen syvyysvaikutuksen. Se voidaan tuottaa yhdellä tai useammalla pudotuksella, mutta vaikutus on erilainen, jos yhden pudotuksen energiaa lisätään. Esimerkiksi hiekkamaakerroksessa 90 % tiivistyksestä tapahtuu 2 - 4:llä pudotuksella paikkaansa, mutta savisessa maakerroksessa on havaittu tiivistymistä vielä 14 pudotuksenkin jälkeen. Karkearakeisia maakerroksia tiivistettäessä voidaan pudotusenergiaa lisätä ja päästä haluttuun lopputulokseen vähemmällä pudotuskerroilla. Hienorakeisessa maakerroksessa pudotusenergian määrää lisäämällä ei pystytä lisäämään tiivistyksen syvyysvaikutusta, vaan pudotusten lukumäärää lisäämällä voidaan päästä haluttuun tulokseen.

Suurin osa pudotusjärkäleistä on tasapohjaisia ja niiden kosketuspaine vaihtelee rajoissa 40...75 kN/m². Järkäleen kuullessa tähän ryhmään ei ole tarvetta redusoida yhtälön (4.1.1) kerrointa k . Kuitenkin, järkäleen kosketuspaineen ollessa huomattavasti alle alarajan, energia jakaantuu liian suurelle alalle intensiteettiin nähden ja kova pintakerros saattaa aiheuttaa riittämättömän tiivistystuloksen. Kosketuspaineen ollessa merkittävästi suurempi kuin yläraja, voi järkäle vajota syvälle maaperään. [27]

Leonards (1980) esitti karkearakeiselle maalle kertoimen k arvoksi 0,5 [23]. Sitä voidaan pitää hyvänä suunnittelun lähtökohtana, koska suotuisissa pohjasuhteissa kerroin on enemmän kuin 0,5 ja epäedullisissa vähemmän kuin 0,5. Taulukossa 4.1 on esitetty eri tutkijoiden esittämiä arvoja kertoimelle k .

Taulukko 4.1 Eri tutkijoiden esittämiä arvoja kertoimelle k

Materiaali	k	Lähde
savipitoinen täyttömaa	0,35...0,40	van Impe [17]
silttinen hiekka, hiekkainen siltti	0,50...0,60	Hartikainen, Valtonen [12]
silttinen hiekka	0,65	van Impe [50]
siltti, hiekka	0,67	Smolczyk [44]
hieno hiekka	0,65	Qian [50]
hieno hiekka	0,67...0,77	Lukas [25]
sekalainen täyttö	0,80	Lukas [25]
louhetäyttö	1	Smolczyk [44]

Sellaisissa olosuhteissa, joissa kokonaispudotusenergia saadaan aikaan tavanomaisella vaijeripudotuksella ja energian kokonaismäärä on rajoissa $1...3 \text{ MJ/m}^2$, kertoimelle k voidaan soveltaa taulukon 4.2 mukaisia arvoja maalajin mukaan, jotka on luokiteltu kolmeen eri luokkaan (kts. kohta 2.2.2).

Taulukko 4.2 Suositeltavia k :n arvoja eri maalajeille [27]

Maalaji	Kyllästysaste	Suosittelava k :n arvo
Hyvin soveltuva maakerros, karkearakeiset maat	Korkea	0,5
	Matala	0,5 - 0,6
Soveltuva maakerros, pääasiallisesti silttiä ja plastisuusluku < 8	Korkea	0,35 – 0,4
	Matala	0,4 – 0,5
Ei soveltuva maakerros, pääasiallisesti savista maa- ta ja plastisuusluku > 8	Korkea	Ei suositella
	Matala	0,35 – 0,4 Maan vesipitoisuuden tulisi olla vähemmän kuin plastisuusrajan.

Tavallisesti tiivistettävän maakerroksen suurin tiivistyminen tapahtuu $1/3 \dots 1/2$ syvyydellä arvioidusta tiivistymissyvyydestä $D_{\max}$. Tämän suurimman tiivistymisen alapuolella tiivistyminen heikkenee, kunnes arvioidulla tiivistymissyvyydellä $D_{\max}$ merkittävää tiivistymistä ei enää tapahdu. [26]

4.1.2 Muokattu energiayhtälö

Vuola (1996) on esittänyt tutkimuksessaan tarkennetun energiayhtälömallin kyllästetyn hiekan tiivistymisen syvyysvaikutuksen arvioimiseksi [50]. Se perustuu samaiseen energiayhtälöön, jonka Lukas (1986) on muokannut, mutta siinä kerroin k on jaettu kolmeen osakertoimeen, jotka huomioivat

- | | |
|--|-------|
| ○ iskuarinan ominaisuudet | f_C |
| ○ tiivistettävän maakerroksen ominaisuudet | f_M |
| ○ kovan pohjan sijainnin vaikutuksen | f_B |

Tällöin energiayhtälö (4.1.1) saadaan muotoon (4.1.2).

$$D_{\max} = f_C \cdot f_M \cdot f_B \sqrt{WH} \quad (4.1.2)$$

Yhtälössä (4.1.2) maapohja koostuu kolmesta eri kerroksesta, jotka ovat iskuarina, tiivistettävä maakerros (kyllästynyt hiekkakerros) ja kovapohja (vrt. kuva 4.1). Näiden kerrosten ominaisuudet eroavat toisistaan merkittävästi. Iskuarinan ja kovan pohjan lujuus ja jäykkyys ovat suuremmat kuin tiivistettävän hiekkakerroksen.

Arinakerroin f_C huomioi iskuarinan ominaisuudet ja sen merkityksen P-aallon pituuden, muodon ja suuruuden muodostumiseen. Iskuarinan tarkoituksena on välittää iskuenergia aaltoenergiana maapohjaan. Iskuenergiasta voidaan erottaa ns. alkuimpulssi, jonka aikana pudotusjärkeen hidastuvuus on suurinta ja lähes lineaarista. Alkuimpulssin aikana tapahtuu P-aallon muodostuminen, jonka seurauksena maa tiivistyy. Mitä suurempi alkuimpulssi ja mitä pidempi vaikutusaika, sitä tehokkaampi on sen tiivistysvaikutus. Iskuarinan tehtävänä on pidentää järkeen maksimihidastuvuuden kestoaikaa eli kasvattaa alkuimpulsseja. Tähän voidaan vaikuttaa kasvattamalla iskuarinan paksuutta. Arinakerroin f_C vaihtelee rajoissa 0,7...1,0 [50]. Alaraja kuvaa huonoa sekä löyhtynyttä iskuarinaa ja yläraja asianmukaista hyvin tiivistettyä karkearakeista kiviainesarinaa.

Materiaalikerroin f_M on vaikeampi määrittää. Jos kovan pohjan ja arinan ominaisuuksia ei huomioida voidaan otaksua, että materiaalikerroin on yhtä suuri kuin kerroin k . Vuola (1996) on arvioinut materiaalikerroimen suuruudeksi löyhän ja kyllästyneen hiekan tapauksessa 0,7.

Perinteinen energiayhtälö (4.1.1) on johdettu homogeeniselle puoliavaruudelle, jossa kovapohja on äärettömyydessä. Kuitenkin kallio sijaitsee aina äärellisellä etäisyydellä tai melko lähellä maanpintaa. Koska kallio on paljon jäykempi materiaali kuin tiivistettävä maakerros, heijastuvat iskuaallot sen pinnasta takaisin ylös maanpinnalle [50]. P-aallon heijastuessa takaisin ylöspäin kohtaa se alaspäin etenevän P-aallon. Itse asiassa kyseessä on sama P-aalto, jonka keula on heijastunut kovasta pinnasta ja se kohtaa aallon peräosan. Tällöin alaspäin etenevä aalto yhtyy ylöspäin heijastuneeseen aaltoon eli interferoituu. Interferoitumisen seurauksena aallon amplitudi kasvaa ja tiivistyminen on tehokkaampaa. Jotta heijastuminen on mahdollista tai merkittävää, ei kovapohja saa sijaita liian syvällä P-aallon vaimentumisen vuoksi. Pohjakerroin f_B huomioi kovan pohjan vaikutuksen. Kovan pohjan sijaitessa syvällä maanpinnasta ja sen ollessa syvemmällä kuin arvioitu tiivistyssyvyys, niin kerroin saa arvon 1,0. Lähellä maanpintaa oleva kallio saa Vuolan (1996) mukaan teoreettisesti arvon 1,45. Käytännön mittausten perusteella se on ollut jopa yli 1,60. Tämän mukaan pohjakertoimen f_B arvo voi vaihdella rajoissa 1,0...1,60, mutta kertoimen arvoksi voidaan antaa 1,45...1,60, silloin kun kallion pinta on odotettavissa olevalla tiivistyssyvyydellä [50].

4.1.3 Teoreettiseen malliin ja käytännön tapauksiin perustuva yhtälö

Chow et al. (2000) ovat tutkimuksessaan esittäneet yhtälön (4.1.3), jolla voidaan arvioida karkearakeisen maan tiivistymisen syvyysvaikutusta $D_{\max}$ [6].

$$D_{\max} = \frac{WH}{5 + 0,075WH} \quad (4.1.3)$$

Yhtälön (4.1.3) merkinnät ovat vastaavat kuin edellä. Yhtälö perustuu käytännön tapausten ja teoreettisen aaltoyhtälömallilla laskettujen tuloksien vertailuun. Aaltoyhtälömallilla lasketuissa tuloksissa on otaksuttu, että tehokas energia on 80 % kokonaisenergiasta. Chow et al. (1992) ovat esittäneet yksiulotteisen aaltoyhtälömallin, joka perustuu otaksumaan, että järkäleen alle muodostuu sen pohjan alan kokoinen maapilari [4]. Maapilari koostuu puolestaan useasta osasta, jotka ovat toisiinsa yhteydessä jousin ja vaimennetuin sylinterein. Aaltoyhtälömallilla voidaan ennustaa maan tiiviyn parantumista. Aaltoyhtälömalli ei ole kovinkaan ”käyttäjäystävällinen” menetelmä käytännön suunnitteluun. Sen sijaan yhtälö (4.1.3) on helppokäyttöinen arviointimenetelmä ja hyvä vertailukohde edellä esitetyille menetelmille.

4.2 Vaadittava kokonaisenergia

Vaikka pudotuksen potentiaalienergia pysyykin samana pudotuskorkeutta ja –massaa sopivasti lisäämällä ja vähentämällä, ei tutkimusten mukaan ole kuitenkaan yhdentekevää kumpaa komponenteista muutetaan. Roesset ja Kausel (1994) päätyivät tutkimuksessaan siihen tulokseen, että pudotuskorkeus vaikuttaa iskuaallon nopeuteen ja amplitudiin, mutta se ei vaikuta järkäleen kosketusajan keston tai iskuaallon vaimennukseen, joihin järkäleen massa sen sijaan vaikuttaa [42]. Chow et al. (2000) tekemässä tutkimuksessa pudotuksen kokonaisenergiaa pidettiin vakiona, mutta pudotuskorkeutta ja –massaa muuteltiin. Suurin tiivistymissyvyys saatiin aikaan raskaimmalla pudotusjärkäleellä [6]. Näiden tutkimusten pohjalta olisi suotavampaa kasvattaa pudotusmassaa kuin –korkeutta.

Tiivistettävän maakerroksen paksuus ja ominaisuudet määräävät vaadittavan kokonaisenergian määrän, jolla päästään suunniteltuun tiivistystulokseen. Vaadittava kokonaisenergia lasketaan pinta-alayksikköä kohden siten, että pudotusten yhteenlaskettu energia jaetaan tiivistysruudun pinta-alalla. Vaadittava kokonaisenergia voidaan ilmaista yhtälön (4.2.1) muodossa.

$$E_{VK} = \frac{NWH}{A} \quad (4.2.1)$$

E_{VK}	on vaadittava kokonaisenergia pinta-alayksikköä kohden [kJ/m ²]
N	on pudotusten kokonaislukumäärä pisteeseen [kpl]
W	on järkäleen massa [kN]
H	on pudotuskorkeus [m]
$A = d \times d$	on tiivistysruudun pinta-ala [m ²]

Tavallisesti pudotustiivistys toteutetaan kahdella eri suuruisella energiatasolla. Ensiksi tiivistetään maakerros suunniteltuun syvyyteen saakka käyttämällä suurta ener-

giamäärää, joka saadaan pudottamalla raskaampaa järkälettä korkeammalta. Tämän jälkeen vähennetään järkäleen painoa ja pudotuskorkeutta, mikä pienentää tiivistyksessä käytettävää energiatasoa. Näin tehdään siksi, että tiivistettäessä vaadittavalla energiamäärällä saattaa maan pintakerros löytyä. Löytyneen pintakerroksen tiivistämiseen taas riittää vaadittavaa energiaa vähäisempi pudotusenergia. Kokonaisenergia muodostuu eri tiivistyskierrosten osaenergioiden summasta.

Tyypillisissä pudotustiivistyskohteissa keskimääräinen energia on rajoissa 1...3 MJ/m². Kuitenkin kokonaisenergian määrää arvioidessa pitäisi huomioida [27]

- tiivistettävän maakerroksen soveltuvuus pudotustiivistykselle
- maakerroksen suhteellinen tiiviys
- tiivistettävän kerroksen paksuus
- tiivistyksen laatuvaatimukset.

Kun vaadittavan kokonaisenergian määrä pinta-alayksikköä kohden jaetaan tiivistettävän maakerroksen paksuudella, saadaan vaadittava energian määrä tilavuusyksikköä kohden. Vaadittavan kokonaisenergian määrää tilavuusyksikköä kohden voidaan arvioida taulukon 4.3 mukaan. Taulukossa 4.3 maa on luokiteltu kohdan 2.2.2 mukaisesti kolmeen vyöhykkeeseen; Pudotustiivistykselle hyvin soveltuvat, soveltuvat ja huonosti soveltuvat maalajit. Taulukon 4.3 arvot ovat suhteellisen tiiviille maakerrokselle; Jos maakerros on löyhä tai tiivistyksen laatuvaatimukset ovat korkeat, vaaditaan tiivistysenergiaa enemmän.

Taulukko 4.3 Suuntaa antavat vaadittavan kokonaisenergian määrät [27]

Maalaji	Vaadittava kokonaisenergia tilavuusyksikköä kohden [kJ/m³]	Prosenttia Standardi Proctor energiasta [%]
Hyvin pudotustiivistykseen soveltuvat karkearakeiset maalajit, vyöhyke 1	200 - 250	33 - 41
Pudotustiivistykseen soveltuvat hienorakeiset maalajit, vyöhyke 2 ja kuiva savinen täyttömaa, vyöhyke 3	250 - 350	41 - 60
Täyttömaat	600 – 1100	100 - 180
Huom! Standardi Proctor-energian määrä on 600 kJ/m ³ .		

Taulukossa 4.3 on vertailun vuoksi standardi Proctor-energian määrä, koska pudotustiivistys muistuttaa Proctor-kokeen tiivistystä. Maan tilavuuspaino saattaa vaihtelevalla kuormituksella tehdyssä Proctor-kokeessa kasvaa suuremmaksi kuin standardienergialla tehdyssä Proctor-kokeessa. Tilavuuspainon kasvu ei ole suoraan suhteessa tiivistysenergiaan, mutta tiivistysenergian määrä vaikuttaa lujuteen ja tiivistymiseen. Samanlainen ilmiö tapahtuu maaperässä pudotustiivistyksen aikana.

Täyttöjen, jotka ovat olleet paikassaan vähintään 3 - 5 vuotta, tiivistämiseen riittää Proctor-energiaa vähäisempi energian määrä. Vanhemmat täytöt ovat tiivistyneet niiden omasta painosta ja ovat siten vähintään normaalisti konsolidoituneita. Vastavasti uusien täyttöjen vaatima energian määrä on Proctor-energiaa suurempi. Maatäytöt ovat usein hyvin löyhiä johtuen alhaisesta tilavuuspainosta ja orgaanisen aineksen maatumisen aiheuttamasta huokostilavuuden kasvusta. Nämä maalajit ovat tavallisesti alikonsolidoituneita ja vaativat 1...1,8 kertaisen tiivistysenergian määrän Proctor-energiaan nähden [27].

Havainnollistetaan taulukon 4.3 käyttöä. Kuvitellaan tilanne, jossa on sekalainen kitkamaatäyttö paksuudeltaan 8...16 m. Täyttö on ollut paikallaan 10 vuotta ja tiivistynyt omasta painostaan suhteellisen tiiviiksi. Sekalainen kitkamaatäyttö voidaan luokitella hyvin pudotustiivistykseen soveltuvaksi maalajiksi, eli se kuuluu vyöhyke 1:een. Koska maakerros on suhteellisen tiivis ja oletettavasti konsolidoitunut omasta painostaan, valitaan vaadittavaksi tiivistysenergiaksi 200 kJ/m³. Silloin 8 m paksuisen maakerroksen tiivistämiseen vaadittaisiin energiaa keskimäärin 1,6 MJ/m². 16 metriä paksu täyttö vaatisi edelliseen verrattuna kaksinkertaisen energiamäärän eli 3,2 MJ/m². Jos maakerros osoittautuisi alustavissa pohjatutkimuksissa löyhemmäksi kuin arveltiin, pitäisi vaadittavan tiivistysenergian määrä lisätä arvoon 250 kJ/m². Silloin keskimääräinen tiivistysenergia olisi 8 m kerrospaksuudelle 2 MJ/m² ja 16 m kerrospaksuudelle 4 MJ/m².

4.3 Pudotusverkon tiheys

Yleensä vaadittava kokonaisenergia saavutetaan suhteellisen tiiviillä pudotuspisteiden sijainnilla, jotka kattavat koko tiivistettävän alueen. Pudotuspisteiden väli voi olla 1¹/₂...2¹/₂ kertaa järkäleen halkaisija tai sivumitta. Chow et al. (1994) tutkivat pudotusverkon tiheyden vaikutusta tiivistystulokseen ja päätyivät tutkimuksessaan tulokseen, jonka mukaan löyhän ja karkearakeisen maan optimaalinen pudotuspisteväli on 2,1 kertaa järkäleen halkaisija tai sivumitta [5].

Pudotusten lukumäärä pudotuspisteeseen voidaan laskea käyttämällä yhtälöä (4.2.1). Yhtälö sisältää:

- Vaadittavan kokonaisenergian määrän E_{VK} , jota voidaan arvioida taulukon 4.3 mukaan.
- Järkäleen massan ja pudotuskorkeuden, jotka valitaan kohdan 4.1 mukaisesti.
- Pudotuspisteverkon alan, joka on pudotuspisteiden välisen etäisyyden neliö eli $A = d^2$ (pudotukset neliöverkkoon); d on 1¹/₂...2¹/₂ kertaa järkäleen halkaisija tai sivumitta.
- Pudotuskierrosten lukumäärän P . Alustavasti oletetaan, että kaikki pudotukset suoritetaan yhdellä kierroksella, jolloin $P = 1$.

Ratkaistaan pudotustenlukumäärä N yhtälöstä (4.2.1) ja sijoitetaan siihen pudotuspisteiden väli d , niin saadaan yhtälö (4.3.1).

$$N = \frac{d^2 E_{VK}}{WH} \quad (4.3.1)$$

Suurella energialla suoritetaan tavallisesti 7...15 pudotusta yhteen pisteeseen. Jos yhtälö (4.3.1) antaa merkittävästi pienemmän tai suuremman pudotusten lukumäärän, on syytä muokata pudotusvälin d suuruutta.

Käytännön tapausten mittauksissa on havaittu, että oleellista tiivistymistä ei tapahdu enää 10...15 pudotuksen jälkeen [6]. Kuitenkin siinä tapauksessa, jos tiivistettävälle alueelle tulee suuria keskitettyjä kuormia, kuten tukimuuri tai rakennuksen antura, on suositeltavaa suorittaa ylimääräinen pudotuskierros.

Löyhtyneen pintakerroksen tiivistämistä kutsutaan silitykseksi (ironing). Silitys suoritetaan neliömäisellä tasapohjaisella teräslevyllä tai kevyemmällä tasapohjaisella järkäleellä. Silityksessä tasapohjaista levyä pudotetaan matalalta aivan vieriviereen tai jopa hiukan limittäin. Muutama pudotus paikkaansa riittää tiivistämään pintakerroksen. Kraatterien syvyyden ollessa alle 0,5 m voidaan pintakerros tiivistää perinteisellä tiivistyskalustolla kuten täryjyrällä.

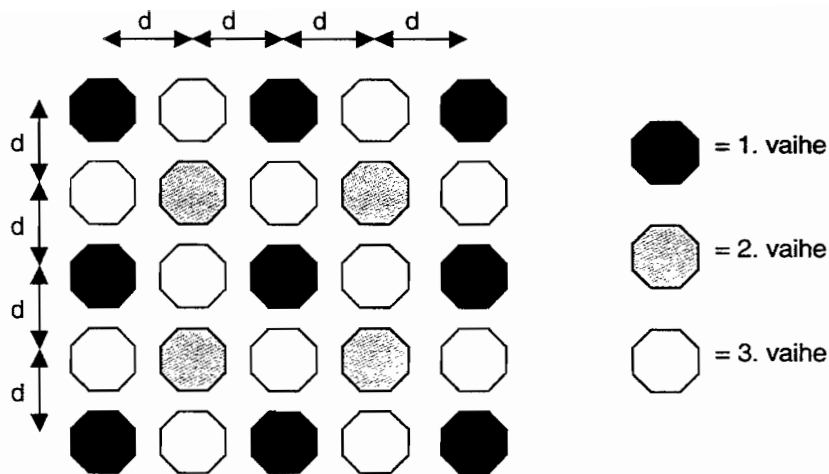
4.4 Pudotuskierrokset

Karkearakeisen maan tapauksessa pudotusten lukumäärää samaan pisteeseen rajoittaa siitä syntyneen kuopan syvyyden kasvu. Erityisesti löyhissä maakerroksissa saattaa kuopan syvyys kasvaa suuremmaksi kuin järkäleen korkeus jo alkupudotuksilla. Tämä ei ole suotavaa seuraavista syistä johtuen [27]:

- Järkäleen ylöskiskominen syvästä kuopasta on vaikeaa ja saattaa aiheuttaa nostovaijerin katkeamisen, erityisesti silloin, kun löyhä maa valuu järkäleen päälle.
- Kuopan sivut saattavat järkälettä syvästä kuopasta nostettaessa luhistua kuoppaan ja täyttää sen osittain. Löyhä materiaali kuopan pohjalla vaimentaa tiivistysiskua ja epätasaisesti valunut materiaali aiheuttaa järkäleen kallistumisen, jonka seurauksena iskuenergia suuntautuu kuopan sivuille.
- Pohjavedenpinnan ollessa lähellä maanpintaa saattaa järkäleen uppoaminen syvälle aiheuttaa korkean huokosvedenpaineen.
- Tiivistettävän maakerroksen pintakerros löyhtyy kuopan syvyydeltä ja sen tiivistämiseen vaaditaan sitä enemmän energiaa mitä syvempi kuoppa on.

Pudotuskuopan eli kraatterin syvyys tulisi olla pienempi kuin järkäleen korkeus lisätynä 0,3 m. Jos vaadittavaa kokonaisenergiaa ei ole tähän mennessä saavutettu, täytetään ja tiivistetään syntyneet kuopat karkealla materiaalilla sekä tasataan maanpinta. Sen jälkeen suoritetaan jäljelle jääneet pudotukset niin monessa kierroksessa kuin on tarpeen.

Hienorakeisilla maalajeilla pudotusten lukumäärää samaan pisteeseen rajoittaa kuopan syvyyden lisäksi huokosvedenpaineen kasvu. Huokosvedenpaineen tasaantumiseen saattaa mennä päivästä viikkoihin ja sen vuoksi pudotukset joudutaan suorittamaan useammassa vaiheessa. Huokosvedenpaineen tasaannuttua suoritetaan seuraavan vaiheen pudotukset edeltävän vaiheen pudotuspisteiden väliin. Pudotuksia jatketaan vaihe kerrallaan kunnes kaikki pudotukset on suoritettu. Kuvassa 4.2 on esimerkki pudotuspisteiden jaosta kolmeen eri vaiheeseen. Huokosvedenpainetta seurataan mittauksin, esim. BAT-laitteistolla.

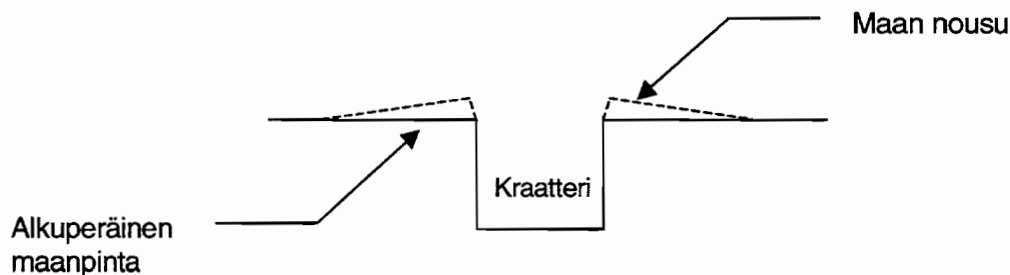


Kuva 4.2 Esimerkki pudotuspisteiden jaosta kolmeen vaiheeseen

Maan vedenläpäisevyyden ollessa hyvä, voidaan kaikki pudotukset suorittaa vaikka yhdellä kierroksella, kunhan kraatterin syvyys ei kasva liian suureksi. Pudotustyö tulee sitä edullisemmaksi, mitä vähemmillä nostokaluston siirroilla päästään. Käytettäessä useampia pudotuskierroksia, pudotusten kokonaislukumäärä pysyy samana. Esimerkiksi yhtälöllä (4.3.1) on saatu pudotusten lukumääräksi $N = 12$, niin se voidaan toteuttaa vaikka kolmella eri kierroksella, jolloin $N = 4$ ja $P = 3$.

Todellisen pudotustiivistyskohteen vaadittavaa pudotuskierrosten lukumäärää on hyvin vaikea määrittää etukäteen. Täysin kyllästyneellä maalajilla vaaditaan enemmän pudotuskierroksia kuin osittain kyllästyneellä. Ihanteellisin ratkaisu olisi mitata huokosvedenpaineen nousu ja lasku jokaisen pudotuksen aikana. Muutamien ensimmäisten pudotusten aikana huokosvedenpaine ei välttämättä nouse merkittävästi, mutta toistuvien pudotusten johdosta se saattaa nousta hyvin korkealle ja paineen alentuminen saattaa kestää pitkään. Ennen pudotustyötä suoritettavat tutkimukset paikanpäällä sekä laboratoriokokeet antavat suuntaa sopivan pudotuslukumäärän ja -kierrosten arvioimiseksi. Työselostukseen on suotavaa erotella pudotusten lukumäärä kullakin kierroksella, jotta urakoitsija voi suunnitella pudotustyön sen mukaisesti. [27]

Maan nousun (Ground heave) perusteella voidaan epäsuorasti arvioida ylimääräistä huokosvedenpainetta. Kuva 4.3 havainnollistaa maan nousua pudotuskuopan ympärillä.



Kuva 4.3 Maan nousu pudotuskuopan ympärillä

Maan nousua syntyy esimerkiksi silloin, kun maamassassa tapahtuu plastisia siirtymiä ilman tilavuuden muutosta ja tiivistymistä. Tiivistysenergia siirtyy huokosvedenvälityksellä ja saman aikaisesti pudotustyö on tehotonta tiivistymisen kannalta. Maan nousua voidaan mitata asentamalla painuman tarkkailulaitteet pudotuspisteen molemmille puolille ja mittaamalla pinnan nousu kuopan ympäriltä jokaisen pudotuksen jälkeen. Vierekkäin olevien havaintopisteiden perusteella voidaan laskea maan nouseman tilavuus. Samoja havaintopisteitä hyväksikäyttäen pystytään laskemaan myös kuoppien tilavuus. Jos maan nouseman tilavuus on yhtä suuri kuin kuopan tilavuuden muutos, tapahtuu plastinen muodonmuutos ilman tiivistymistä. Siinä tapauksessa tiivistämistä ei pidä jatkaa ennen kuin ylimääräinen huokosvedenpaine on tasaantunut [27].

4.5 Iskuarina

Tiivistettävillä alueilla, joissa on hyvin löyhä pintakerros kuten esimerkiksi vanhoissa maatäytöissä, on tarpeellista lisätä pintaan stabiloiva ja iskuenergiaa jakava kerros. Tämä ns. iskuarina on karkearakeista hyvin tiivistettyä materiaalia, jonka paksuus vaihtelee rajoissa 0,3...1,2 m. Arinakerros helpottaa työkoneen liikkumista ja rajoittaa järkäleen vajoamista.

Iskuarinan paksuutta ei kannata kasvattaa tarpeettomasti, koska se voi rajoittaa energianläpäisyä syvemmälle tiivistettävään maakerrokseen. Arina tulee myös tiivistää hyvin jokaisen pudotuskierroksen jälkeen, jotta ei syntyisi energiaa absorboivaa vaikutusta. Kuitenkin hyvin tiivistetystä karkearakeisesta iskuarinasta iskuenergia välittyy tehokkaammin kuin ilman sitä. Mitä suuremmalla työkoneella ja pudotusenergialla toimitaan, sitä paksumpi arina saa olla.

Valitettavasti hyvälaatuinen iskuarina lisää merkittävästi pudotustiivistyksen kustannuksia ja tästä syystä sitä ei aina käytetä. Pudotuksista syntyneet kuopat tulisi kuitenkin täyttää ja tasata karkearakeisella materiaalilla. [27]

4.6 Suunnittelumalli kuivalle hiekalle

Pudotustiivistyksen tehokkuuteen vaikuttavat tekijät voidaan jakaa kahteen pääluokkaan; 1) Paikkariippuvaiset tekijät, kuten maakerroksen ominaisuudet, kovien ja pehmeiden kerrostumien esiintymät ylä- tai alapuolella tiivistettävää kerrosta, maan kyllästysaste ja pohjavedenpinnan sijainti; 2) Välineriippuvaiset tekijät ilman nostokaluusta, kuten järkäleen massa, -muoto, -pohjanala ja pudotuskorkeus [35].

Paikkariippuvaisten tekijöiden arviointi edellyttää laajaa kokemuseräistä tietoa ja kovin tarkkoja tutkimuksia suoraan käytännön olosuhteisiin ei pystytä tekemään. Tästä syystä on keskitytty välineriippuvaisten tekijöiden laboratoriotutkimuksiin, joissa olosuhteet on tarkasti määritetty.

Poran ja Rodriguez (1992) ovat kehittäneet pudotustiivistykseen suunnittelumallin, jolla voidaan arvioida tarvittavaa pudotusten lukumäärää ja pudotusverkon tiheyttä, kun tiedetään järkäleen massa, pohjanala ja pudotuskorkeus. Malli perustuu laboratoriotutkimukseen, jossa on määritetty eri tiiviysasteilla olevan kuivan hiekan muodonmuutoskäyrät useammalla pudotusenergialla. Malli huomioi myös sivusiirtymät. Saatua malli on melko hyvin sopusoinnussa käytännön tapauksiin perustuvien tutkimusten kanssa. Mallia voidaan soveltaa seuraavasti:

Kuvitellaan tilanne, että vaadittu tiivistyssyvyys $D = 10$ m, järkäleen massa $W = 200$ kN, järkäleen pohjan ala $A = 3,3 \text{ m}^2$ ($1,82 \text{ m} \times 1,82 \text{ m}$) ja pudotuskorkeus $H = 20$ m.

a) Aluksi määritetään maapilarin tiivistysenergia pinta-alayksikköä kohden:

$$\frac{W \cdot H}{A \cdot D} = \frac{200 \cdot 20}{3,3 \cdot 10} = 121 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Sen jälkeen määritetään tiivistyssyvyyden D suhde järkäleen halkaisijaan tai sivumittaan r_0 :

$$\frac{D}{r_0} = \frac{10}{1,82} = 5,5$$

c) Kuvasta 4.4 nähdään, että vaadittu tiivistysenergia:

$$\frac{N \cdot W \cdot H}{A \cdot D} \approx 600 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ja siten pudotuksia N yhteen pisteeseen on vähintään:

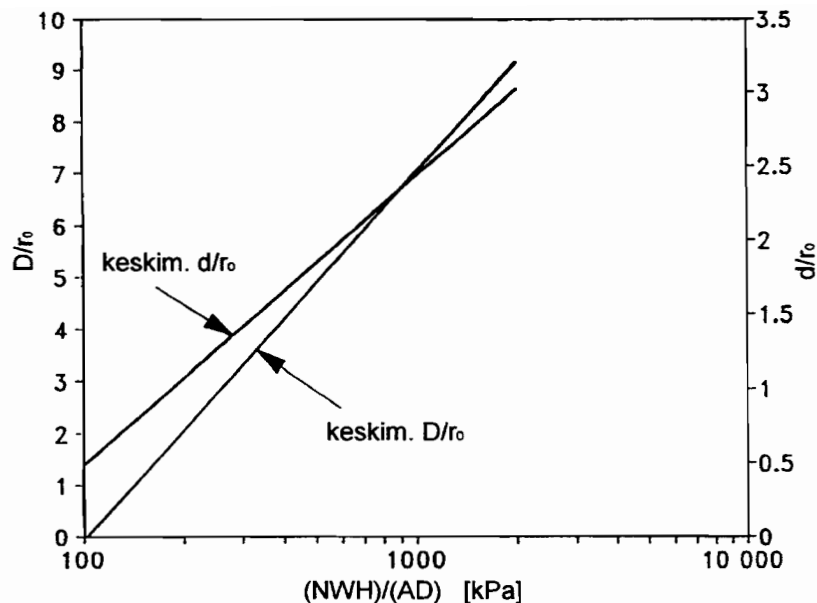
$$N > \frac{600 \cdot 3,3 \cdot 10}{200 \cdot 20} = 4,95 \approx 5 \text{ kpl}$$

d) Pudotuspisteiden välinen etäisyys d määritetään kuvan 4.4 avulla, josta saadaan pudotuspisteiden välisen etäisyyden d ja järkäleen halkaisijan tai sivumittan r_0 väliseksi suhteeksi:

$$\frac{d}{r_0} = 1,9$$

ja siten pudotuspisteiden väliseksi etäisyydeksi,

$$d = 3,5 \text{ m}.$$



Kuva 4.4 Keskimääräiset suunnitteluarvot kuivalle hiekalle [35].

4.7 Suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä

4.7.1 Korkea pohjavedenpinta

Pohjavedenpinnan ollessa kahta metriä lähempänä tiivistettävää maanpintaa seuraa siitä usein ongelmia. Pudotustiivistyksen aikana syntyvän kuopan eli ”kraatterin” syvyys vaihtelee yleensä 0,6...1,2 metriin. Kohonneen huokosvedenpaineen seurauksena saattaa pohjavedenpinta nousta ylöspäin ja kuopan pohja voi täyttyä vedestä. Jos näin käy ja pudotustyötä siitä huolimatta jatketaan, niin maa ja vesi sekoittuvat keskenään aiheuttaen maakerroksen yläosan pehmentymisen. [27] Pohjavedenpinnan ollessa lähellä tiivistettävää maanpintaa, voidaan pohjavedenpintaa laskea väliaikaisesti esimerkiksi pumppauksilla tai nostaa tiivistettävää maanpintaa ylöspäin ylimääräisellä täytteellä. Täytteen tulee olla karkearakeista ja hyvin vettä läpäisevää materiaalia.

4.7.2 Kovan tai pehmeän maakerroksen esiintymä

Tiivistettävän maakerroksen tiivistyksen syvyysvaikutus saattaa jäädä vaatimattomaksi, jos sen yläpuolella esiintyy kova pintakerros tai jos tiivistettävässä maakerroksessa sijaitsee pehmeämpi kerros.

Kova pintamaakerros saattaa muodostua ikääntymisen, lujituksen tai raskaan liikenteen seurauksena. Jos tämä kovettunut kerros on suhteellisen paksu (1...2 m), voi iskuenergia jakaantua siinä laajalle alueelle. Sen seurauksena löyhempään maakerrokseen siirtyvä iskuaalto on heikkotehoisempi ja tiivistysvaikutus jää vähäisemmäksi. Paksu kovettunut pintakerros pitäisi joko poistaa tai löyhdyttää ennen pudotustiivistystä, jotta iskuenergia jakaantuisi kapeammalle alalle ja ulottuisi syvemmälle löyhempään maakerrokseen.

Kovettuneen kerroksen ollessa suhteellisen ohut, pudotusjärkäle iskeytyy siitä läpi ja näin iskuenergia siirtyy suoraan alapuoliseen löyhempään maakerrokseen.

Pehmeämpi maakerros heikentää tiivistystulosta, koska puristusaallon energia absorboituu maassa oleviin maarakeisiin ja huokos- sekä vaippaveteen. Mitä enemmän maassa on ilmaa ja vettä, sitä tehokkaammin se absorboi energiaa. Sen seurauksena tiivistysenergia muuttuu lämmöksi. Tällaisia energiaa sitovia eli absorboivia kerroksia ovat huokoiset ja kyllästyneet savikerrokset. Jos absorboiva kerros on suhteellisen paksu ja sijaitsee keskellä tiivistettävää maakerrosta, on oletettavaa, ettei tiivistys ulotu absorboivan kerroksen alapuolelle. Jos energiaa absorboiva kerros on lähellä maanpintaa, se voidaan kaivaa pois tai sitä voidaan stabilisoida tiivistämisen aikana lisäämällä siihen rakeista maa-ainesta. Näiden kerrostumien vaikutus tiivistystulokseen riippuu paljolti niiden paksuudesta ja etäisyydestä maanpinnalta. Tiivistystuloksen selvittämiseksi vaaditaan pohjatutkimuksia.

5. PUDOTUSTIIIVISTYSKOKEEN SUORITUS

5.1 Koealue ja pohjasuhteet

Pudotustiivistyskoealue sijaitsi Saukonpaaden alueella Helsingin Ruoholahdessa (Liite B). Alue on täytetty merestä 1980-luvun lopulla. Täyttötaso oli noin +2,0 ja alueen luonnontilainen savi oli ruopattu pois. Täytteen paksuus vaihteli koko alueella 2...15 m. Täyte sisälsi sekalaista kitkamaata ja louhetta sekä osin myös merihiekkaa. Täytteen alla oli paksu luonnontilainen hiekkamaakerros jonka paksuus vaihteli 3...20 m. Koealueen kohdalla täytteen paksuus oli noin 10 m ja luonnontilaisen hiekkakerroksen paksuus oli noin 20 m. Kallion pinta oli noin 30 m:n syvyydessä maanpinnalta. Alueella on luonnontilassa ollut kallioinen luoto (Saukonpaasi). Luoto oli jäänyt täytteen alle, mutta luodon kohdalla kallion pinta nousi voimakkaasti ja täytteen paksuus oli luodon kohdalla vain 2...3 m. Pohjavedenpinta oli lähellä merivedenpintaa ja vaihteli merenpinnan vaihtelujen mukana.

Alue oli koeajankohtana Lohja Rudus Oy:n kiviainesvarastona. Lähellä koealuetta sijaitsi vaaka-asema, joka ei ollut käytössä, sekä Lohja Rudus Oy:n betoniasema ja Puukeskus Oy:n puutavaraliike. Lähistöllä sijaitsi myös kansainvälisen koulun väliaikainen koulurakennus.

Koealueen koko oli $15 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 225 \text{ m}^2$. Sen läheisyyteen kaivettiin oja, jonka syvyys oli noin 2 m, leveys n. 3 m ja pituus 20 m. Ojan tarkoituksena oli vaimentaa tärinän leviämistä betoniaseman suuntaan. Samalla selvitettiin avonaisen ojan vaikutusta tärinän vaimentajana.

5.2 Kokeen tavoite

Saukonpaaden alue kaavoitetaan asuntorakentamiselle. Tämän vuoksi alueen pohjarakennustavat on valittava siten, että rakennuksista tulee käytännössä painumattomia. Perusvaihtoehtona on paaluilla perustettu rakennus, jossa on kantava- ja tuulettualapohja. Paaluina tulevat kysymykseen paksuissa louhetäytöissä kallioon porattava teräspaalu tai täytön läpi porattava teräksinen putkipaalu. Tämä vaihtoehto ei ole kuitenkaan kustannuksiltaan edullisin ratkaisu, minkä vuoksi rinnalle on toiseksi vaihtoehdoksi otettu maanvaraan perustaminen, joka on selvästi edullisempi pohjarakennustapa.

Tällä kokeella haluttiin selvittää pudotustiivistyksen soveltuvuutta Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmänä. Alueesta on tehty rakennettavuusselvitys (24.10.2001), jossa on ehdotettu pudotustiivistystä käytettävän tietylle osalle aluetta. Pudotustiivistyksellä on haluttu tiivistää löyhät ja epähomogeeniset täytöt hallitusti siten, että rakennukset voidaan perustaa jäykällä arinarakenteilla maanvaraan. Tämä koskee sekä olemassa olevia että nykyiselle vesialueelle tehtäviä uusia täyttöjä.

Pudotustiivistyskokeen tavoitteena oli selvittää täytön tiivistymistä, tiivistämistekniikkaa, työ kustannuksia, ympäristön vaatiman varoalueen suuruus sekä kerätä tietoa ihmisten fysiologisista havainnoista pudotustiivistyksen aikana. Tavoitteena oli myös

löytää soveltuva pohjatutkimusmenetelmä, jolla osittain lohkaraisen täyteen tiiviyttä ja tiivistymistä voitaisiin arvioida.

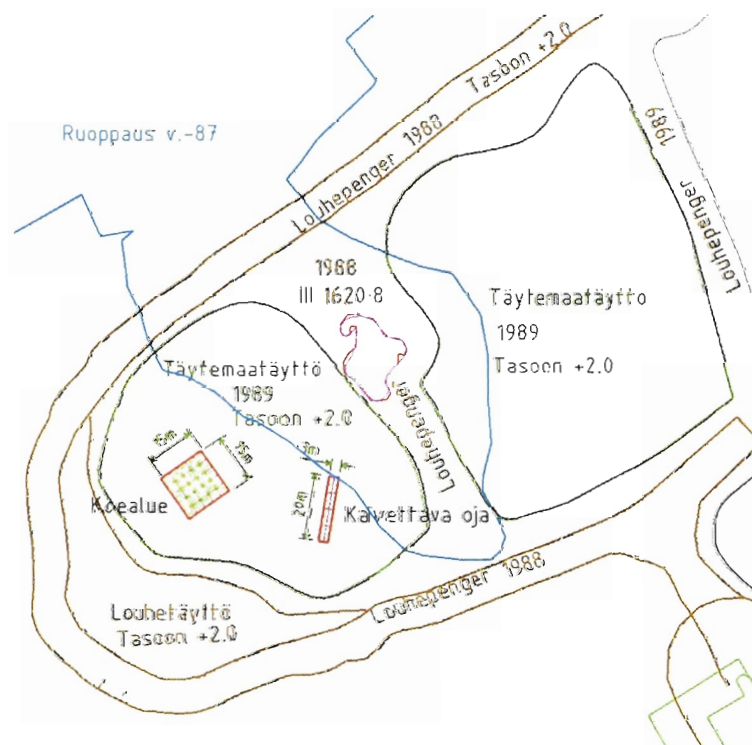
5.3 Valmistelevat tutkimukset ja työt

5.3.1 Olemassa olevat pohjatutkimukset

Saukonpaaden alueelta oli luonnontilasta käytettävissä runsaasti pohjatutkimusaineistoa, mutta nykytilaa edustavia kairauksia oli vähän. Suoritetut kairaukset olivat pääasiassa paino- ja porakonekairauksia, joita oli tehty 1970- ja 1980-luvulla Helsingin sataman toimesta. Nykytilan tutkimuksia edustivat maa-alueen koekuopat ja vesialueen ympäristöhygieniaselvitys sekä lukumäärältään vähäiset MWD-porakonekairaukset ja puristin-heijarikairaukset. Koekuoppien perusteella on pystytty arvioimaan maalaji ja pohjavedenpinnan korkeus. Ympäristöhygienisen selvityksen mukaan näytteiden raskasmetalli, mineraaliöljy ja PCB-pitoisuudet olivat sallituissa rajoissa tai alle ohjearvojen.

5.3.2 Koealueen sijainnin määrittäminen

Kuvassa 5.1 on esitetty koealueen sijainti täytemaan päällä. Koealueen sijainnille haettiin edullista paikkaa siten, että koealue ei sijoittuisi suoraan louhetäytön päälle ja tiivistettävässä maakerroksessa ei olisi suuria lohkaraita, jotka haittaisivat pohjatutkimuksia. Koealue haluttiin kuitenkin sijoittaa paksumman täytekerron kohdalle, jotta tiivistyksen tehokkuus saataisiin selvitettyä. Koealueen sijainti ei saanut häiritä alueen nykyistä käyttöä ja lisäksi mahdollisten ympäristövaikutusten vuoksi oli koealueelta jätettävä riittävä suojaetäisyys lähiympäristön rakennuksiin.



Kuva 5.1

Koealueen sijainti

Koealueen sijainnin määrittäminen tapahtui olemassa olevien pohjatutkimustietojen ja niiden lisäksi suoritettujen MWD-porakonekairausten perusteella. Porakonekairausten perusteella saatiin selville kallion pinta ja tiiviimmän maakerroksen paksuus.

5.3.3 Koesuunnitelman laatiminen

Koesuunnitelman laatiminen alkoi koealueen suuruuden määrittämisestä. Valitun suuruinen alue (15 m x 15 m) tuntui sopivalta, koska siihen kohdistuva pudotusmäärä oli riittävä luomaan käsityksen pudotustyöstä ja ala oli myös riittävän suuri, jotta siinä pystyttiin tekemään tarvittavat pohjatutkimukset. Valitun suuruinen koealue ei myöskään häirinnyt alueen sen hetkistä käyttöä. Jotta koesuunnitelma olisi ollut toteutuskelpoinen, laadittiin siitä työselostus, joka sisälsi seuraavat kohdat

- alueen pohjasuhteet ja rakenteet
- koealueen koko ja sijainti sekä sen jako ruudukkoon
- kokeen tavoite
- pudotustyön suoritus ja siihen vaadittavat tarvikkeet sekä kalusto
- alueen suojaukset ja katselmukset
- kokeeseen liittyvät muut työt, kuten ojan kaivu, tasaustyöt ja alueen alkuperäiseen kuntoon saattaminen
- mittaustyöt, joita olivat
 - tärinämittaukset
 - paikkamittaukset
 - pudotustyön aikaiset mittaukset
 - pudotuksesta syntyneen kuopan syvyyden sekä sen ympärille muodostuvan reunavallin korkeuden mittaus
 - koealueen pinnan vaaitus ennen tiivistystä ja sen jälkeen
 - sivusiirtymämittaus inklinometrillä jokaisen pudotuskierroksen jälkeen
- pohjatutkimukset ennen tiivistystä ja sen jälkeen
- työjärjestys
- jatkotoimenpiteet.

Työselostuksen liitteenä oli tarvittavat pohjatutkimus- ja työpiirustukset sekä mittaus-työpöytäkirjat ja havaintolomakkeet. Koesuunnitelmaan kuului myös urakka-asiakirjojen laadinta. Urakka-asiakirjoista koottiin kansio, joka sisälsi seuraavat asiakirjat

- urakkatarjouspyyntö ja asiakirjaluettelo
- urakkaohjelma
- urakkatarjouslomake
- yksikköhintaluettelo
- työselostus liitteineen
- työpiirustukset
- pohjatutkimuspiirustukset.

Fysiologisten havaintojen keräämiseksi laadittiin sekä kysely- että havaintolomake. Kyselylomake (liite A) jaettiin ennen koetta lähistöllä sijaitsevan asuinkerrostalon asukkailla kuoressa, joka sisälsi myös palautuskuoren. Havaintolomakkeet toimitettiin lähimpiin rakennuksiin ja tuotantotiloihin henkilökohtaisesti.

5.3.4 Urakoitsijan valinta

Pudotustiivistyskoetta varten järjestettiin urakkakilpailu, jossa kahdeksalle urakoitsijalle lähetettiin tarjouspyyntö. Tarjouspyyntökirje sisälsi urakka-asiakirjoista kootun kansion. Vastauskirje saatiin seitsemältä urakoitsijalta, joista kolme teki tarjouksen. Näiden kolmen urakoitsijan välillä suoritettiin urakkakilpailu, jossa jokainen tarjous arvosteltiin ja pisteytettiin urakkaohjelman mukaisesti.

Urakkaohjelmassa kerrottiin että tarjouksista hyväksytään rakennuttajalle kokonaistaloudellisesti edullisin tarjous. Edullisuuden arvostelussa painotettiin eri asioita seuraavin painoarvoin (painoarvo suluissa):

- hinta (40 %)
- nostokalusto (20 %)
- kokemus (20 %)
- projektiin nimettävä henkilöstö (20 %).

Urakoitsijan valinta suoritettiin tämän painotuksen perusteella. Hinta laskettiin kolmelle työvuorolle tarjouksen tekijän ilmoittaman yksikköhintaluettelon mukaisesti ja sitä verrattiin kokonaishintaan, jos tarjouksen tekijä oli sen ilmoittanut. Näin pystyttiin vertaamaan kaikkia tarjouksia keskenään tasapuolisesti siitä huolimatta, vaikka kokonaishintaa ei olisikaan ilmoitettu. Näistä neljästä valintaperusteesta oli hinta helpoin arvostella. Kaluston arviointi ei myöskään tuottanut ongelmia, mutta kokemuksen ja henkilöstön arviointi oli vaikeampaa. Kokemus arvosteltiin referenssikohteiden perusteella. Henkilöstö arvioitiin koulutuksen, kokemuksen ja aikaisemman yhteistyön (= tunnettavuuden) perusteella. Viime kädessä, arvostelu suoritettiin niiden asiakirjojen perusteella, jotka olivat saapuneet tarjouspyynnössä mainittuun osoitteeseen määräaikaan mennessä.

5.4 Kalusto ja laitteisto

5.4.1 Pudotustyön kalusto

Pudotustiivistyskokeen keskeisin laite oli nostokone, jonka piti soveltua vapaaseen pudotustyöhön. Tavanomainen hydraulisella puomilla varustettu autonosturi ei soveltu pudotustiivistykseen, vaan nosturin pitää olla ristikkopuominosturi. Jätkäleen pudotuksesta aiheutuu nostovarrelle ylimääräisiä rasituksia, koska vaakakomponentin äkillisen poistumisen vuoksi nostovarsi joutuu sivuttaisliikkeeseen. Ristikkopuomirakenne on jäykempi kuin tavanomainen hydraulinen nostovarsi ja kestää näin ollen paremmin ylimääräiset rasitukset.

Nostokoneena oli melko uusi (vm. 2001) tela-alustainen Liebherr HS 853 HD ristikkopuominosturi. Kuvassa 5.2 on esitetty nostokoneen lisäksi tela-alustainen kaivinkone ja koealueen suoja-aitaus. Koneen työskentelypaino oli 800 kN ja puomin pituus 29 m. Nosturin puomi soveltui hyvin pudotustyöhön, koska se oli valmistettu normaalia paksummasta teräsprofiilista. Puomi oli kuitenkin suunniteltu maksimissaan 120 kN:n painoisen jätkäleen jatkuvaan pudotustyöhön ja nyt pudotuksia suoritettiin 200 kN:n jätkäleellä. Pudotustyön jatkuessa pidempään kyseisellä jätkäleellä olisi puomin pitänyt olla vieläkin järeämpi. Nostokone oli varustettu automatiikalla, joka mahdollisti systemaattisen pudotustyön vakiokorkeudelta samaan pisteeseen. Laitteeseen syötettiin haluttu pudotuskorkeus ja pudotusten lukumäärä, jonka jälkeen kone suoritti pudotukset automaattisesti. Nostokorkeus pystyttiin säätämään 0,10

m:n tarkkuudella. Laitteeseen pystyttiin syöttämään erikseen myös järkäleen nostokorkeus, hidastusmatka ja todellinen nostokorkeus. Hidastusmatka säädettiin sellaiseksi, että järkäleen maahan iskeytymisen jälkeisen löysän vaijerin muodostuminen estettiin.



Kuva 5.2 Tela-alustainen ristikkopuominosturi, tela-alustainen kaivinkone ja koealueen suoja-aitaus

Varsinaisena pudotusjärkäleenä käytettiin teräksistä 200 kN:n järkälettä (kuva 5.3). Järkäle oli neliön muotoinen ja sen mitat olivat $L \times B \times h = 1,83 \times 1,83 \times 0,80$ m. Varajärkäleenä oli saman muotoinen matalampi 120 kN:n teräsjärkäle.

5.4.2 Maansiirtokalusto

Ennen pudotustyötä, pudotuskierrosten välissä ja pudotustyön jälkeen koealue tasattiin tela-alustaisella kaivinkoneella. Kaivinkonetta tarvittiin myös ojan kaivamiseen ja tärinämittauspisteissä betonikuutioiden hautaamiseen. Kauhakuormaajaa tarvittiin murskearinan levittämiseen ja betonikuutioiden paikalleen viemiseen. Murskeen kuljetukseen ei tarvittu maansiirtoautoa, koska murske saatiin paikanpäältä.



Kuva 5.3 200 kN pudotusjärke ja järkeeseen kiinnitetty PDA-mittausanturi (RHS-palkki, josta lähtee kaapeli)

5.4.3 Mittaus- ja dokumentointilaitteisto

Jokaisen pudotuksen jälkeen mitattiin syntyneen kuopan syvyys tavanomaisella rul-lamitalla ja latalla. Kehittyneempi menetelmä olisi ollut käyttää prismaa ja laseria. Koealueen pinta vaaittiin ennen tiivistystä ja sen jälkeen. Pinnan vaaitus suoritettiin prismaa ja takymetria käyttäen. Ennen pudotuksia ja jokaisen pudotuskierroksen jäl-keen mitattiin sivusiirtymät inklinometrillä.

Koealueen keskelle oli asennettu tasoon +0,15 painumalevy, joka näkyy kuvassa 5.4. Levyn mitat olivat $L \times B \times h = 1,49 \times 0,79 \times 0,025$ m. Levyn korkeusasema määritet-tiin vaaituskoneella ennen tiivistystä ja sen jälkeen.

Pudotustyötä dokumentoitiin video- ja digitaalikameralla. Edustavat kuopat eli ”kraat-terit” kuvattiin ja myös erityövaiheista sekä kalustosta pyrittiin ottamaan edustavaa kuvamateriaalia.

5.4.4 Yhteenveto kalustosta ja laitteistosta

Kokeessa käytetyn kaluston ja laitteiston lisäksi yhteenvetoon on sisällytetty myös sellainen laitteisto, josta olisi hyötyä pudotustiivistyksen aikana

- tela-alustainen ristikkopuominosturi pudotustyöhön
- tela-alustainen kaivinkone tasaus- ja kaivutyöhön
- kauhakuormaaja maansiirtotyöhön
- varsinainen teräksinen pudotusjärke 200 kN ja varajärke 120 kN
- takymetri ja prisma pinnan vaaitukseen
- laser ja prisma pudotuksista syntyvien kuoppien syvyysmittaukseen sekä pai-numalevyjen korkeusasemien määrittämiseen
- inklinometri sivusiirtymämittaukseen
- painumalevyt eri syvyyksille painuman seurantaan
- video- ja digitaalikamera dokumentointiin
- tärinämittauslaitteet
- PDA-mittauslaite.



Kuva 5.4 Koealueen keskellä sijaitseva painumalevy

5.5 Tutkimukset ennen tiivistystä

5.5.1 MWD-porakonekairaukset

Pohjatutkimukset jakaantuivat kahteen eri vaiheeseen. Ensimmäisessä vaiheessa selvitettiin koealueen tiiviys ennen pudotustiivistystä. Lohkareinen täyte asetti omat vaatimuksensa tutkimusmenetelmien valinnalle. Eri tutkimusmenetelmien tuli olla toisistaan riippumattomia, jotta niiden tuloksia pystyttiin vertailemaan keskenään. Tutkimusmenetelmissä päädyttiin kairauksiin sekä radiometrisiin mittauksiin.

Kairaukset ovat tavanomaisin pohjatutkimusmenetelmä. Lohkareisessa maakerroksessa onnistuvat parhaiten porakonekairaukset, mutta niiden ongelmana on ollut vähäinen informaatioarvo. Yleensä porakonekairausta on käytetty kallion pinnan määrittämiseen ja sen laadun arviointiin, täytemaakerroksen läpäisyyden, näytteenottoon sekä työputkien asentamiseen. Nyt käytössä oli kuitenkin rekisteröivä MWD (Measurement while drilling)-porakonekaira ja kairauskoneena monitoimiporavaunu. Monitoimipora oli varustettu rekisteröintilaitteistolla, jossa oli kaksi prosessoria. Toinen prosessori suoritti samanaikaisesti laskennan kun toinen rekisteröi uutta tietoa. Näin se mahdollisti reaaliaikaisen poraparametrien laskemisen. Rekisteröintilaitteessa oli mahdollista käyttää kuutta eri kanavaa. Eri kanavat oli jaettu rekisteröitäville parametreille seuraavasti:

1. Syvyys ja etenemisnopeus
2. Puristusvoima
3. Vääntömomentti
4. Huuhteluveden paine
5. Huuhteluveden määrä
6. Pyöritysnopeus.

Näistä huuhteluveden määrää, painetta ja pyöritysnopeutta ei tavallisesti mitata, koska aikaisempien kokemusten perusteella niistä saatava informaatio ei ole tulostulkinnan kannalta oleellista.

Syvyyden rekisteröinti tapahtuu 0,01 m:n välein. Samalla rekisteröintilaitte mittaa matkaan kuluneen ajan ja laskee etenemisnopeuden, joka on tällöin 0,01 m:n matkalla vallinnut keskinopeus. [22] Etenemisnopeudet tallennettiin 0,04 m:n välein, koska aikaisempien selvitysten pohjalta tiheämpään tallennustajuuteen ei ole ollut tarvetta.

Puristusvoima rekisteröidään hydraulikasta sähköisillä voima-antureilla, joiden tarkkuus on 0,025 %. Antureilta tullut signaali vahvistetaan ja voima kalibroidaan erillisellä vahvistimella. Puristusvoima rekisteröidään samalla taajuudella kuin syvyyskin. [22] Puristusvoimassa ei rekisteröity keskiarvoa, vaan siinä rekisteröitiin valitulla syvyysvälillä ollut yksittäinen arvo.

Momentin rekisteröinti tapahtuu vastaavanlaisella anturilla kuin puristusvoimankin rekisteröinti. Momenttia käytetään lähinnä vaippakitkan määrittämisessä, jota porakonekairauksessa ei suoriteta. Vaippakitkalla on keskeinen merkitys puristin-heijarikairauksessa kärkivastuksen q_c määrittämisessä [22].

Porauksen alussa kairaaaja suorittaa 0-kalibroinnin puristus- ja syöttövoimalle, sekä säätää vakiosyöttönopeuden sopivaksi. Tämän jälkeen kairaaaja käynnistää rekisteröintiohjelman ja syöttää rekisteröintilaitteeseen kairattavan pisteen tiedot. [22]

Varsinainen poraus aloitetaan käyttämällä puristusta, pyöritystä ja huuhtelua. Iskua käytetään silloin, kun poraus ei ilman iskua etene halutulla nopeudella. Poraus etenee tanko kerrallaan. Tangon lisäyksen aikana rekisteröinti keskeytyy ja se jatkuu vain jo saavutetun syvyyden jälkeen. Näin porausta jatketaan ennalta suunniteltuun loppusyvyyteen saakka. Mikäli tarkoituksena on varmistaa kallionpinta, porausta jatketaan n. kolme metriä oletetun kalliopinnan jälkeen. Kun loppusyvyys on saavutettu, poraus lopetetaan ja rekisteröintilaitteeseen asetetaan kairaus päättyneeksi. Tämän jälkeen tangot nostetaan ylös ja siirrytään seuraavalle pisteelle. [22]

MWD-porakonekairauksia suoritettiin pisteissä 1 – 6, jotka on esitetty kuvassa 6.9.

5.5.2 Puristin-heijarikairaukset

Porakonekairausten lisäksi suoritettiin samalla monitoimiporavaunulla puristin-heijarikairauksia siten, että lohkareen läpäisyyn käytettiin porausta ja sen jälkeen jatkettiin puristin-heijarikairausta. Monitoimiporavaunun oli Geomachine Oy:n valmistama 7 tonnin painoinen tela-alustainen GM 200 (Kuva 5.5). GM-koneen kairamastossa oli puristin-heijarikairauslaitteiston lisäksi porakone lohkareen läpäisyä ja MWD -porakonekairausta varten. Puristin-heijarikairauksia suoritettiin pisteissä 7 – 9. Pisteet on esitetty kuvassa 6.9.



Kuva 5.5 Monitoimiporavaunu GM 200

Kairaustulokset rekisteröitiin samalla Geoprinter -rekisteröintilaitteella kuin MWD -porakonekairauksissakin. Laitteisto on ruotsalaisen Environment Mechanics AB:n valmistama tallennin- ja piirturiyksikkö, jonka muistiin mahtuu yli 600 kairausmetriä puristin-heijarikairaus tietoja. Tiedot voidaan siirtää Geoprinterin levyaseman kautta levykkeelle ja siitä edelleen tietokoneelle jatkokäsittelyä varten. Samanaikaisesti kairauksen edetessä rekisteröintilaitteen piirturi tulostaa kairausdiagrammia, jonka perusteella kairaaja pystyy heti havaitsemaan häiriöt kairauksessa. Automaattisen rekisteröinnin etuja manuaaliseen verrattuna on havaintojen suurempi tarkkuus sekä tiheämpi havainnointi, jolloin diagrammin epäjatkuvuus ei häiritse tulkintaa. Kairauksen aikana tallennetaan seuraavat asiat:

- kairausvyvyys
- puristusvoima
- lyöntiluku
- vääntömomentti

Heijari-iskujen lukumäärä ja puristusvoima rekisteröidään 0,04 m:n välein. Vääntömomentin arvo rekisteröidään 0,2 m:n välein [36].

Puristin-heijarikairaus aloitetaan puristinkairauksena, jolloin tankoja puristetaan ja pyöritetään samanaikaisesti vakionopeuksilla 1,2 m/min ja 12 r/min. Puristinkairausta jatketaan maksimipuristusvoimaan saakka. Käytännössä se on GM 200 koneella 30 kN, vaikka hydraulikka mahdollistaisi 50 kN. Puristusosuuden päätyttyä siirrytään heijarikairaukseen, jolloin tankojen pyöriessä heijarin pudotustaajuus on 25 - 45 kertaa minuutissa. Takaisin puristinkairaukseen siirrytään, jos kokonaislyöntiluku on viisi tai vähemmän yli 0,4 m:n matkalla. Puristin-heijarikairaus päätetään aina heijarikairaukseen. [36]

Puristin-heijarikairauksen aikana kairatankoa pyöritetään jatkuvasti tankokitkan pienentämiseksi ja tankojen suorana pitämiseksi. Koska puristin-heijarikairauksessa mi-

tataan kairausvastusta tangon yläpäästä, on puristin-heijarikairautuloksille ominaista tankovastuksen summautuminen syvemmälle mentäessä. Tätä summautumista on vaikea arvioida kokonaisvastuksen perusteella, koska esimerkiksi kairareiän ja tangon välisen tilan täyttyminen voi tapahtua satunnaisesti ja vähitellen kairauksen edetessä. Tankovastus on myös erilainen eri maalajeilla. Kairausvastuksen lisäksi puristin-heijarikairauksessa rekisteröidään kairatangon pyörityksen vaatimaa vääntömomenttia. Vääntömomentin arvoa käytetään kairatangon vaippavastuksen määrittämiseen. Tällöin voidaan laskea kärkivastus kokonaisvastuksesta. [36]

5.5.3 Radiometriset reikämittaukset

Pisteissä 11 – 13 suoritettiin radiometrisiä mittauksia (kuva 6.13). Radiometriset mittaukset suoritettiin suojaputkitetuissa rei'issä. Suojaputket olivat tasaseinäisiä jatkettavia teräsputkia. Teräsputkien halkaisija oli 78 mm ja seinämän vahvuus 10 mm. Reikien syvyys oli sama kuin kairaussyvyyskin eli 15 m. Suojaputket asennettiin monitoimiporavaunulla.



Kuva 5.6 Radiometrisen anturin lasku suojaputkeen

Radiometriset mittaukset ovat geofysikaalisia reikä tutkimuksia. Mittauksissa selvitetään maan tiheyttä gammasäteilijän avulla ja vesipitoisuutta neutronien takaisinsironnan perusteella. Mittauksissa radiometrisiä antureita laskettiin alas moottorikelan avulla 2 m/min nopeudella ja nostettiin ylös samalla nopeudella. Kuvassa 5.6 on näytetty radiometrisen anturin lasku suojaputkeen. Anturin halkaisija oli 35 mm ja pituus n. 800 mm. Anturin kärjessä oli radioaktiivinen osa, jota säilytettiin säteilyn kestävässä astiassa. Mittauspisteiden väli oli 0,01 m. Vaijerin, jonka varassa mittausanturia liikuteltiin, sisässä kulki sähkönjohdin. Mittaus suoritettiin sekä alaslaskun että ylösnoston yhteydessä, näin mittaustuloksia voitiin verrata toisiinsa.

Tiheysmittauksessa (γ - γ) tehdään taustasäteilymittaus siten, että mittalaitteeseen on liitetty gamma-säteilijä (Cs-137 –isotooppi). Tiheyden mittaaminen perustuu compton-sirontaan ja säteilyn vaimenemiseen väliaineen tiheyden funktiona n. 0,3 m:n etäisyydellä mittalaitteesta. Kokonaistiheyden mittaamiseksi menetelmä pitää kalibroida reiän halkaisijan ja käytettävän suojaputken mukaan. [47]

Neutronimittauksessa (*neutron – neutron*) mitataan väliaineesta takaisin sironneiden neutronien määrä, mikä korreloi vesipitoisuuden kanssa. Neutroneja synnytetään *Am-Be* –säteilylähteellä, josta neutroneja säteilee lähteen ympäristöön. Neutronien törmätessä itsensä kokoisiin atomeihin (käytännössä veteen) osa siroaa takaisin ja erottuu mittauksessa korkeampana arvona. Märässä ympäristössä menetelmä kuvastaa vesipitoisuutta hyvin n. 0,2 m:n etäisyydellä anturista, mutta kuivassa ympäristössä neutronit reagoivat myös muihin kemiallisiin aineisiin noin metrin etäisyydellä lähteestä. [47]

5.5.4 Näytteenotto

Pisteestä 14 otettiin häiriintynyt putkimaanäyte 15 m:n syvyyteen asti (kuva 6.13). Näytteestä määritettiin laboratoriokokein

- o maalaji 1 m:n välein
- o vesipitoisuus 1 m:n ja 10 m:n syvyyksiltä
- o rakeisuuskäyrät 1 m:n ja 10 m:n syvyyksiltä
- o kuivatilavuuspainon minimi- sekä maksimiarvot 1 m:n ja 10 m:n syvyyksiltä Kolbuzewskin menetelmällä.

5.5.5 Yhteenveto ennen tiivistystä suoritetuista tutkimuksista

Kairaukset, radiometriset mittaukset ja näytteenotto ulottuivat maanpinnalta 15 m:n syvyyteen saakka. Koealueella suoritettiin seuraavat tutkimukset ennen tiivistystä

- o MWD–porakonekairaukset 6 kpl, pisteet 1 – 6
- o puristin-heijarikairaukset 3 kpl, pisteet 7 – 9
- o radiometriset reikämittaukset 3 kpl, pisteet 11 – 13
- o häiriintynyt putkimaanäyte 1 kpl, piste 14.

Tutkimuspisteet on esitetty kuvissa 6.9 ja 6.13. Edellisten tutkimusten lisäksi suoritettiin koealueen sijainnin määrittämisen yhteydessä viisi MWD-porakonekairausta, jotka ulottuivat kallion pintaan n. 30 m:n syvyyteen saakka.

5.6 Tutkimukset tiivistyksen jälkeen

Koealueella suoritettiin vastaavat tutkimukset tiivistyksen jälkeen kuin ennen tiivistämistä lukuun ottamatta pisteestä 14 otettua häiriintynyttä maanäytettä sekä tiivistyksen jälkeen suoritettua pinta-aaltoseismistä mittausta. Tarkoituksena oli verrata samanlaisesti suoritettujen tutkimusten tuloksia keskenään. Tiivistämisen jälkeen kairauksen tutkimuspisteitä siirrettiin 1,5 metriä, koska ennen tiivistystä tehdyistä kairauksista, kiviseen maahan oli jäänyt isohko reikä ja se olisi saattanut vääristää tutkimustuloksia, vaikka pudotustiivistyksen yhteydessä kairausreiät menivätkin umpeen. Radiometrisissä reikämittauksissa tutkimuspisteitä ei siirretty, koska niissä sitä vastoin haluttiin verrata saman kohdan tiivistymistä. Suojaputket jouduttiin asentamaan uu-

delleen, koska niitä ei voitu jättää maahan tiivistämisen ajaksi niiden rikkoutumisen estämiseksi.

5.7 Pudotustyö ja seurantamittaukset

5.7.1 Pudotustyötä edeltävät työt

Urakoitsijan kanssa sovittiin pudotustiivistyskokeen ajankohdaksi viikko 23 (3–7.6.2002). Urakoitsija laati hankkeesta heidän laatujärjestelmänsä mukaisen laatusuunnitelman, joka sisälsi:

- Pudotustiivistyskokeen riskikartoituksen, jossa oli kartoitettu turvallisuusriskit ja ympäristöriskit.
- Työvaiheaikataulun, missä oli eritelty jokainen työvaihe ja arvioitu sen kesto.
- Turvallisuussuunnitelman, jossa oli lueteltu tarpeelliset henkilöiden, laitteiden ja työalueen suojaukset sekä henkilöiden työohjeet.
- Ympäristösuunnitelman, missä oli lueteltu ympäristön katselmukset, tärinäeristykset, tärinöiden kontrollointi ja pudotuksesta mahdollisesti aiheutuva melu.
- Valmistettavan pudotuskaluston luonnospiirustukset.
- Kokeen dokumentoinnin laadunvarmistuksen, missä oli selvitetty jokainen dokumentoitava suure ja sen dokumentointitapa. Dokumentoitavia asioita olivat: tärinä, järkäleen hidastuvuus (PDA-mittaus), syntyvän kuopan syvyys ja fysiologiset havainnot. Dokumentoinnin laadunvarmistuksen liitteenä olivat havaintolomakkeet ja työpöytäkirjat.
- PDA-mittauslaitteiston erittelyn ja sen asennuksen järkäleeseen.
- Asiakaspalautteen, missä pyydettiin arvioimaan urakoitsijan toimintaa.
- Asiakirjat viranomaisille tehdyistä ilmoituksista.
- Nostokaluston pystytystarkastuksen asiakirjat.

Työselostuksen mukaista koesuunnitelmaa lähdettiin toteuttamaan laatusuunnitelman mukaisen työvaiheaikataulun mukaisesti. Ennen varsinaista pudotustyötä suoritettiin:

- Tärinämittauspisteiden paikan määrittäminen.
- Alueen kaapelien ja johtojen paikannus kaivua vaativissa kohdissa. Apuna oli alueen kaapelipiirustus.
- Lähistöllä olevien betonikuutioiden ($1,2 \times 1,2 \times 0,8 \text{ m}^3$) paikalleen asennus viidessä (TM1, TM2, TM5, TM6 ja TM8) tärinämittauspisteessä. Betonikuutiot kaivettiin puolittain maahan ja maa tiivistettiin niiden ympäriltä, jotta ne olisivat parhaiten edustaneet todellisia perustuksia (kuva 6.1).
- Kaivettavan ojan paikanmäärittäminen ja kaivu. Ojan tarkoituksena oli estää tärinän leviämistä betoniaseman suuntaan (kuva 5.7).
- Betoni-, vaaka-aseman ja Puukeskuksen katselmukset sekä tietokonelaitteiden tärinäeristäminen.
- Lähiympäristön tiedottaminen tulevasta pudotustiivistyskokeesta ja siitä mahdollisesti aiheutuvista häiriöistä. Lisäksi lähistön asuinkerrostalon asukkaille jaettiin kyselylomake palautuskuorella varustettuna sekä havaintolomakkeita betoniaseman ja Puukeskuksen henkilökunnalle fysiologisten havaintojen selvittämiseksi.
- Kohdeyleisölle tiedottaminen mahdollisuudesta tutustua pudotustiivistyskokeeseen.
- Työmaatilojen järjestäminen, paikalle tuotiin liikuteltava työmaakoppi.

- Tarvittavan kaluston kasaaminen ja testaus. Nostokoneeseen asennettiin puomi ja nostokonetta testattiin molemmilla järkeillä muutaman metrin pudotuskorkeudelta. PDA-mittausanturin asentaminen varsinaiseen pudotusjärjelyeseen.
- Koealueen ympärille rakennettiin kolme metriä korkea suoja-aita vahvasta suodatinkankaasta.
- Koealueen keskelle (pisteeseen 13) asennettiin 1,49 x 0,79 x 0,025 m:n kokoinen teräslevy tasoon +0,15. Teräslevyn tarkoituksena oli määrittää koealueen painumaa.
- Koealueen ja murskearinnan tasaaminen. Murskearinnan paksuus vaihteli välillä 0,2...0,4 m. Murske oli 0...55 mm olevaa kiviainesta.
- Koealueen 15 m x 15 m jako 3 m x 3 m ruudukkoon eli yhteensä 5 x 5 = 25 ruutuun sekä pudotuspisteiden merkintä. Ruudukkoonjako tehtiin mittaamalla pitkällä mittanauhalla ruutujen paikat ja merkitsemällä ne spray-maalilla. Ruutujen paikat merkittiin myös koealueen ympärillä olevaan valkoiseen suoja-aitaan, näin ne pysyivät paikallaan koko pudotustyön ajan. Pudotuspisteet merkittiin myös spray-maalilla.
- Koealueen pinnan vaaitus takymetriä ja prismaa käyttäen (x-, y- ja z-koordinaatit).
- Sivusiirtymämittauksen 0-mittaus inklinometrillä.
- Tärinämittareiden TM1...TM11 asentaminen tärinämittauspisteisiin (kuva 6.1).
- Työ-/mittauspöytäkirjakansioiden tekeminen (2 kpl).
- Dokumentointi video- ja digitaalikameralla.
- Mittaryhmän varmistus ja ohjaus.
- Tarkennetun työohjelman laatiminen sekä sopiminen.



Kuva 5.7 Koealueen läheisyyteen kaivettu oja

Pudotustyötä edeltäviin töihin oli varattu aikaa kaksi työvuoroa. Vaikka aikataulu oli varsin tiukka, niin siitä huolimatta kaikki työt saatiin tehtyä siihen varatussa ajassa.

5.7.2 Pudotustyö ja sen aikaiset mittaukset

Varsinaiseen pudotustyöhön varattiin aikaa 3 työvuoroa. Työselostuksessa oli varauduttu kahteen pudotuskierrokseen. Kolmannen kierroksen tarpeellisuudesta ja laa-

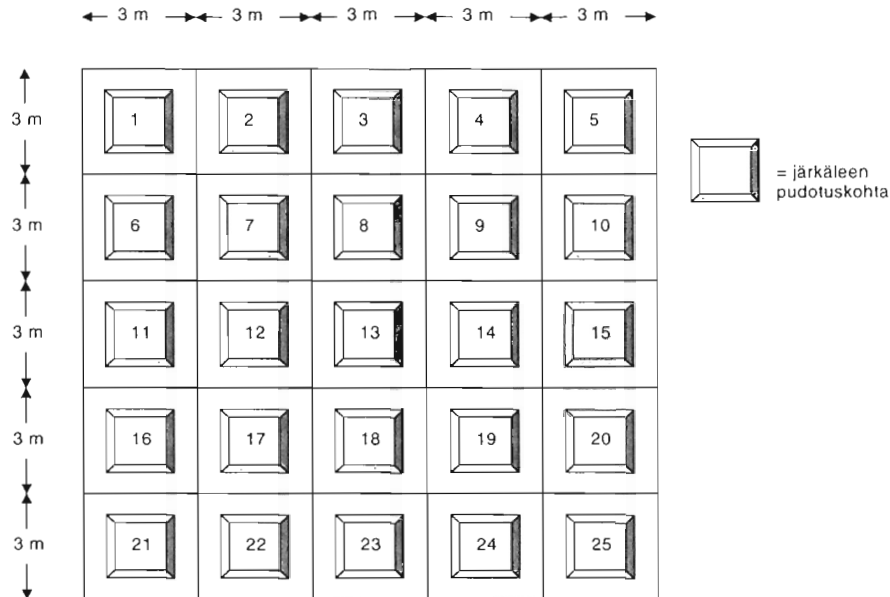
juudesta sovittiin kokeen aikana. Pudotuksia suoritettiin 20 m:n korkeudesta ensimmäisellä kierroksella $3 \times 25 = 75$ kpl, toisella kierroksella $3 \times 16 = 48$ kpl ja kolmannella kierroksella $2 \times 9 = 18$ kpl eli yhteensä 141 kpl. Näiden pudotusten lisäksi suoritettiin koe- ja seurantapudotuksia. Varsinaisena pudotusjärkäleenä oli 200 kN:n teräksinen järkäle, 120 kN:n varajärkälettä ei käytetty kokeen aikana.



Kuva 5.8 Tärinämittari kiinnitettynä rakennuksen perusmuuriin

Ennen varsinaista pudotustyötä suoritettiin koepudotukset 5, 8, 12, 15, 18 ja 20 metrin korkeuksista. Koepudotukset suoritettiin samaan pisteeseen (piste 3). Jokaisen koepudotuksen jälkeen luettiin lähimpien tärinämittareiden arvot, jotta ei olisi ylitetty ennalta asetettua suurinta sallittua heilahdusnopeutta. Heilahdusnopeuden suurimmaksi arvoksi oli asetettu 1 mm/s mitattuna lähimpien rakennusten sokkelista. Lähin rakennus oli 100 m:n etäisyydellä sijaitseva Vaaka-asema, mutta se ei ollut käytössä. Lähin käytössä oleva rakennus oli Puukeskus Oy:n teräsrakenteinen varastorakennus, joka sijaitsi 130 m:n päässä koealueesta. Kuvassa 5.8 näkyy Puukeskus Oy:n varaston sokkeliin kiinnitetty tärinämittari. Puukeskuksen rakennus ei kuitenkaan ollut niin vaurioherkkä kuin 200 m:n etäisyydellä sijaitseva betoniaseman rakennus, joka oli maanvaraan perustettu muurattu harkkorakenne ja jonka seinässä oli jo valmiina halkeamia.

Koepudotusten jälkeen päästiin aloittamaan ensimmäinen pudotuskierros. Koepudotusten perusteella pudotuskorkeutena oli 20 m ja pudotuspainona 200 kN. Koealue oli jaettu ruudukkoon ja pudotuspisteet merkitty jokaisen ruudun keskelle. Kuvassa 5.9 on näytetty koealueen 1. kierroksen numeroidut (1 – 25) pudotuskohdat.



Kuva 5.9 Koealueen ensimmäisen (1) kierroksen pudotuskohtat

Kuhunkin numeroituun kohtaan pudotettiin kolmesti siten, että jokaisen pudotuksen jälkeen mittaryhmä mittasi pudotuksesta syntyneen kuopan syvyyden. Kuopan syvyyden mittaus suoritettiin tavanomaisella rullamitalla ja latalla, joka oli asetettu poikittain keskelle kuoppaa sen päiden ulottuessa kuopan reunojen yli n. 0,3 m. Kuopan syvyys mitattiin kahdesta eri kohtaa läheltä sen molempia reunoja. Samalla huomioitiin mahdollinen maan nousu kuopan ympärillä. Maan nousua ei kuitenkaan havaittu. Kuopan syvyysmittaus on esitetty kuvassa 5.10.



Kuva 5.10 Pudotuksesta syntyneen kuopan syvyysmittaus

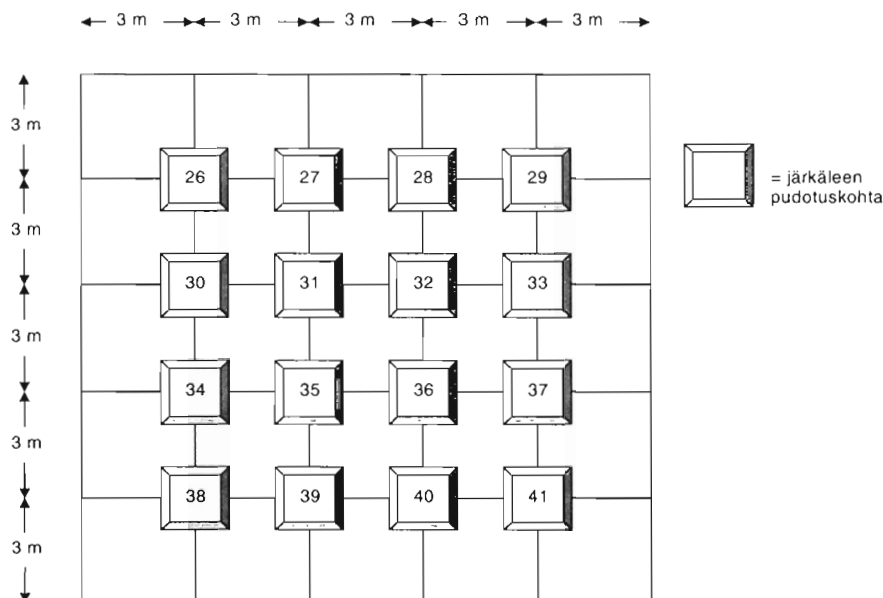
Pudotusjärjestys noudatti numerojärjestystä siten, että ensiksi pudotettiin parittomiin pisteisiin (1, 3, 5, 7 ja 9) ja sen jälkeen parillisiin pisteisiin (2, 4, 6, 8 ja 10). Tämä siitä syystä, että järkäleen iskeytyessä maahan sen ympärillä oli saman verran kiinteätä maata, jotta se ei olisi kallistunut. Järkäleen kallistuessa osa sen iskuenergiasta olisi

suuntautunut sivullepäin. Nostokonetta jouduttiin siirtämään kahden tiivistetyn rivin jälkeen (pisteet 1 – 10). Koko alueen tiivistys onnistui yhdellä koneen siirrolla.

Ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen suoritettiin sivusiirtymämittaus inklinometrillä. Sivusiirtymämittauspiste on esitetty kuvassa 6.13.

Sivusiirtymämittauksen jälkeen tela-alustainen kaivinkone tasasi koealueen ilman lisämaata ja tiivisti sen yliajokerroin. Nostokoneen telojen alla olevan maa-alustan piti olla hyvin tasainen, jotta pudotustyö onnistui. Silmämääräisen havainnon perusteella koealue oli painunut n. 0,3 m ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen.

Koealueen tasauksen jälkeen alue jaettiin uudelleen 3 x 3 m:n ruudukkoon ja merkittiin 2. kierroksen pudotuspisteiden paikat ruutujen nurkkiin. Pudotuskorkeus ja -paino pysyivät ennallaan. Kuvassa 5.11 on näytetty toisen kierroksen juoksevasti numeroitua (26–41) pudotuskohdat.



Kuva 5.11 Koealueen toisen (2) kierroksen pudotuskohdat

Pudotukset suoritettiin vastaavasti kuin ensimmäisellä kierroksellakin eli kolmesti jokaiseen pisteeseen ja jokaisen pudotuksen jälkeen mitattiin syntyneen kuopan syvyys. Pudotusjärjestys oli samantapainen kuin ensimmäisellä kierroksellakin. Ensiksi pudotettiin pisteisiin 26, 28, 33 ja 31. Sen jälkeen pudotettiin näiden pisteiden väliin jääneisiin pisteisiin 27, 29, 32 ja 30. Näiden pudotusten jälkeen jouduttiin siirtämään nostokonetta.

Pisteissä 34 – 41 suoritettiin ylimääräinen neljäs pudotus 5 m:n korkeudelta PDA-mittausten vuoksi. PDA-mittauslaitteisto ei toiminut suurilla järkäleen putoamisnopeuksilla. Raja-arvoksi todettiin 10 m/s.

Toisen pudotuskierroksen jälkeen suoritettiin jälleen sivusiirtymämittaus ja sen jälkeen koealue tasattiin ilman lisämaata sekä tiivistettiin yliajokerroin. Kuvassa 5.12 on esitetty koealue toisen pudotuskierroksen jälkeen ennen tasausta. Silmämääräisesti koealueen kokonaispainuma oli n. 0,4 m kahden pudotuskierroksen jälkeen.



Kuva 5.12 Koealueen pinta toisen pudotuskierroksen jälkeen ennen tasausta

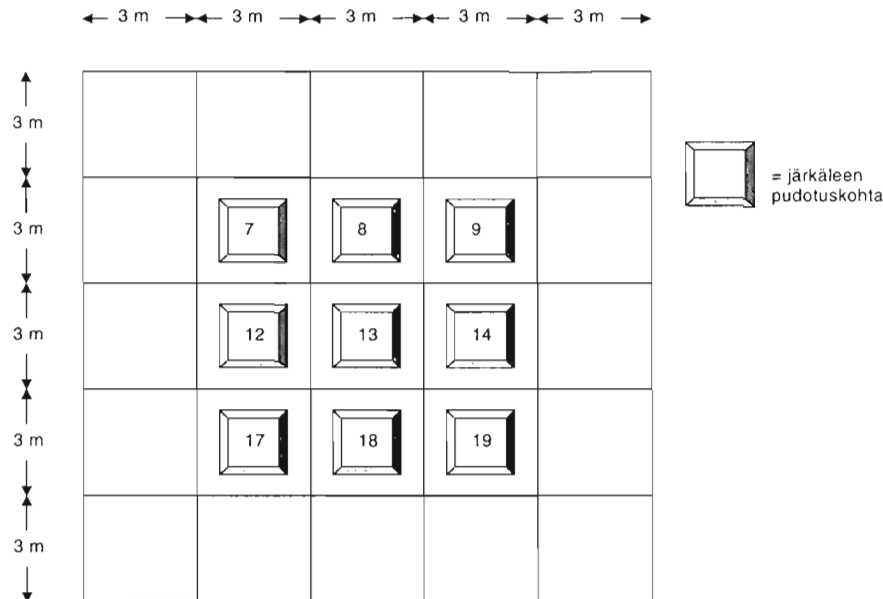
Kolmannen pudotuskierroksen tarpeellisuutta arvioitiin toisen kierroksen viimeisten pudotusten perusteella. Jätkäleen kolmannen pudotuksen painuma samaan pisteeseen oli vielä lähellä 0,1 m. Tästä syystä päätettiin suorittaa pudotusmäärältään supistettu kolmas pudotuskierros.

Koealue jaettiin jälleen ruudukkoon ja kolmannen kierroksen pudotuspisteet merkittiin ruutujen keskelle. Pudotuskorkeus ja –paino pidettiin ennallaan. Kolmannella kierroksella suoritettiin pudotuksia ainoastaan koealueen sisempiin ruutuihin. Pudotuspisteet (7 – 9, 12 – 14 ja 17 – 19) on näytetty kuvassa 5.13.

Edellisistä kierroksista poiketen kolmannella kierroksella pudotuksia suoritettiin kahdesti samaan pisteeseen. Pudotuksia yhteen pisteeseen vähennettiin, koska painumat olivat pienentyneet oleellisesti. Samoin jätkäleen käyttäytyminen maahan iskeytyessä oli muuttunut selvästi. Jokaisen pudotuksen jälkeen mitattiin edellisten kierrosten tavoin syntyneen kuopan syvyys.

Kolmannen kierroksen pudotusjärjestys oli myötäpäivään kiertävä ympyrä. Ensiksi pudotettiin pisteisiin 7, 9, 19 ja 17. Sen jälkeen pudotettiin pisteisiin 12, 8, 14, 18 ja 13. Lopuksi pudotettiin pisteeseen 13 seitsemän pudotuksen sarja seurantamittauspudotuksia. Pudotuskorkeudet olivat järjestyksessä 5, 10, 12, 14, 16, 18 ja 20 metriä. Tärinämittarit TM1 – TM7 luettiin jokaisen pudotuksen jälkeen.

Kolmannen kierroksen - ja seurantamittauspudotusten jälkeen suoritettiin viimeinen sivusiirtymämittaus, jonka jälkeen koealue tasattiin ilman lisämaata ja tiivistettiin ylijokerroin.



Kuva 5.13 Koealueen kolmannen (3) kierroksen pudotuskohdat

Kolmannen pudotuskierroksen ja koealueen tasauksen jälkeen suoritettiin vielä ns. silitysvaihe (ironing). Siinä 200 kN:n järkälettä pudotettiin metrin korkeudelta kahdesti samaan kohtaan aivan vieriviereen, jopa hiukan limittäin. Silitysvaihetta on havainnollistettu kuvassa 5.14. Tämän tarkoituksena oli tiivistää löyhtynyt pintamaakerros. Se kohdistettiin samalle alalle kuin kolmas pudotuskierroskin. Silitysvaihe oli nopea, koska sen aikana ei suoritettu mittauksia, vaan nostokoneen kuljettaja sai suorittaa pudotukset omaan tahtiin. Erityisesti tämän vaiheen aikana, nostokoneen automatiikka nopeutti pudotustyötä. Silitykseen olisi riittänyt pienempikin paino (n. 50 – 100 kN) ja silloin sopivampi pudotuskorkeus olisi 2 – 3 m. Silitykseen sopiva järkäleen muoto on neliömäinen teräslevy. Nyt suuri puomin korkeus häytti silitystyötä. Järkäle pääsi heilumaan pitkän vaijerin päässä ja sitä oli vaikeampi kohdistaa haluttuun pudotuskohtaan. Sen vuoksi järkäleen kohdistamista avusti kaksi apumiestä.



Kuva 5.14 Koealueen silitysvaihe (ironing)

Koealue oli melko tasainen silitysvaiheen jälkeen, eikä vaatinut tasaamista. Lopuksi suoritettiin vielä koealueen pinnan vaaitus, jossa koealue jaettiin kahden metrin ruudukkoon. Kokeen aikana koealueelle ei tuotu ylimääräistä täyttömaata.

5.7.3 Pudotustyön jälkeiset työt

Koealueen keskellä (pisteessä 13) ollut teräslevy kaivettiin esiin ja sen korkeusasema määritettiin. Levyn esiinkaivun yhteydessä havainnoitiin maan tiivistyminen. Maa oli selvästi tiivistynyt ja sisälsi sen verran hienoaainesta, että vedenläpäisevyys oli pienentynyt.

Pudotustyön jälkeen nostokalusto purettiin ja asetettiin kuljetuskuntoon sekä tärinämittauspisteiden (TM1 – TM11) tärinämittarit kerättiin pois. Lähiympäristöön jaettujen havaintolomakkeiden keruun yhteydessä suoritettiin suullinen kysely mahdollisista havainnoista. Alueen alkuperäiseen kuntoon saattamiseksi suoritettiin seuraavat toimenpiteet:

- Koealue tasattiin murskeella sen alkuperäiseen korkeusasemaan.
- Koealueen ympärillä ollut suoja-aita purettiin.
- Koealueen lähelle kaivettu oja täytettiin ja tiivistettiin yliajokerroilla.
- Tärinämittauspisteiden betonikuutiot kaivettiin ylös ja kuljetettiin takaisin.

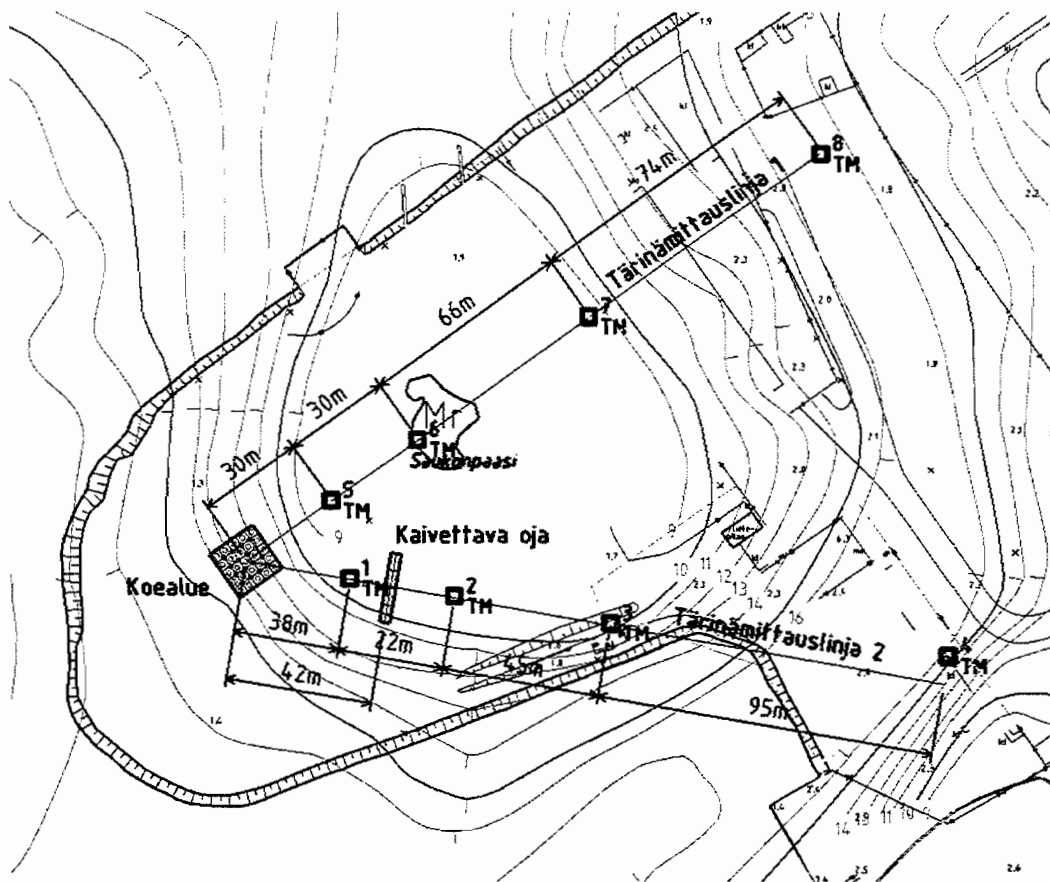
Kokonaisuudessaan pudotustiivistyskokeeseen kului aikaa kuusi päivää. Ennen pudotustyötä kului kaksi päivää esivalmisteluihin. Varsinainen pudotustyö kesti kolme päivää ja lopputöihin meni yksi päivä.

6. PUDOTUSTIIVISTYSKOKEEN TULOKSET

6.1 Ympäristövaikutukset

6.1.1 Tärinä

Tärinää mitattiin kahdelta eri linjalta. Molempien tärinämittauslinjojen alkupisteet sijaitsivat koealueen keskipisteessä ja olivat pituudeltaan 200 metriä. Tärinämittauslinja 1 päättyi puutavaraliikkeen piha-alueelle ja tärinämittauslinja 2 päättyi betoniaseman rakennuksiin. Kuvassa 6.1 on esitetty tärinämittauslinjat, tärinämittauspisteiden TM1 – TM8 sijainnit sekä kaivetun ojan sijainti. Tärinää mitattiin myös pisteissä TM9 – TM11, jotka sijaitsivat lähimmässä asuinkerrostalossa ja sen vieressä. Nämä pisteet olivat jo niin kaukana koealueesta (n. 350 m:n päässä), että mittarit eivät havainneet tärinää. Mittausdata on pisteistä TM1 – TM8.



Kuva 6.1 Tärinämittauslinjat ja tärinämittauspisteet TM1 – TM8

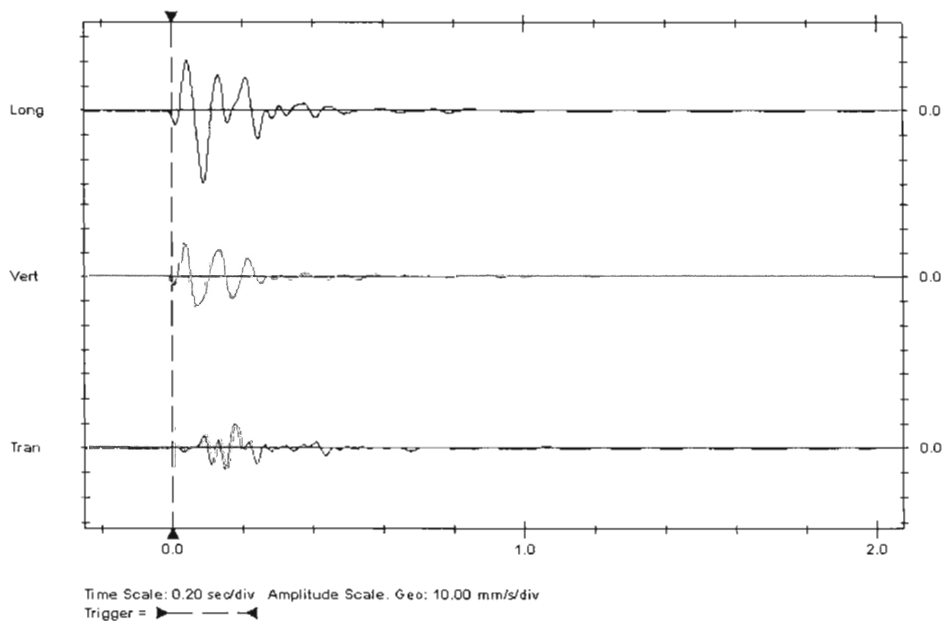
Osa tärinämittareista oli kiinnitettyinä maahan upotetuissa betonikuutioissa ja loput alueen rakenteissa. Taulukossa 6.1 on esitetty tärinämittauspisteiden mittareiden kiinnityspaikat sekä etäisyydet koealueesta.

Taulukko 6.1 Tärinämittareiden kiinnityspaikat ja etäisyydet koealueesta

Tärinämittauslinja 1			Tärinämittauslinja 2		
TM nro	Mittarin kiinnityspaikka	Etäisyys [m]	TM nro	Mittarin kiinnityspaikka	Etäisyys [m]
TM 5	Betonikuutio maassa	30	TM 1	Betonikuutio maassa	38
TM 6	Betonikuutio maassa	60	TM 2	Betonikuutio maassa	60
TM 7	Puukeskuksen sokkeli	126	TM 3	Vaaka-aseman rakenteet	105
TM 8	Betonikuutio maassa	200	TM 4	Betoniaseman rakenteet	200

Tärinämittauspisteissä TM9 – TM10 mittarit olivat kiinnitettynä asuinkerrostalon sisäseinään sekä katutasossa että ylimmässä (7. kerros) kerroksessa. TM11:ssä mittari kiinnitettiin asuinkerrostalon vieressä olevaan käytöstä poistettuun betonirakenteeseen puhelinkoppiin.

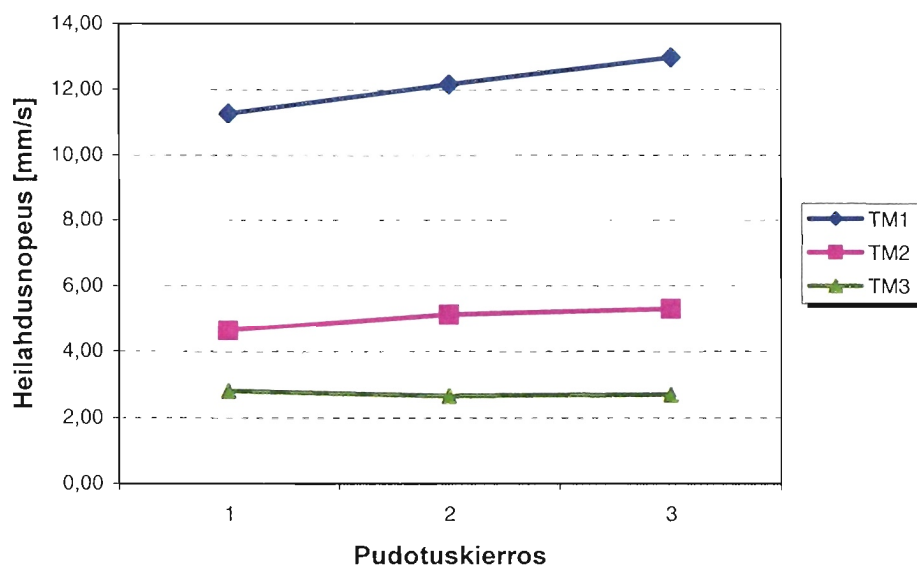
Tärinämittareina käytettiin ns. kolmekomponenttimittareita, jotka rekisteröivät pitkitäis-, pysty- ja poikittaissuuntaisen aaltoliikkeen. Mittari laski näiden kolmen komponentin arvosta partikkelin huippunopeuden vektorisummana. Kuvassa 6.2 on esimerkki tärinämittarin nauhoittamista aaltoliikkeen komponenteista.



Kuva 6.2 Tärinämittarin nauhoittamat aaltoliikkeen komponentit

Tärinän taajuuden suuruus oli keskimäärin 8...9 Hz linjalla 2 ja 13...15 Hz linjalla 1. Taajuus ei vaihdellut kovinkaan paljoa pudotustiivistyksen edetessä. Ainoastaan mittauspisteeseen TM6:n kohdalla taajuudet olivat selvästi muita mittauspisteitä korkeammat (25...26 Hz). Tämä saattoi johtua mittauspisteiden lähellä/alapuolella olevasta kallioluodosta. Sen sijaan heilahdusnopeudet kasvoivat selvästi koealueen tiiviyden parantuessa. Kuvassa 6.3 on esitetty tärinämittauslinja 2:n tärinätason kasvu pudotuskierrosten edetessä.

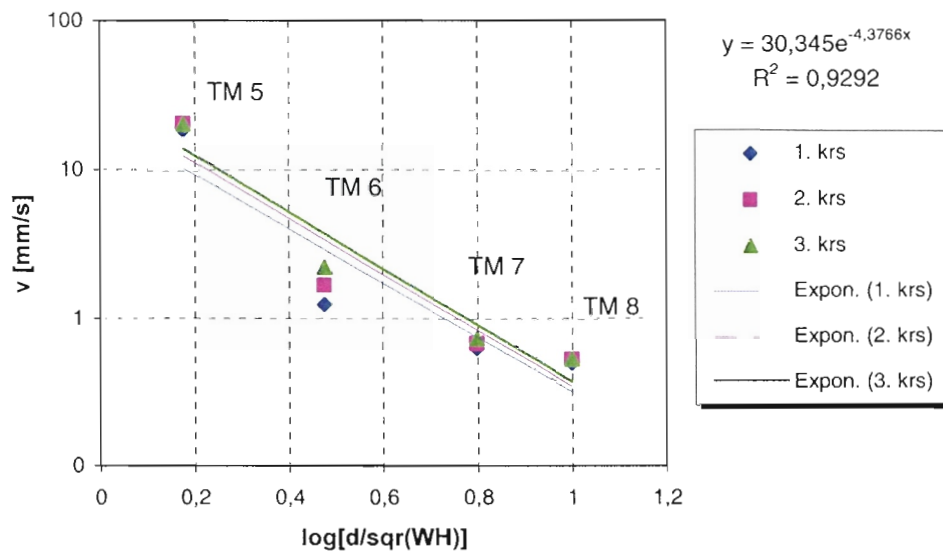
Kuvasta 6.3 on selvästi havaittavissa, että mitä lähempänä mittari on pudotuspistettä sitä suurempi on tärinätason kasvu tiivistymisen parantuessa (TM1). Kauempana pudotuspisteestä eroa ei juurikaan ole tärinääallon vaimentumisen vuoksi (TM3). Yksittäinen datapiste edustaa kyseisen pudotuskierroksen kaikkien heilahdusnopeuksien huippuarvojen keskiarvoa.



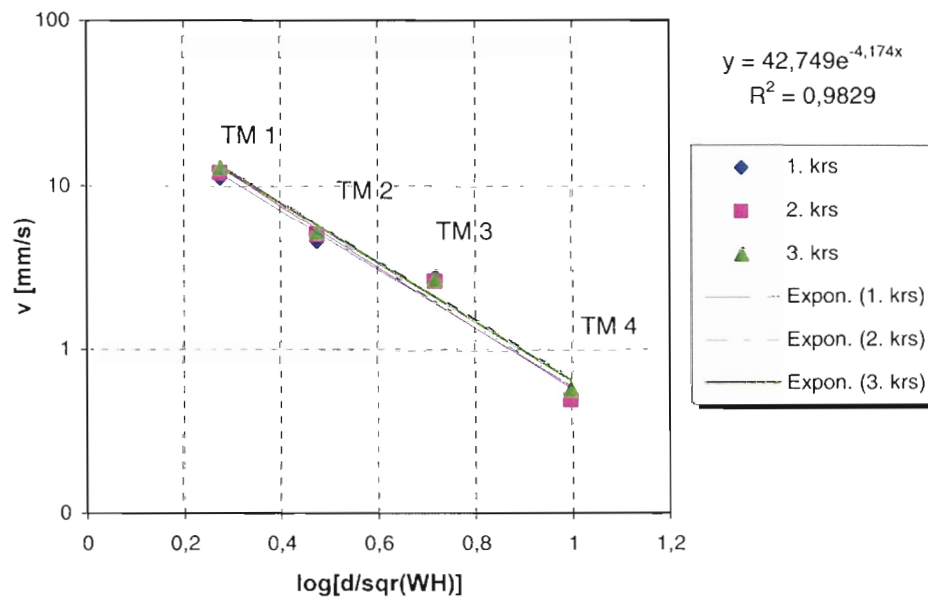
Kuva 6.3 Tärinämittauslinja 2:n tärinätason kehitys pudotuskierrosten edetessä

Kuitenkin kiinnostavinta on tietää kuinka paljon tärinä vaimenee mentäessä pois päin pudotuspisteestä. Koska tilavuusaallot jakaantuvat puoliavaruudessa suuremmalle pinta-alalle kuin pinta-aallot, vaimenevat ne melko nopeasti ja jäljelle jäävät ainoastaan pinta-aallot. Kuvissa 6.4 ja 6.5 on esitetty jokaisen pudotuskierroksen pinta-aaltojen heilahdusnopeudet pudotusenergialla jaetun etäisyyden suhteen tärinämittauslinjoilla 1 ja 2.

Kuvissa 6.4 ja 6.5 vaaka-akselin pudotusenergialla jaetut etäisyydet ovat lineaarisella asteikolla ja pystyakselin heilahdusnopeudet ovat logaritmisella asteikolla. Tätä esitystapaa ovat käyttäneet mm. Mayne (1984) ja Vuola (1996) [30, 50]. Näin pisteet saadaan paremmin sovitetuksi samalle käyrälle ja samalla huomioidaan pudotusenergia. Sovituksissa on käytetty pienimmän neliösumman menetelmää. Sovituskäyrän yhtälö sekä korrelaatiokerroin ovat kuvan oikeassa yläkulmassa.



Kuva 6.4 Tärinän vaimeneminen mittauslinjalla 1

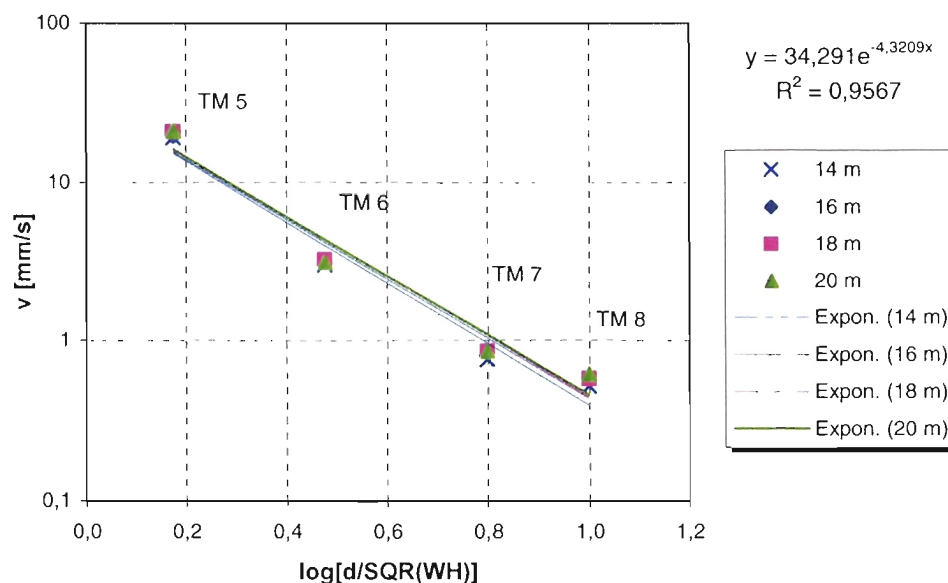


Kuva 6.5 Tärinän vaimeneminen mittauslinjalla 2

Kuvissa 6.4 ja 6.5 olevat datapisteet edustavat kyseisen tärinämittauspisteen yhden pudotuskierroksen kaikkien heilahdusnopeuksien huippuarvojen keskiarvoa. Koska heilahdusnopeudet kasvoivat jokaisen samaan pisteeseen suoritettua pudotuksen jälkeen, määrääväksi arvoksi tuli viimeisen eli kolmannen pudotuksen arvo. Keskiarvo on laskettu näiden arvojen summasta. Tärinätaso on noussut tasaisesti jokaisen kierroksen jälkeen, joten sovituskäyrän yhtälö on laskettu kolmannen kierroksen heilahdusnopeuksien perusteella.

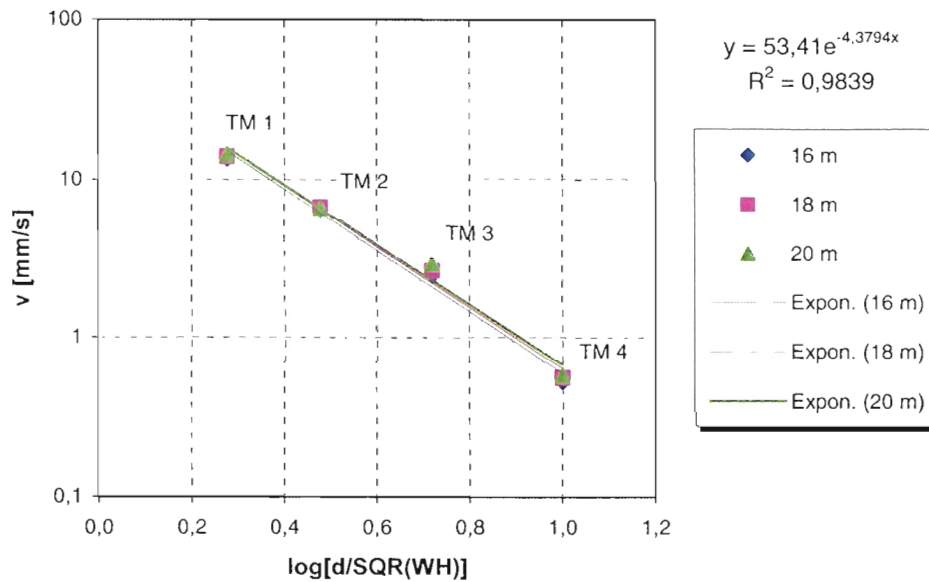
Heilahdusnopeuden maksimiarvona matalataajuiselle tärinälle ($f < 10$ Hz) voidaan pitää asuinrakennuksissa 5 mm/s ja suojeltavissa rakennuksissa 3 mm/s, ilman että on vahingon vaaraa [51]. Tässä kokeessa ei haluttu ylittää heilahdusnopeuden arvoa 1 mm/s, mitattuna rakennuksen sokkelista. Lähimmän rakennuksen sokkeli oli 126 m:n etäisyydellä koealueesta ja siellä suurin mitattu heilahdusnopeuden arvo oli 0,9 mm/s (TM7, tärinämittauslinja 1). Kuvien 6.4 ja 6.5 sovituskäyrien yhtälöistä voidaan laskea molemmille tärinämittauslinjoille etäisyydet, milloin heilahdusnopeuden arvot jäävät alle 1,0 mm/s, kun pudotuskorkeutena on 20 m ja -painona 200 kN. Kuvan 6.4 sovituskäyrän yhtälö antaa tärinämittauslinja 1:lle etäisyydeksi 121 m ja vastaavasti kuvasta 6.5 saadaan tärinämittauslinja 2:lle etäisyydeksi 159 m.

Kuvissa 6.6 ja 6.7 on esitetty tärinän vaimeneminen, kun pudotuskorkeutta nostettiin pykälittäin. Pudotukset suoritettiin viimeisen eli kolmannen pudotuskierroksen jälkeen koealueen keskelle pisteeseen 13. Pudotuskorkeutena oli 5, 10, 12, 14, 16, 18 ja 20 metriä. Kauimmaiset tärinämittarit eivät reagoineet ensimmäisiin pudotuksiin, mutta 14 m:n pudotuskorkeuden jälkeen kaikki mittarit rekisteröivät heilahdusnopeudet (TM 1 – TM 8). Nyt kuvaajat edustavat yksittäisiä pudotusten arvoja. Vaikka pudotuskorkeus nostatti tärinätasoa, se ei vaikuttanut maan vaimennusominaisuuksiin. Viimeisen eli 20 m:n korkeudesta suoritettujen pudotusten heilahdusnopeudet olivat n. 14 % suurempia kuin keskimääräiset huippuheilahdusnopeudet. Tämä selittyy osin sillä, että koealue oli hyvin tiivistynyt ja samaan kohtaan oli suoritettu useampi peräkkäinen pudotus ilman tasausta. Saman pudotuskierroksen aikana suoritetuista pudotuksista, viimeiseksi suoritettujen pudotukset aiheuttivat suurimmat heilahdusnopeudet. Koealueen tiivistyminen ei kuitenkaan välttämättä ollut ainoa syy heilahdusnopeuksien kasvuun, sillä iskuarinan paksuus vaihteli koealueella 0,2...0,4 m. Koealueen koillispäässä iskuarina oli paksuudeltaan n. 0,2 m ja siellä suoritettujen pudotusten heilahdusnopeudet olivat suurempia kuin lounaispäässä, missä iskuarinan paksuus oli n. 0,4 m.



Kuva 6.6

Tärinän vaimeneminen tärinämittauslinja 1:llä, kun pudotuskorkeutta on nostettu pykälittäin



Kuva 6.7 Tärinän vaimeneminen tärinämittauslinja 2:lla, kun pudotuskorkeutta on nostettu pykälittäin

Vastaavasti kuten edellä, kuvien 6.6 ja 6.7 sovituskäyrien yhtälöiden perusteella voidaan laskea molemmille tärinämittauslinjoille se etäisyys koealueen keskipisteestä, missä heilahdusnopeuden arvo on 1,0 mm/s. Etäisyyksiksi saadaan tärinämittauslinja 1:llä 132 m ja tärinämittauslinja 2:lla 162 m. Tällöin määräävin sovituskäyrän yhtälö saadaan kuvasta 6.7 ja ennakoitua heilahdusnopeutta voidaan arvioida yhtälöllä (6.1.1).

$$v_{\max} = U \cdot e^{-\kappa \cdot x} \quad (6.1.1)$$

$v_{\max}$	on maksimiheilahdusnopeus etäisyydellä x [mm/s]
U	on vakio, joka riippuu pudotuskorkeudesta H ja –painosta W [mm/s]
κ	on vaimennuskerroin, joka riippuu pudotuskorkeudesta H ja -painosta W [1/m]
x	on etäisyys pudotuspisteestä [m]

Tässä tapauksessa yhtälön (6.1.1) vakio $U = 53,41$ mm/s ja kerroin $\kappa = 4,3794$, kun pudotuskorkeutena $H = 20$ m ja –painona $W = 200$ kN. Yhtälö (6.1.1) kuvaa yhtälöiden (2.5.1) – (2.5.3) maksimiheilahdusnopeuksien verhokäyrää.

Tärinämittauslinja 2:lla sijaitsi avonainen noin 3 m leveä, 2 m syvä ja 20 m pitkä oja (kuva 6.1). Oja sijaitsi 42 m:n päässä koealueen keskipisteestä ja oli kohtisuoraan vastaan tärinämittauslinja 2:a. Ennen ojaa sijaitsi TM1, joka oli kiinnitettynä maahan upotettuun betonikuutioon. Betonikuutio oli n. 2 m:n päässä ojan reunasta. TM2 sijaitsi n. 18 m ojan jälkeen ja oli myös kiinnitetty maahan upotettuun betonikuutioon. Ojan tarkoituksena oli vaimentaa tärinää. Koska oja kaivettiin ennen pudotustyötä ja täytettiin vasta pudotustyön jälkeen ei varmuudella voi sanoa, että vaimensiko oja tä-

rinää tai mikä sen merkitys oli. Kun vertaa molempien tärinämittaustulosten tärinätasoa keskenään ei voi huomata ojan vaikutusta. Joskin TM1:n heilahdusnopeuden arvot olivat selvästi pienemmät kuin TM5:n, mutta se saattoi johtua etäisyydestä (TM1 oli kauempana koealueesta kuin TM5) ja myös TM1:n sijainnista ojan suhteen (TM1 oli lähellä ojan reunaa). Sitä vastoin TM2:n arvot olivat suuremmat kuin TM6:n, mutta se saattoi johtua puolestaan TM6:n alapuolella olevasta kallioluodosta. Ojan tärinää vaimentava vaikutus oli vähäinen.

6.1.2 Fysiologiset havainnot

Kokeen yhteydessä suoritettiin myös selvitys ihmisten havaitsemista tuntemuksista pudotustiivistyksen aikana. Tätä varten laadittiin kyselylomake ja havaintolomake. Lomakkeiden avulla oli tarkoitus selvittää pudotustiivistyksestä aiheutuvien häiriöiden häiritsevyyttä (tärinä, melu, pöly jne.) ja vaikutusalueen laajuutta. Kyselylomake jaettiin lähimmän asuinkerrostalon asukkaille ja havaintolomakkeita annettiin betoniaseman ja puutavaraliikkeen henkilökunnalle. Kyselylomakkeita jaettiin kaikkiaan 40 kpl ja vastauksia saatiin takaisin 8 kpl, joten vastausprosentti oli 20%. Havaintoja kysyttiin suullisesti kaikkiaan yhdeksältä henkilöltä, joista seitsemän työskenteli puutavaraliikkeessä ja kaksi betoniasemalla.

Kyselylomakkeiden vastaukset olivat hyvin samanlaisia. Kukaan vastanneista ei ollut havainnut tärinää, melua tai mitään normaalista poikkeavaa. Kukaan vastanneista ei myöskään ollut aikaisemmin kuullut pudotustiivistysmenetelmästä. Havaintojen puuttuminen aiheutui kahdesta eri syystä: 1) pudotustiivistyksen aiheuttamat äänet eivät ylittäneet alueen normaalia taustameteliä ja 2) asuinkerrostalo sijaitsi riittävän etäällä koealueesta, jolloin tärinä ehti vaimentua ja ääni ei kantautunut niin kauaksi.

Betoniaseman valvomossa oli seurattu pudotustyötä. Valvomosta käsin oli pudotus sekä siitä aiheutuva pölypilvi nähty hyvin, mutta ei oltu havaittu tärinää tai ääntä. Tärinäarvot olivat TM4:n mukaan hyvin alhaiset betoniasemalla. Suurin mitattu heilahdusnopeus oli 0,6 mm/s. Havaintojen puuttumiseen vaikuttivat valvomon normaali vähäinen taustameteli ja riittävä etäisyys koealueesta. Valvomo sijaitsi n. 200 m:n päässä koealueesta.

Puutavaraliikkeen työntekijöistä kolme oli havainnut pienen tärähdyksen tai kuullut tömähdyksen. Neljä työntekijää ei puolestaan ollut havainnut mitään normaalista poikkeavaa. Kaikki havainnot oli tehty rauhalliseen aikaan. Ne ihmiset, jotka olivat havainneet tärähdyksen, olivat havaintojen tekohetkellä joko seisseet maanvaraisella laattalla, istuneet puutavarapöydän päällä tai kirjoittaneet teräsrakenteisen hyllyntason varassa. Näitä edellä mainittuja tapauksia yhdistää se, että kaikki rakenteet olivat maanvaraisen laatan päällä. Havaintojen esiintymiseen tai puuttumiseen vaikuttivat seuraavat seikat:

- Rauhallinen hetki, jolloin kyetty aistimaan pienimmätkin häiriötekijät.
- Maanvaraan perustetut rakenteet, kuten teräsbetonilaatta.
- Puutavaraliike sijaitsi kyllin lähellä koealuetta, jolloin tärinä ei vielä ehtinyt vaimentua riittävästi.
- Ei havaintoja, jos normaalia taustameteliä tai muita häiriötekijöitä.

TM4 oli kiinnitetty puutavaraliikkeen sokkeliin ja suurin mitattu heilahdusnopeus oli 0,9 mm/s. Puutavaraliikkeen etäisyys koealueesta oli n. 130 m ja mitatut heilahdusnopeudet olivat suurempia kuin betoniasemalla.

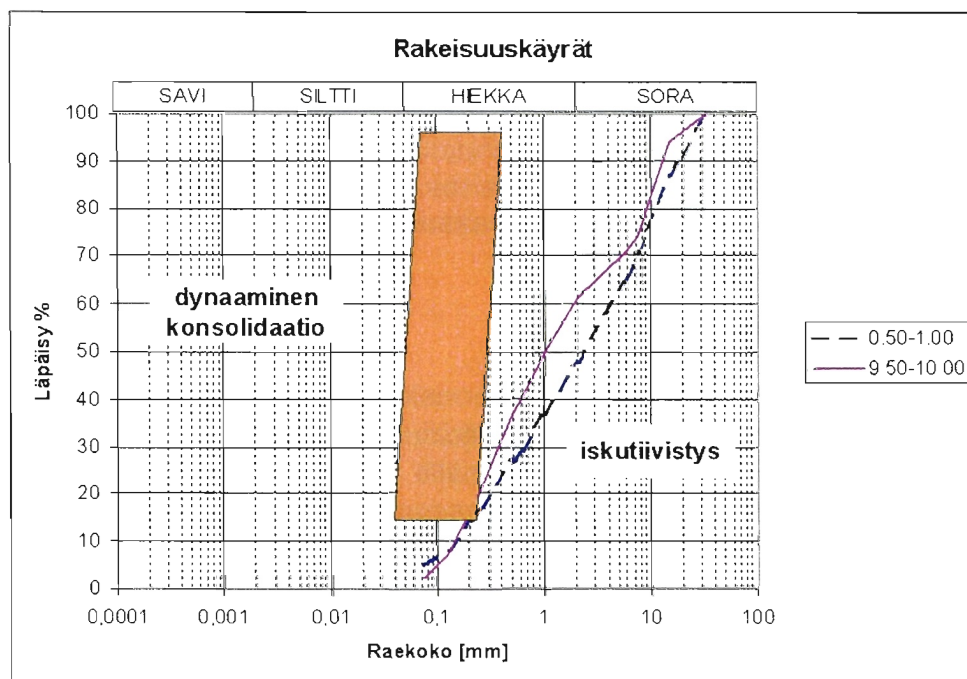
6.1.3 Varoalue

Jos pidetään raja-arvona 1 mm/s heilahdusnopeutta, niin silloin värinämittareista saatujen heilahdusnopeuksien mukaan riittävä etäisyys koealueesta oli 162 m. Fysiologisten havaintojen perusteella sitäkin pienemmät heilahdusnopeudet havaitaan, mutta niitä ei vielä pidetä häiritsevinä. Havaintoja tehtiin heilahdusnopeuksien lähestyessä 0,9 mm/s, mutta 0,6 mm/s heilahdusnopeuksia ei havaittu. Sopivana raja-arvona voidaan pitää 0,8 mm/s. Silloin varoalueen säteeksi muodostuisi yhtälön (6.1.1) mukaan 182 m.

6.2 Laboratoriotutkimukset

6.2.1 Rakeisuuskäyrä

Koealueelta otettiin pisteestä 14 (kuva 6.13) häiriintyneet putkimaanäytteet 1 m:n välein 15 m:n syvyyteen saakka. Näytteenotto tapahtui käyttämällä avointa putkiotinta. Putkiotin kierrettiin Ø 66 mm työputken sisällä maahan haluttuun syvyyteen, jonka jälkeen se nostettiin ylös ja tyhjennettiin. Työputken halkaisijan ollessa melko suuri, voitiin käyttää isohkoa näytteenotinta. Tämän ansiosta saatiin edustava ja riittävä määrä näytettä kultakin syvyydeltä, josta pystyttiin määrittämään mm. rakeisuuskäyrä. Rakeisuuskäyrät määritettiin kahdesta eri näytteestä, jotka olivat 0,50 – 1,00 m:n ja 9,50 – 10,00 m:n syvyyksiltä. Rakeisuuskäyrät on piirretty kuvaan 6.8. Kyseisten näytteiden kokonaismassat olivat 1200 g ja 1600 g.



Kuva 6.8

Koealueen rakeisuuskäyrät 0,50-1,00 m:n ja 9,50 – 10,00 m:n syvyyksiltä

Kuvan 6.8 rakeisuuskäyrien perusteella voidaan sanoa, että maalaji soveltuu hyvin pudotustiivistykselle ja kuuluu iskutiivistysten alueeseen. Dynaamisen konsolidaation ja iskutiivistysten väliin jäävää aluetta voidaan kutsua välivyöhykkeeksi. Täyte sisälsi myös suuria lohkarkeitä, jotka eivät näy rakeisuuskäyrässä. Maalaji ja kerrosrajat on esitetty taulukossa 6.2.

Taulukko 6.2 Maalaji ja kerrosrajat

Syvyys [m]	Maalaji	Kerrosrajat	Täyte/luonnontilainen
0.5 – 1.0	srHk	srHk	Täytemaakerros
1.5 – 2.0	srHk		
2.5 – 3.0	srHk		
3.5 – 4.0	Sr	Sr	
4.5 – 5.0	Sr		
5.5 – 6.0	hkSr	hkSr	
6.5 – 7.0	hkSr		
7.5 – 8.0	hkSr		
8.5 – 9.0	Sr	Sr	
9.5 – 10.0	srHk		
10.5 – 11.0	Hk	Hk	Luonnontilainen maa
11.5 – 12.0	Hk		
12.5 – 13.0	Hk		
13.5 – 14.0	Hk		
14.5 – 15.0	Hk		

Taulukosta 6.2 käy ilmi, että koealueen kohdalla täytteen paksuus oli n. 10 m, jonka alapuolella oli luonnontilainen hiekkamaakerros. Kallion pinta oli n. 30 m:n syvyydessä, joten luonnontilaisen hiekkakerroksen paksuus oli n. 20 m.

6.2.2 Suhteellinen tiiviys ja tiiviysaste

Samoista näytteistä, joista määritettiin seulonnalla rakeisuuskäyrät, määritettiin myös tilavuuspaino γ , kuivatilavuuspaino γ_d , vesipitoisuus w ja kivisyys K . Sen lisäksi näytteistä määritettiin Kolbuszewskin menetelmällä kuivatilavuuspainon maksimi γ_{dmax} , kuivatilavuuspainon minimi γ_{dmin} ja tilavuuspainon maksimi γ_{max} . Koetulokset on esitetty taulukossa 6.3.

Taulukko 6.3 Näytteiden koetulokset ennen tiivistystä

Parametri			Näyte 0.5 – 1.0	Näyte 9.5 – 10.0
Maalaji			hkSr	srHk
Näytteen kokonaismassa	m_0	[g]	1200	1600
Kostean näytteen massa	m	[g]	1120,7	1194,9
Tilavuuspaino	γ	[kN/m ³]	21,72	21,33
Kuivatilavuuspaino	γ_d	[kN/m ³]	19,67	19,53
Vesipitoisuus	w	[%]	10,4	9,2
Kivisyys (> 16 mm)	K	[%]	14,1	6,1
Kuivatilavuuspainon maksimi	γ_{dmax}	[kN/m ³]	20,41	19,85
Kuivatilavuuspainon minimi	γ_{dmin}	[kN/m ³]	14,94	16,43
Tilavuuspainon maksimi	γ_{max}	[kN/m ³]	22,29	21,59

Kolbuszewskin menetelmässä γ_{dmax} määritetään siten, että suora sylinteri täytetään veden kyllästämällä näytteellä mahdollisimman tiiviisti viidessä eri kerroksessa samalla tärisyttämällä sylinteriä. Sen jälkeen sylinterissä olevan näytteen päälle laitetaan kansi, jonka jälkeen sylinteristä imetään alipaineen avulla pois vesi ja ilma. Tämän jälkeen mitataan kannen painuma ja punnitaan näyte. Samasta näytteestä määritetään myös γ_{dmin} . Ensiksi näyte kuivataan uunissa, jonka jälkeen näytettä valutetaan suppilon läpi suoraan sylinteriin mahdollisimman löyhästi. Tämän jälkeen näyte punnitaan.

Kolbuszewskin menetelmällä määritetty γ_{dmax} on hieman pienempi kuin Proctor-kokeella määritetty γ_{dmax} , koska Kolbuszewskin menetelmä ei murskaa maaraakeita kuten Proctor-koe. Proctor kokeessa saadaan selville optimivesipitoisuus, joka myös parantaa tiivistymistulosta. Taulukon 6.3 arvoissa on huomioitu kivisyys.

Suhteellinen tiiviys kuvaa hyvin maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia. Suhteellista tiiviyyttä voidaan arvioida huokoisuuden perusteella yhtälön (6.2.1) avulla.

$$D_r = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} \quad (6.2.1)$$

D_r	on suhteellinen tiiviys
e_{max}	on maksimi huokosluku
e_{min}	on minimi huokosluku
e	on huokosluku

Suhteellista tiiviyyttä voidaan arvioida myös kuivatilavuuspainojen perusteella yhtälön (6.2.2) avulla [19].

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \cdot \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \quad (6.2.2)$$

Suhteellinen tiiviys voi vaihdella rajoissa 0...1. Suhteellinen tiiviys voidaan määrittää vain karkearakeisista maista, jotka sisältävät alle 10 % hienoainesta. Taulukossa 6.4 on esitetty karkearakeisen maan luokittelu suhteellisen tiiviyn avulla.

Taulukko 6.4 Karkearakeisen maan luokittelu suhteellisen tiiviyn avulla [10].

Luokitus	Suhteellinen tiiviys D_r
Hyvin löyhä	< 0,25
Löyhä	0,25-0,50
Keskitiivis	0,50-0,75
Tiivis	0,75-0,90
Hyvin tiivis	0,90-1,0

Tiivysaste on useimmiten käytännön tarpeisiin hyödyllisempi käsite kuin suhteellinen tiiviys ja se määritellään yhtälön (6.2.3) mukaisesti.

$$D = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \cdot 100 \% \quad (6.2.3)$$

Yhtälöillä (6.2.2) ja (6.2.3) arvioidut suhteelliset tiiviyn ja tiivysasteen tulokset on esitetty taulukossa 6.5.

Taulukko 6.5 Näytteiden suhteellisen tiiviyn ja tiivysasteen arvot ennen tiivistystä

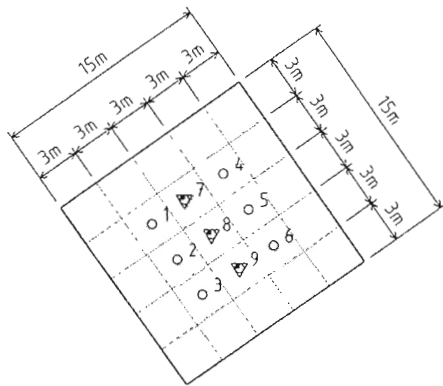
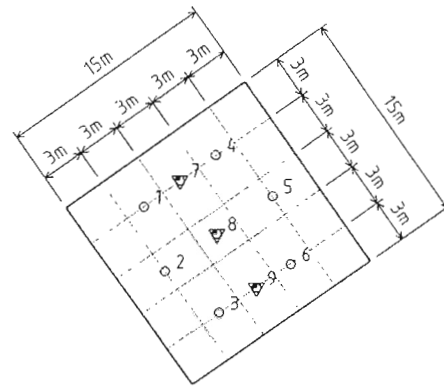
Parametri		Näyte 0.5 – 1.0 m	Näyte 9.5 – 10.0 m
Suhteellinen tiiviys	D_r	0,90	0,92
Tiivysaste	D	96 %	98 %

Taulukon 6.4 luokituksen mukaan näyte 0.5 – 1.0 m edustaa tiivistä ja näyte 9.5 – 10.0 m hyvin tiivistä maata. Myös tiivysasteista voi päätellä samoin. Vertailun vuoksi, talonrakennuksen maarakenteiden laatuvaatimuksissa vaaditaan laatuluokassa 1 perustusten alustäytön tiivysasteeksi 97 % ja kantavuusarvoksi $E \geq 60$ MPa [41].

6.3 Tutkimukset ja mittaukset

6.3.1 Kairauspisteet

Kuvassa 6.9 on esitetty koealueen kairauspisteet ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen. Pisteissä 1 – 6 suoritettiin MWD-porakonekairauksia ja pisteissä 7 – 9 puristinheijarikairauksia. Koealueen kivisyyden vaihdella oli kairauspisteiden siirrolla omat vaikutuksensa tuloksiin. Tämän vuoksi kaikki kivet ”normalisoitiin” etteivät ne olisi vaikuttaneet liiaksi kairaustuloksiin.

a) Koealueen kairauspisteet
ennen pudotustiivistystäb) Koealueen kairauspisteet
pudotustiivistyksen jälkeen

- 2 MWD porakonekairaus
▼ 8 Puristin-heijari kairaus

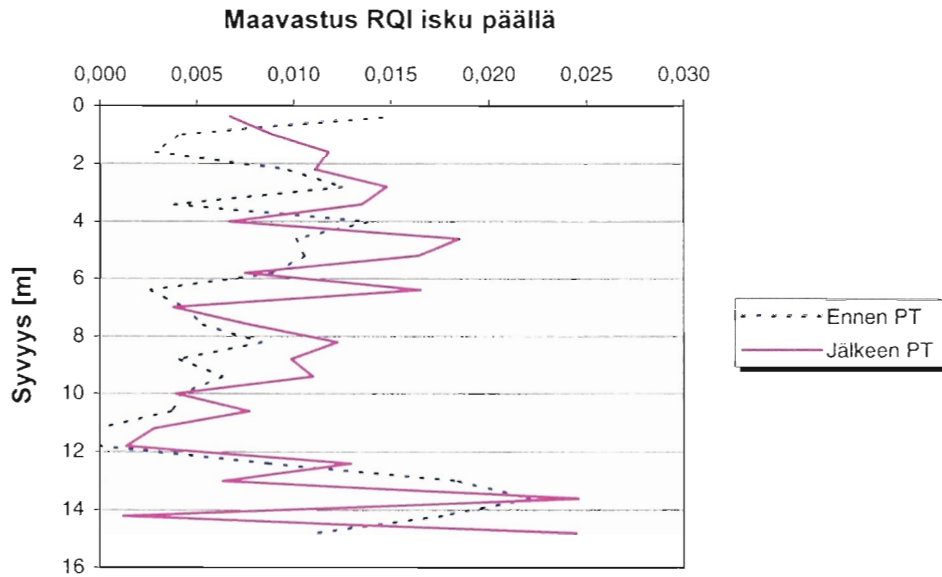
Kuva 6.9 Koealueen kairauspisteet ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen

6.3.2 MWD-porakonekairaukset

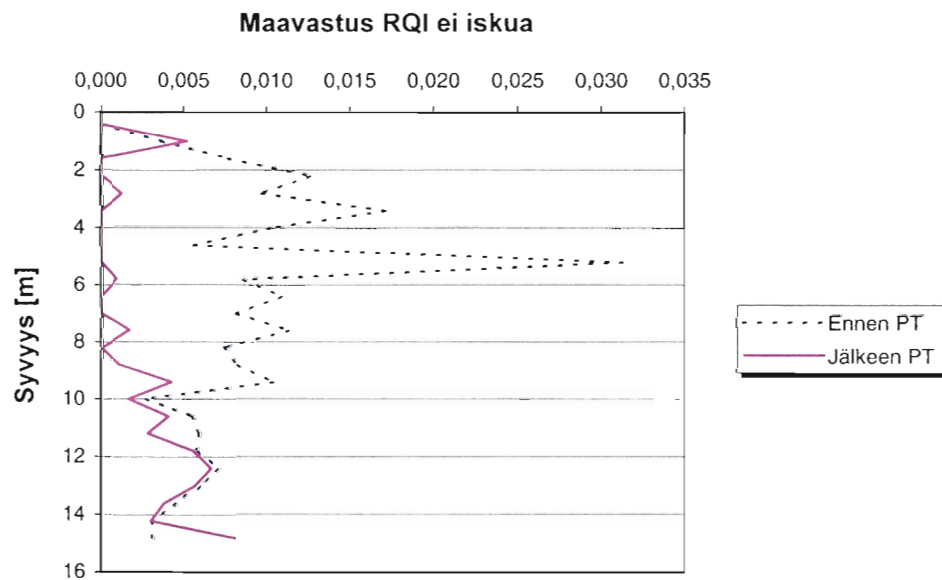
Kuvat 6.10 ja 6.11 esittävät kuuden MWD-porakonekairauspisteen keskiarvotulosta ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen. Porausdata tallentui 0,04 m:n välein. Näistä datapisteistä kuvaajiin on laskettu 0,6 m:n matkalta oleva keskimääräinen arvo. Iskulliset ja iskuttomat MWD-porakonekairauks tulokset eivät ole vertailukelpoisia keskenään. Sen vuoksi kuvassa 6.10 on mukana ainoastaan iskulliset maavastuksen arvot ja kuvassa 6.11 iskuttomat maavastukset.

Kuvasta 6.10 voidaan päätellä, että tiivistymisvaikutus on ulottunut 12 m:n syvyyteen saakka. Kuvan 6.11 ilman iskua olevat tulokset näyttävät ”hämääviltä”, mutta kuvaajaa pitää tulkita eri tavoin kuin kuvaajaa 6.10, jossa isku on päällä. Kuvasta 6.11 nähdään, että ennen tiivistystä on porattu ilman iskua enemmän kuin tiivistyksen jälkeen 10 m:n syvyyteen saakka ja ilman iskua olevat porausmäärät yhtyvät 12 m:n syvyydessä. Kuvan 6.11 käyrät edustavat sitä datamäärää, joka on tallentunut ilman iskua. Tiivistyksen jälkeen dataa ei käytännössä ole ollut 10 m:n syvyyteen saakka. Tämän jälkeen datamäärät ovat lähentyneet toisiaan yhtyen 12 m:n syvyydessä.

Sekä kuvasta 6.10 että kuvasta 6.11 on havaittavissa, että 10 m:n syvyydessä on kohta, jossa tiivistyminen on ollut hyvin vähäistä. Tämä ilmiö saattaa johtua täytekerroksen ja luonnontilaisen hiekkakerroksen rajapinnasta, missä iskuaalto on siirtynyt aineesta toiseen.



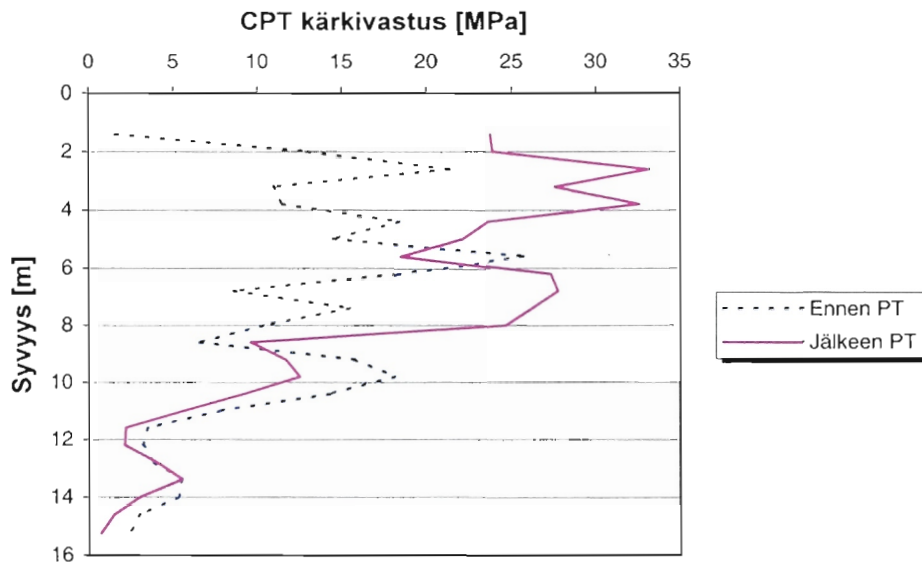
Kuva 6.10 Isku päällä olevat MWD tulokset ennen tiivistystä ja sen jälkeen



Kuva 6.11 Ilman iskua olevat MWD tulokset ennen tiivistystä ja sen jälkeen

6.3.3 Puristin-heijarikairaukset

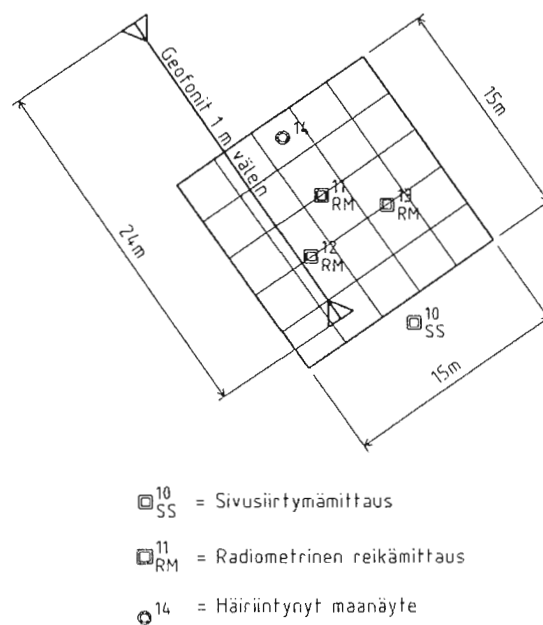
Kuvassa 6.12 on esitetty kolmen puristin-heijarikairauksen keskimääräiset kärkivastukset ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen. Puristinkairauksen aikana kairausdata tallentuu 0,04 m:n välein ja heijarikairauksen aikana 0,2 m:n välein. Saadut tulokset on ensiksi laskettu 0,2 m:n välein, jonka jälkeen kuvaajaan 6.12 on laskettu keskimääräinen arvo 0,6 m:n välein. Puristinkairausosuuden nettokärkivastus ja heijarikairausosuuden nettolyöntiluku on muunneltu vastamaan CPT-kärkivastusta, kuten Rantalan (1997) tutkimuksessa on esitetty [36].



Kuva 6.12 Puristin-heijarikairaustulokset ennen tiivistystä ja sen jälkeen

Kuvasta 6.12 nähdään, että tiivistymisvaikutus olisi ulottunut 8,5...9 m:n syvyyteen saakka ja sen jälkeen olisi tapahtunut maan löyhtymistä välillä 9...11 m. Samansuuntainen ilmiö oli myös huomattavissa MWD tuloksista. Maakerrosten rajapinnassa ei ole tapahtunut tiivistymistä ja tiivistyminen sen jälkeen on hyvin vähäistä. Löyhtymistä näin syvällä on tuskin tapahtunut.

6.3.4 Radiometriset reikämittaukset



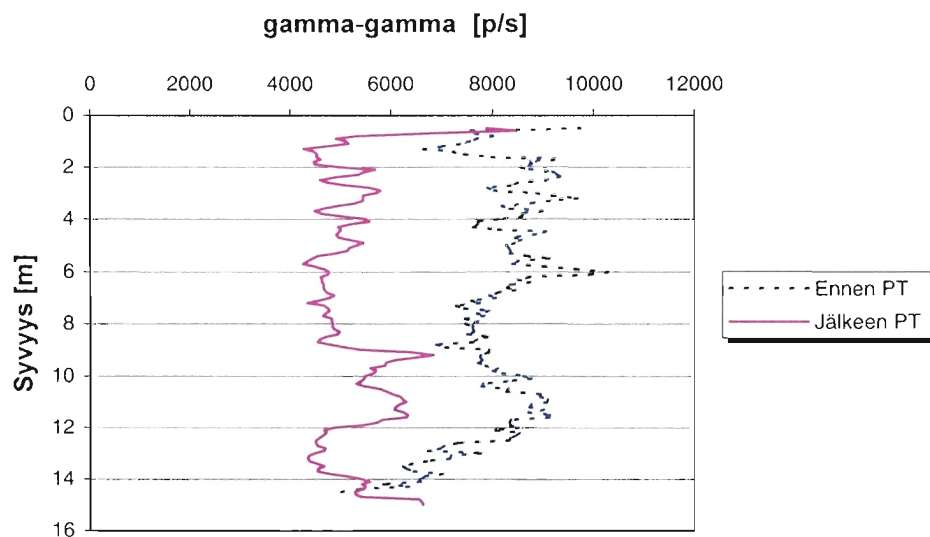
Kuva 6.13 Koealueen tutkimuspisteet

Kuvassa 6.13 on esitetty koealueen tutkimuspisteet. Pisteessä 10 suoritettiin sivusiirtymämittaukset, pisteissä 11 – 13 radiometriset reikämittaukset ja pisteestä 14 otettiin häiriintynyt putkimaanäyte. Sen lisäksi kuvaan on piirretty linja, jolla suoritettiin pinta-aaltoseisminen mittaus.

Radiometrisissä mittauksissa suojaputkitetuissa rei'issä selvitettiin tiheyttä gammasäteilijän avulla ja vesipitoisuutta neutronien takaisinsironnan perusteella. Ensimmäiset mittaukset tehtiin ilman säteilijää pelkällä gammasäteilyanturilla, jolloin varmistettiin putkien mitattavuutta ja samalla saatiin käsitys luonnollisesta säteilytasosta. Mittaukset alkoivat noin maanpinnan tasasta ja mittauspisteiden väli oli 0,01 m. Anturit laskeutuivat 12,0 – 15,0 m:n syvyyteen saakka. [48]

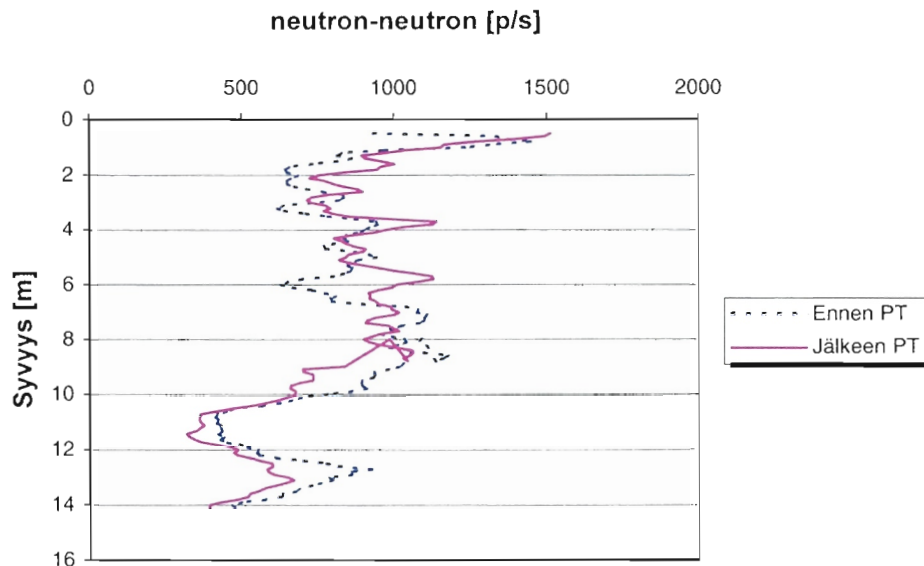
Kuvissa 6.14 ja 6.15 on esitetty Radiometrisien tiheys- ja neutronimittausten tulokset. Tiheysmittauksissa mittaustulos on pulsseina sekunnissa. Pieni pulssimäärä tarkoittaa suurta tiheyttä. Pisteissä 11 ja 12 oli tasaseinäiset muhvitommat suojaputket, mutta pisteessä 13 oli muhvinen suojaputki. Tämä näkyy mittaustuloksissa pulssiminimeinä 1,5 metrin välein.

Ensimmäiset neutronimittaukset suoritettiin kuivissa putkissa ja anturin ollessa reiän pohjalla täytettiin putki vedellä. Seurantamittauksia varten putket täytettiin vedellä, jotta profiilit olisivat paremmin vertailukelpoisia. Tuloksena on esitetty märissä putkissa tehdyt mittaukset. Neutronimittaukset kuvastavat lähinnä maapohjan homogeenisuutta. [48]



Kuva 6.14

Pisteiden 11-13 radiometrisien tiheysmittausten keskiarvot ennen tiivistystä ja sen jälkeen



Kuva 6.15 Pisteiden 11-13 neutronimittausten keskiarvot ennen tiivistystä ja sen jälkeen

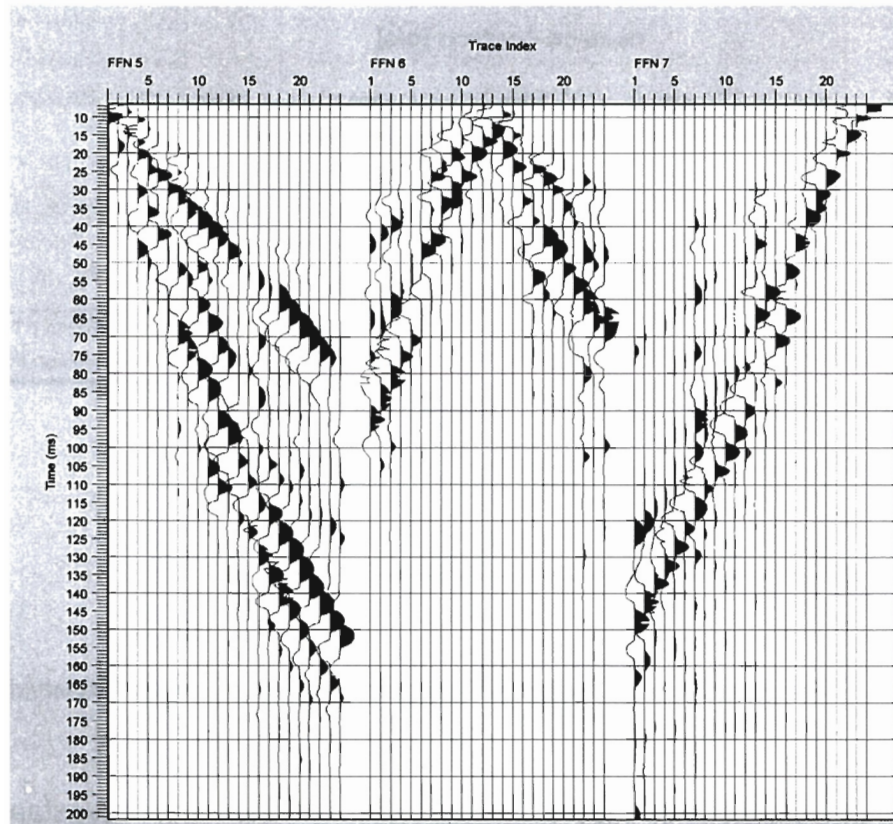
Kuvan 6.14 mittaustuloksissa näkyvä tiheyspulssin väheneminen kuvastaa tiivistämisen aiheuttamaa kokonaistiheyden lisääntymistä. Tiivistyksen syvyysvaikutus on ulottunut 14 m:n syvyyteen saakka. Kuten kairaustuloksissa, niin 9 m:n syvyydessä on tapahtunut vain vähäistä tiivistymistä. Taustasäteilymittauksissa näkyi säteilytason pieneneminen noin 10 m:n syvyyden alapuolella, joka johtui maalajin muutoksesta. Tämä rajapinta on myös vaikuttanut tiivistymiseen.

6.3.5 Pinta-aaltoseisminen mittaus

Koealueella suoritettiin myös pinta-aaltoseisminen mittaus. Mittauslinja on esitetty kuvassa 6.13. Mittauksilla selvitettiin mittaustekniikan soveltuvuutta tiivistämisen laaduntarkkailukeinona.

Pinta-aaltoseismissä mittauksessa rekisteröidään värinäaaltojen etenemistä maanpinnassa. Aaltojen etenemissyvyys on noin puolet aallonpituudesta, joten mittaamalla eri aallonpituuksien etenemisnopeuksia voidaan selvittää aaltojen etenemisnopeus eri syvyydellä maaperässä. Aaltojen nopeus on verrannollinen maaperän jäykkyyssmoduuliin, joten mittaustuloksista voidaan arvioida seismistä eli dynaamista jäykkyyssmoduulia eri syvyyksillä. [49]

Rekisteröinneistä erottuu sekä P-aaltoja että voimakkaita pinta-aaltoja. Kuvassa 6.16 on geofonilevityksen molemmissa päissä sekä keskellä tehtyjen lyöntien rekisteröinnit. Rekisteröintien tarkastelussa voidaan todeta, että tiivistetyllä alueella sekä P- että pinta-aallot ovat nopeampia kuin tiivistämättömällä alueella. Linjan jatkeella tehdyissä lyönneissä näkyy vaihe-ero tiivistetyn ja tiivistämättömän maan geofonien välillä. Mittaukset osoittavat, että menetelmällä voidaan todeta tiivistämisen vaikutus seismisiin nopeuksiin [49].



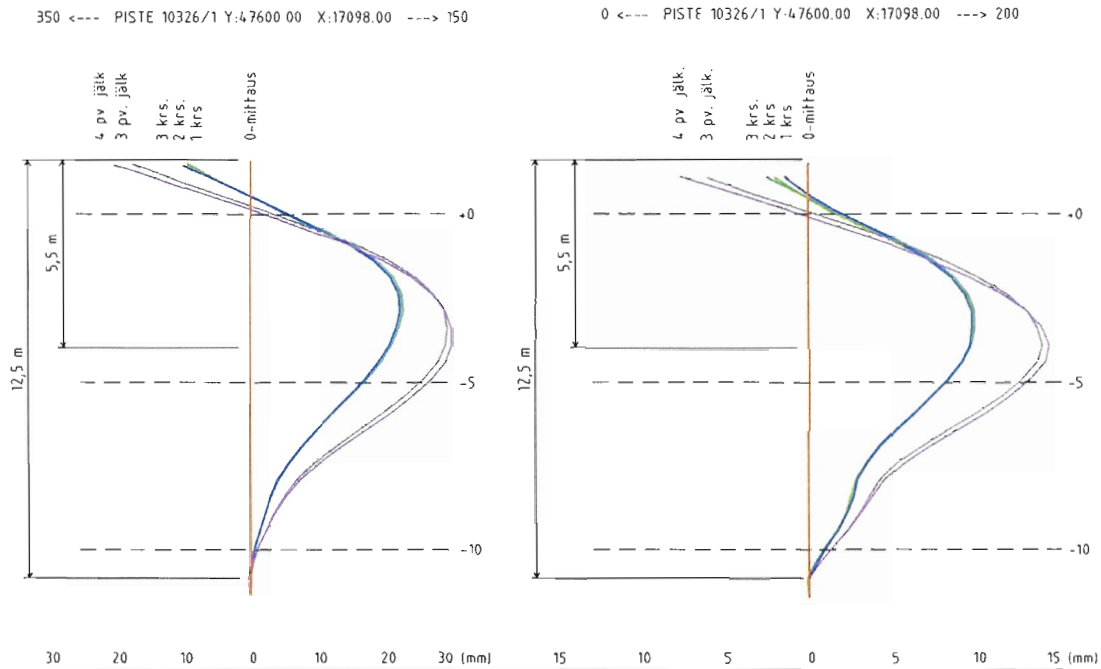
Kuva 6.16

Geofonileivityksen laidoilta ja keskeltä lähetettyjä aaltoja. Geofonien 1 – 15 kohdalta maata on tiivistetty, mikä näkyy nopeina pinta-aaltoina sekä ääniaaltoina geofonin 1 suunnasta [49]

6.3.6 Sivusiirtymämittaukset

Koealueen vieressä suoritettiin sivusiirtymämittauksia, joiden tulokset on esitetty kuvassa 6.17. Sivusiirtymämittauspisteen sijainti on esitetty kuvassa 6.13. Mittauspiste sijaitsi 3,35 m:n päässä lähimmästä pudotuspisteestä ja 1,85 m:n etäisyydellä koealueen reunasta. Sivusiirtymät mitattiin inklinometrillä jokaisen pudotuskierroksen jälkeen sekä kolmen ja neljän päivän kuluttua pudotustiivistyksestä. Työputkena oli Ø 120 mm teräspankki, jonka sisällä oli muovinen Ø 60 mm sivusiirtymäputki. Putkien välinen tyhjä tila täytettiin hiekalla.

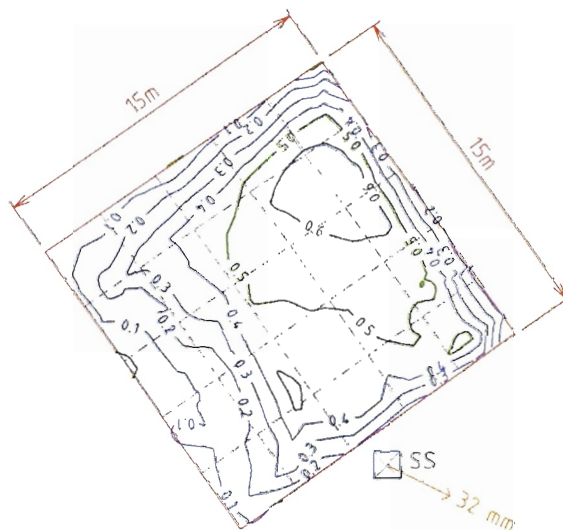
Kuvasta 6.17 nähdään, että tiivistymisvaikutus on ulottunut 12,5 m:n syvyyteen saakka. Maksimitiivistyminen on tapahtunut 5,5 m:n syvyydessä, jonka jälkeen tiivistyminen on heikentynyt. Tiivistyksen syvyysvaikutus on ulottunut maksimisyvyyteen saakka varsinaisten pudotuskierrosten aikana, mutta sivusiirtymiä on tapahtunut vielä neljä päivää tiivistyksen jälkeenkin. Tämä on varsin tavallinen ilmiö, koska leikkausmuodonmuutokset tapahtuvat hitaasti. Sivusiirtymän suurin arvo oli 32 mm ja se oli tapahtunut pohjoisesta 108 g:n suuntaan. Kuvassa 6.17 esitetyt sivusiirtymät ovat kahdesta eri suunnasta. Suurimman sivusiirtymänsuunta on esitetty kuvassa 6.18.



Kuva 6.17 Sivusiirtymämittaustulokset

6.3.7 Koealueen painumat sekä kuoppien syvyysmittaukset

Kuvassa 6.18 on esitetty koealueen pinnan painumakäyrästä. Pintamalli on muodostettu ennen tiivistystä ja tiivistyksen jälkeen suoritetuista pinnan vaaituksista. Koealueen pinnan tiivistymisen tilavuudeksi saatiin $81,7 \text{ m}^3$ ja tiivistymistä tapahtui $227,7 \text{ m}^2$ alalla, joten keskimääräinen painuma oli $0,36 \text{ m}$.

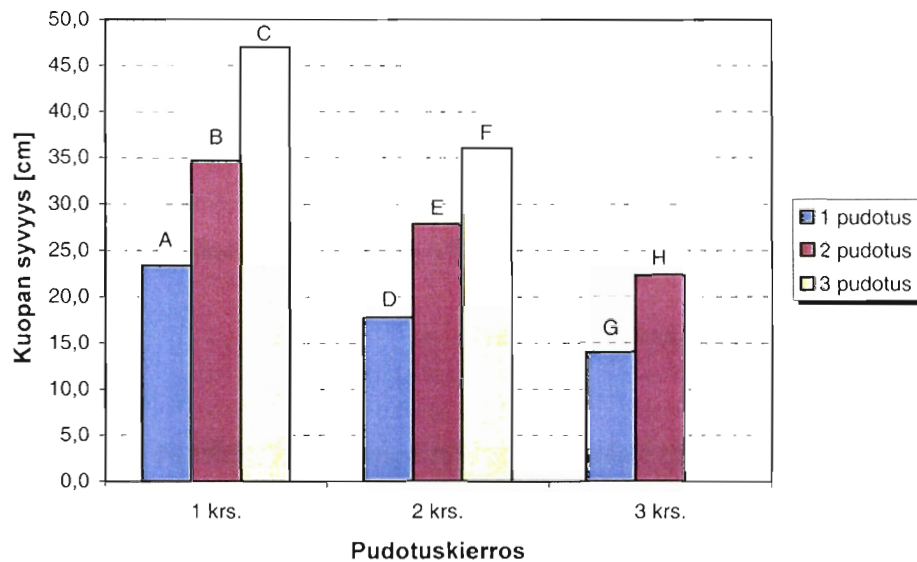


Kuva 6.18 Koealueen painumakäyrästä sekä sivusiirtymän suunta ja suuruus

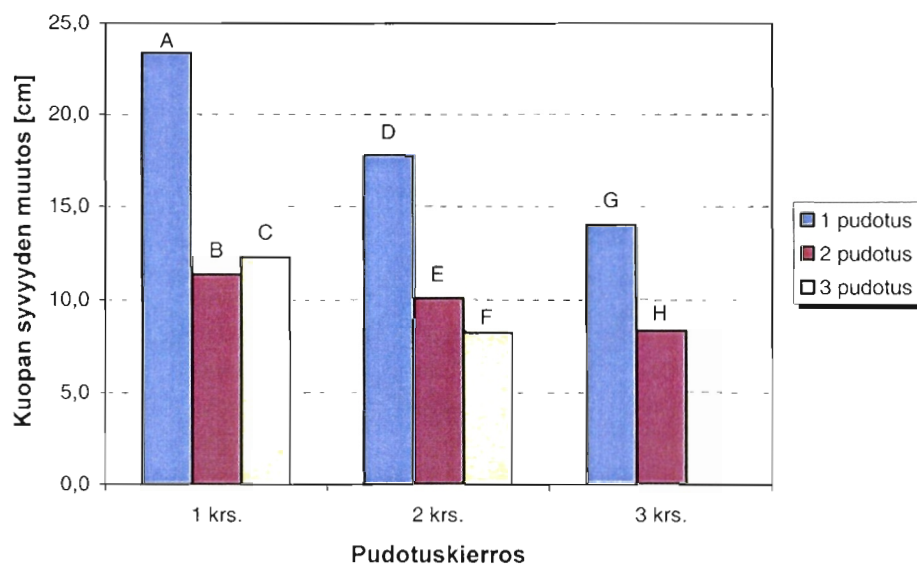
Ennen tiivistystä koealueen keskelle (pisteeseen 13) oli asennettu painumalevy tasoon $+0,15$. Tiivistyksen jälkeen levy kaivettiin esiin ja silloin se oli tasossa $-0,52$. Joten levyn painuma oli $0,67 \text{ m}$. Kuvan 6.18 perusteella levyn painuma oli pinnan pai-

numaa hiukan suurempi. Tämä selittyy sillä, että pisteeseen 13 suoritettiin tavallista enemmän pudotuksia ($E_{13} = 39 \text{ MNm} = 3900 \text{ tm}$).

Kuvasta 6.19 nähdään koalueen pudotuksista aiheutuneiden kuoppien syvyyden kasvu pudotuskierroksittain. Pylväät on merkitty kirjaimin A...H. Kuvasta 6.19 on havaittavissa maan tiivistymisen vaikutus kuoppien syvyyden kasvun vähentymiseen. Kuvista 6.19 ja 6.20 havaitaan, että verrattuna edellisen kierroksen viimeiseen ja seuraavan kierroksen ensimmäiseen pudotukseen, kuopan syvyyden muutos kasvaa. Tämä ilmiö johtuu pudotuskierrosten välisestä pintamaan tasauksesta, jolloin se löyhyy.



Kuva 6.19 Pudotuskuoppien syvyyden kehitys pudotuskierroksittain



Kuva 6.20 Pudotuskuoppien syvyyden muutokset pudotuskierroksittain

Pudotustiivistyksen jatkamista kenttäolosuhteissa voidaan arvioida pudotuskuopan syvyyden muutoksen perusteella. Kuvassa 6.20 on esitetty koealueen pudotuskuoppien syvyysmuutokset pudotuskierroksittain.

Kuvasta 6.20 nähdään, että vielä ensimmäisellä pudotuskierroksella kolmannen pudotuksen jälkeen kuopan syvyyden kasvu on ollut yli 10 cm. Toisella kierroksella kolmannen pudotuksen jälkeen syvyyden kasvu on ollut alle 10 cm. Kolmannen kierroksen ensimmäinen pudotus on tehty tasatulle alueelle, jolloin kuopan syvyyden kasvu on ollut suurempaa, mutta toisen pudotuksen jälkeen syvyyden kasvu on ollut samaa luokkaa kuin edellisen kierroksen viimeisellä pudotuksella. Tätä voidaan pitää tiivistyksen lopetuskriteerinä kenttäolosuhteissa.

6.3.8 PDA-mittaukset

PDA-mittaukset eivät onnistuneet suunnitellulla tavalla. Ilmeisesti tähän oli syynä järkäleen suuri nopeus. Kokeessa käytetyn PDA-laitteen valmistajan mukaan kiihtyvyyttä ei voi mitata järkäleestä. Normaalisissa mittaustilanteissa kiihtyvyyssanturit ovat paikallaan, mutta nyt ne olivat liikkeessä. Vastaavanlaisissa aikaisemmin pudotustiivistyksen yhteydessä suoritetuissa PDA-mittauksissa on käytetty vanhempaa laitteistoa ja ohjelmistoa, joka on soveltunut järkäleestä mittaukseen.

Toisen pudotuskierroksen pudotuspisteistä 32, 35 ja 37 – 41 onnistuttiin saamaan mittausdataa pudottamalla kyseisiin pisteisiin ylimääräinen neljäs pudotus 5 m:n korkeudelta. Tällöin järkäleen nopeus ei kasvanut liian suureksi. Seitsemän pudotuksen keskiarvona saatiin järkäleen hidastuvuudeksi $49,7 \text{ m/s}^2$ ja nopeudeksi $9,54 \text{ m/s}$. Järkäleen teoreettinen nopeus oli $9,90 \text{ m/s}$, joten putoamisen hyötysuhteeksi saadaan 5 m:n korkeudesta 96 %. Vaikka hyötysuhde pienenee pudotuskorkeuden kasvaessa, voidaan sitä kuitenkin pitää hyvänä. Hyvä hyötysuhde oli sekä uuden nostokaluston, että raskaan pudotusjärkäleen ansiota.

6.4 Tiivistyksen syvyysvaikutus ja laatu

Tiivistyksen syvyysvaikutusta mitattiin neljällä toisistaan riippumattomalla menetelmällä. Niistä tarkimmat olivat sivusiirtymä- ja radiometrinen reikämittaus. Näiden molempien menetelmien tuloksista voidaan päätellä että tiivistyksen syvyysvaikutus on ulottunut 12 m:n syvyyteen saakka. MWD-porakonekairaustulokset antoivat saman suuntaisen tuloksen. Ainoastaan Puristin-heijarikairaustulokset erosivat edellä mainituista. Oli myös havaittavissa, että täytteen ja luonnontilaisen hiekkamaakerroksen rajapinnassa tiivistyminen oli vähäisempää, mutta jatkui siitä alaspäin.

Kuvissa 6.21...6.23 on arvioitu tiivistyksen laatua eli tiiviiden kasvua. Kussakin kuvassa on suoritettujen tutkimusten arvot sekä kolmelle eri kerrospaksuudelle lasketut keskimääräiset arvot ennen tiivistystä ja sen jälkeen. Taulukossa 6.6 on esitetty jokaisen kerrospaksuuden keskimääräinen arvo ennen tiivistystä ja sen jälkeen sekä näiden arvojen välinen suhde.

Taulukko 6.6 Eri tutkimusmenetelmillä saatujen arvojen vertailu ennen tiivistystä ja sen jälkeen

Menetelmä	Arvo ennen tiivistystä	Arvo tiivistyksen jälkeen	Suhde
Puristin-heijarikairaus:			
0...8 m	15,2	26	1,71
0...10 m	14,6	23	1,58
0...12 m	13,4	19,8	1,48
MWD-porakonekairaus:			
0...8 m	0,00793	0,01124	1,42
0...10 m	0,00753	0,01081	1,44
0...12 m	0,00725	0,00984	1,36
Radiometrinen tiheysmittaus:			
0...8 m	8358	5009	1,67
0...10 m	8233	5097	1,62
0...12 m	8299	5227	1,59

Taulukon 6.6 tuloksista nähdään, että tiiviiden kasvun suhde huononee tiivistetyn maakerroksen paksuuden kasvaessa, mikä on luonnollista. Kerrospaksuudelle 0...12 m on keskimääräinen tiivistyminen ollut rajoissa 1.36...1.59.

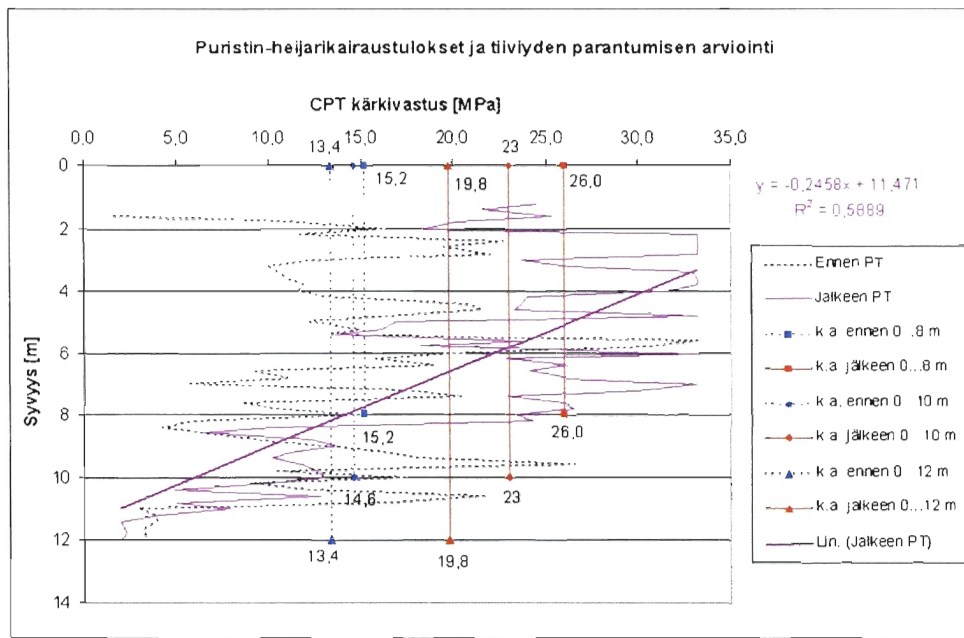
Tiiviiden kehitystä voidaan tarkastella myös syvyysvälein. Taulukossa 6.7 on esitetty taulukon 6.6 tuloksia apuna käyttäen tiiviiden kasvun suhde kolmelle eri syvyysvälille.

Taulukko 6.7 Tiiviiden kasvun suhde syvyysvälein

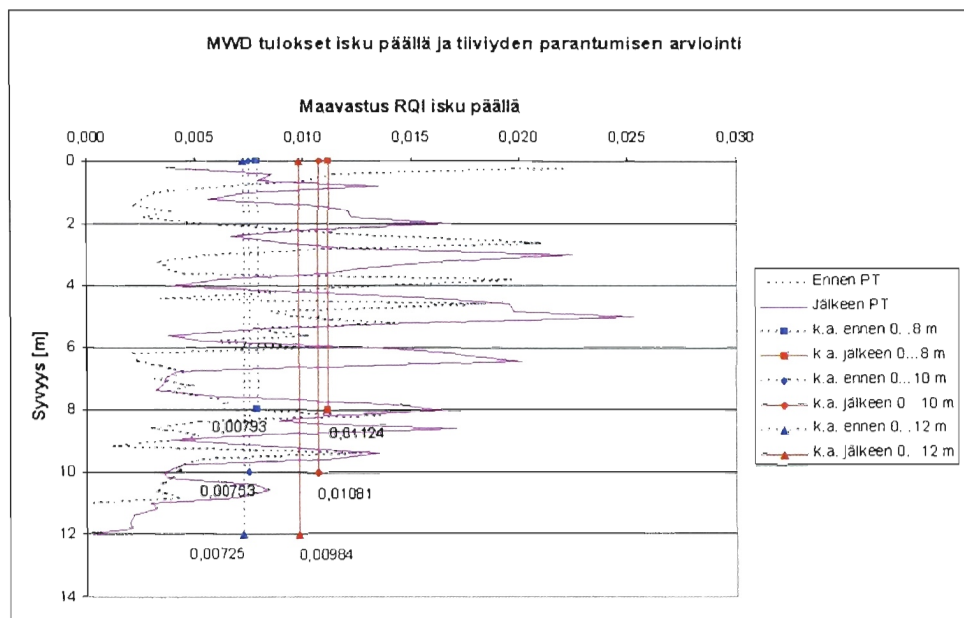
Syvyysväli	Tiiviiden kasvun suhde		
	Puristin-heijarikairaus	MWD-porakonekairaus	Radiometrinen tiheysmittaus
0...8 m	1,71	1,42	1,67
8...10 m	1,06	1,52	1,42
10...12 m	0,98	0,96	1,44

Taulukossa 6.7 on puristin-heijarikairauksen tiiviiden kasvu lähellä ykköstä syvyysvälillä 10...12 m eli kasvua ei ole tapahtunut tällä syvyysvälillä. Samoin MWD:n tiiviiden kasvu on alle ykkösen samalla syvyysvälillä. Tämä selittyy sillä, että edellisen syvyysvälin ”liian hyvä” tulos heikentää seuraavan syvyysvälin tulosta. Silloin on syytä

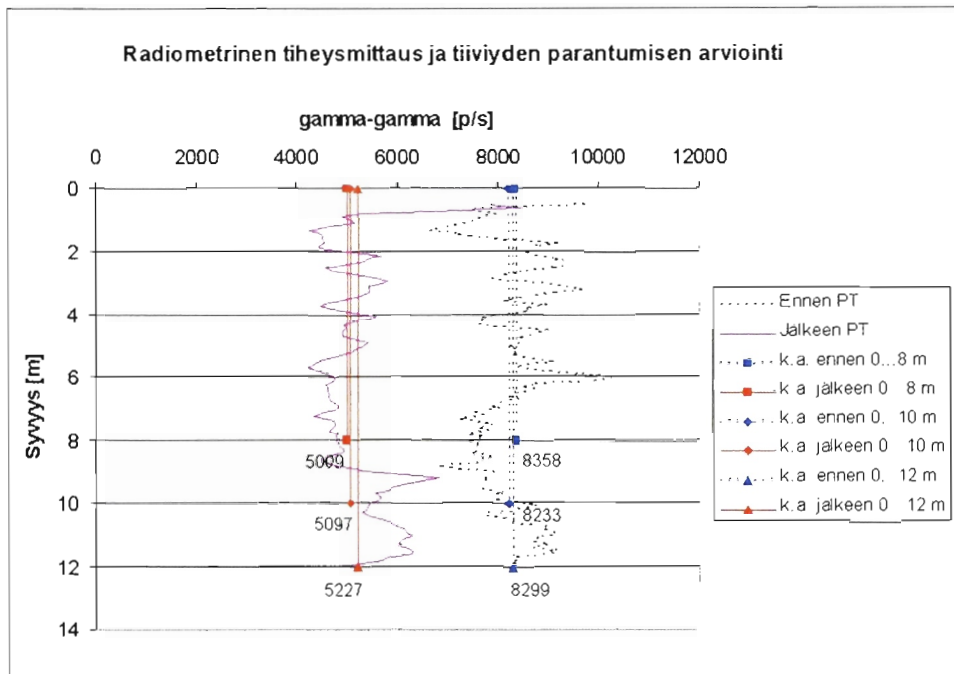
laskea kahden eri syvyysvälin keskiarvotulos, joka tässä tapauksessa on 1,24 syvyysvälille 8...12 m.



Kuva 6.21 Tiiviiden kasvun arviointi puristin-heijarikairaustulosten perusteella



Kuva 6.22 Tiiviiden kasvun arviointi MWD-porakonekairaustulosten perusteella



Kuva 6.23 Tiiviyden kasvun arviointi Radiometrisien tiheysmittaustulosten perusteella

Tiiviyden kasvua voidaan arvioida myös pinta-aaltoseismisen mittauksen ja koealueen painuman perusteella. Geofonit 1 – 16 sijaitsivat tiivistetyllä ja Geofonit 17 – 24 tiivistämättömällä alueella. Niiden tuloksista saadaan R-aallon nopeudeksi tiivistetyllä alueella $v_{R2} = 170$ m/s ja tiivistämättömällä alueella $v_{R1} = 150$ m/s. Koska aallon nopeudet korreloivat suoraan aineen tiiviyden kanssa ja koealue oli kyllästyneessä tilassa ennen tiivistystä kuin sen jälkeenkin, voidaan aallonnopeuksia vertaamalla ja soveltamalla yhtälöitä (2.5.6) ja (2.5.7) muodostaa yhtälö (6.4.1).

$$\left(\frac{v_{R1}}{v_{R2}} \right)^2 = \frac{E_1 \rho_2}{E_2 \rho_1} \quad (6.4.1)$$

Koealueen pinnan keskimääräisen painuman $S = 0,36$ m ja syvyysvaikutuksen $D_{\max} = 12$ m perusteella saadaan pystysuoraksi muodonmuutokseksi:

$$\varepsilon_z = \frac{0,36}{12} = 0,03.$$

Jos oletetaan Poissonin luvuksi $\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = 0,3 \Rightarrow \varepsilon_x = 0,009$.

Merkitään koealueen sivumittaa B :llä ja sivusiirtymää koealueen reunassa ΔB :llä. Oletetaan vaakasuorat muodonmuutokset yhtä suuriksi jokaisella koealueen sivulla.

$$\Rightarrow \varepsilon_x = \frac{2\Delta B}{B} = 0,009 \Rightarrow \Delta B = 67,5 \text{ mm}.$$

Tästä saamme koealueen sivuille työntyvän maamassan tilavuudeksi V_3 :

$$V_3 = 0,0675 \cdot 12 \cdot 60 = 48,6 \text{ m}^3.$$

Pinnanvaaitustiedoista saatiin koealueen pinnan tiivistymisen tilavuudeksi V_1 :

$$V_1 = 81,7 \text{ m}^3.$$

Tällöin koealueen todellinen tilavuudenmuutos oli:

$$\Delta V = V_1 - V_3 = 33,1 \text{ m}^3.$$

Koealueen kokonaistilavuus oli ennen tiivistämistä:

$$V = 15 \cdot 15 \cdot 12 = 2700 \text{ m}^3.$$

Lasketaan suhteellinen tilavuudenmuutos:

$$V(\%) = \left(\frac{\Delta V}{V} \right) \cdot 100 \% = 1,23 \%.$$

Kun merkitään $\rho_2 = \mu \rho_1$, niin yhtälö (6.4.1) voidaan kirjoittaa muotoon (6.4.2).

$$\frac{E_2}{E_1} = \mu \cdot \left(\frac{v_{R2}}{v_{R1}} \right)^2 \quad (6.4.2)$$

E_2 on kimmomoduuli tiivistyksen jälkeen [Pa]

E_1 on kimmomoduuli ennen tiivistystä [Pa]

$\mu = \left(1 + \frac{V(\%)}{100} \right)$ on kerroin, joka riippuu suhteellisesta tilavuuden muutoksesta

v_{R2} on R-aallonnopeus tiivistyksen jälkeen [m/s]

v_{R1} on R-aallonnopeus ennen tiivistystä [m/s]

Kun sijoitetaan edellä saadut lukuarvot yhtälöön (6.4.2) $\Rightarrow \frac{E_2}{E_1} = 1,30$.

Kairausvastusten ja radiometrisien tiheysmittausten perusteella tiiviys olisi kasvanut 36...59 %. Sitä vastoin kimmomoduulin arvo olisi kasvanut 30 %. Näiden lukuarvojen välinen ero johtuu sekä pinta-aaltoseismisen mittaustuloksen tulkinnasta että tehdyistä oletuksista. Maaperän aallonnopeuksia pystyttäisiin arvioimaan tarkemmin, jos pinta-aaltoseismiselle mittaukselle suoritettaisiin taajuus-aaltolukuanalyysi. Useasta reiästä tehty reikäseisminen mittaus (Crosshole) olisi tarkempi menetelmä aallonnopeuden määrittämiseksi. Muodonmuutosten arvioimiseksi tulisi sivusiirtymät mitata kahdelta toisistaan kohtisuoraan vastaan olevalta suunnalta ja kahdelta peräkkäiseltä mittauspisteeltä. Sen lisäksi mittauspisteiden pitäisi sijaita hyvin lähellä tiivistettävän alueen reunaa. Kokeessa määritetyt kimmomoduulin arvot on esitetty luvussa seitsemän.

6.5 Pudotustyö

6.5.1 Työsaavutus

Pudotustiivistyksen työsaavutukseen vaikuttaa pudotuksiin, nostokoneen siirtoihin, tiivistettävän alueen tasaukseen ja laaduntarkkailuun kuluva aika. Yhteen pudotukseen kulunut aika muodostuu järkäleen kohdistuksesta, nostosta, pudotuksesta ja odotusajasta. Järkäleen kohdistukseen kuluva aika riippuu kuljettajan ammattitaidosta ja työkonesta. Järkäleen massa ja pudotuskorkeus vaikuttavat nostoaikaan. Odotusaika riippuu huokosvedenpaineen tasaantumisesta ja samanaikaisesti tehtävistä laadunseurantamittauksista. Nostokone pystyy suorittamaan noin kuuden ruudun pudotukset ilman siirtoa, jonka jälkeen konetta on siirrettävä. Siirtoja varten tiivistettävälle alueelle on tehtävä tasaiset ajourat, joita pitkin nostokone voi liikkua. Ajourien on oltava tasaiset, ettei nostokone pääse huojumaan pudotuksen aikana. Jokaisen pu-

dotuskierroksen jälkeen tiivistettyalue tasataan ja tarpeen vaatiessa täytetään lisämaalla. Jos pudotuksia suoritetaan kaistoittain, niin silloin tasaus ei vaadi lisää aikaa, koska sitä voidaan tehdä samanaikaisesti pudotustyön kanssa. Laadun tarkkailumittaukset vievät oman aikansa, mutta suurin osa niistä tehdään eri aikaan kuin pudotustyö. Pudotustyön kanssa samanaikaisesti tehtäviä mittauksia ovat mm. sivusiirtymä-, pudotuskuoppiensyvyys-, PDA- ja huokosvedenpaineenmittaukset.

Pudotustiivistyskokeen aikana yhteen 20 m:n korkeudesta suoritettuun pudotukseen kului aikaa kolme minuuttia, josta kuopansyvyysmittaukseen kului yksi minuutti. Jos nostokoneelle on valmiiksi tehty tasaiset ajourat, niin silloin siirtoon kuluva aika vastaa yhden pudotusruudun pudotukseen kuluva aikaa. Tällöin voidaan laskea, että työsaavutus on 20...30 pudotusta tunnissa ja noin 200 pudotusta työvuorossa.

Sopiva työskentelyalueen leveys on noin 2 - 3 kertaa nostokoneen telojen välinen leveys, joka käytännössä tarkoittaa 10 - 15 m leveää kaistaa. Pituussuunnassa pudotuksia voidaan suorittaa ilman siirtoa nostokoneen telojen pituutta vastaavalla mitalla. Useimmiten tämä tarkoittaa kuuden pudotusruudun pudotuksia yhdellä siirrolla.

6.5.2 Vaadittu kalusto ja kustannukset

Pudotustiivistyksen kustannukset riippuvat vaaditusta ja käytetystä kalustosta, suoritetuista pohjatutkimuksista sekä murskearinan että lisätäytön paksuudesta. Mitä pienemmällä kalustolla tullaan toimeen, sitä vähäisemmät ovat myös kustannukset. Taulukossa 6.8 on esitetty nostokaluston vaatimuksia järkäleen massan suhteen.

Taulukko 6.8 Nostokaluston vaatimukset järkäleen massan suhteen [27]

Järkäleen massa [tonni]	Nostokoneen paino [tonni]	Nostovaijerin paksuus [mm]
5.4 – 7.3	36.3 – 45.4	19 – 22
7.3 – 12.7	45.4 – 90.7	22 – 25
12.7 – 16.3	90.7 – 113.4	25 – 29
16.3 – 22.7	136.1 – 158.8	32 - 38

Lukas (1995) on arvioinut pudotustiivistyksen kustannuksia järkäleen massan suhteen. Arviot perustuvat vuosien 1985 – 1993 välillä suoritettujen pudotustiivistyskohteiden kustannuksiin. Arviot eivät sisällä tiivistyksen laadunseurantakustannuksia (pohjatutkimuksia), murskearinkanustannuksia eikä tarvittavia karkearakeisen täytemateriaalinkustannuksia. Arviot on esitetty taulukossa 6.9.

Taulukko 6.9 Pudotustiivistyksen yksikkökustannukset [27]

Järkäleen massa [tonni]	Yksikkökustannus [US\$/m ²]
4...7	5,50...8,00
7...15	8,00...10,75
15...23	10,75...16,25
23...32	16,25...32,25

Vaikka pudotustiivistyskokeessa kokonaiskustannustaso muodostui korkeammalle kuin taulukossa 6.9 esitetyt arviot, niin pelkän pudotustyönkustannukset olivat samansuuruiset. Taulukossa 6.10 on esitetty pudotustiivistyskokeen urakkatarjouksien perusteella lasketut yksikköhintakustannukset.

Taulukko 6.10 Pudotustiivistyskokeen yksikköhintakustannukset (alv. 0 %)

Tehtävä	yksikkö	€/yksikkö
Maansiirtotyöt	h	70
Täyttö	m ³	24
Pudotustyö	h	350...550
Nostokaluston siirto	siirto	10000
Tärinämittaus	päivä	265
PDA-mittaus	päivä	1125

Taulukon 6.10 avulla voidaan laskea pudotustyönhinta, kun oletetaan keskimääräiseksi työsaavutukseksi 200 pudotusta työvuorossa. Pudotustyönnhinnaksi saadaan 17...25 €/pudotus. Tämä hinta sisältää tarvittavat maansiirtotyöt ilman lisämaata. Koealueella pudotuksia suoritettiin 0,63 kpl/m². Silloin pudotustyönnhinnaksi pinta-alayksikköä kohden tulee 11...16 €/m². Tämän lisäksi tulevat murskearina- ja täyttö-kustannukset sekä laaduntarkkailukustannukset. Murskearinan paksuudeksi voidaan olettaa 0,3 m ja täytepaksuudeksi 0,5 m (koealue painui 0,36 m). Tällöin maa-ainesyksikkökustannukseksi saadaan 19 €/m². Laaduntarkkailukustannukset muodostivat tässä hankkeessa puolet kokonaiskustannuksista. Todellisessa pudotustiivistyskohteessa ne ovat huomattavasti pienemmät. Laaduntarkkailukustannusten voidaan olettaa olevan samaa suuruusluokkaa kuin varsinaisen pudotustyönkustannusten. Tällöin pudotustiivistyksen kokonaisyksikkökustannukseksi saadaan 41...51 €/m² (vuoden 2002 hintatasolla). Tämän hinnan lisäksi tulevat mahdolliset katselmus-, suojaus- ja aitauskustannukset sekä seurantamittauskustannukset (tärinä- ja PDA-mittaukset). Nostokaluston siirto ei myöskään sisälly edellä mainittuun yksikköhintaan.

Tiehallinnon julkaisussa; *Pohjarakentamisen kustannustietoja 2002* on pudotustiivistyksen kustannuksiksi arvioitu pudotustyön osalta 5,8...10,1 €/pudotus ja työn aloitukselle sekä lopetukselle 6800...8500 €/kerta [18]. Ero edellä laskettuun hintaan selittyy sillä, että:

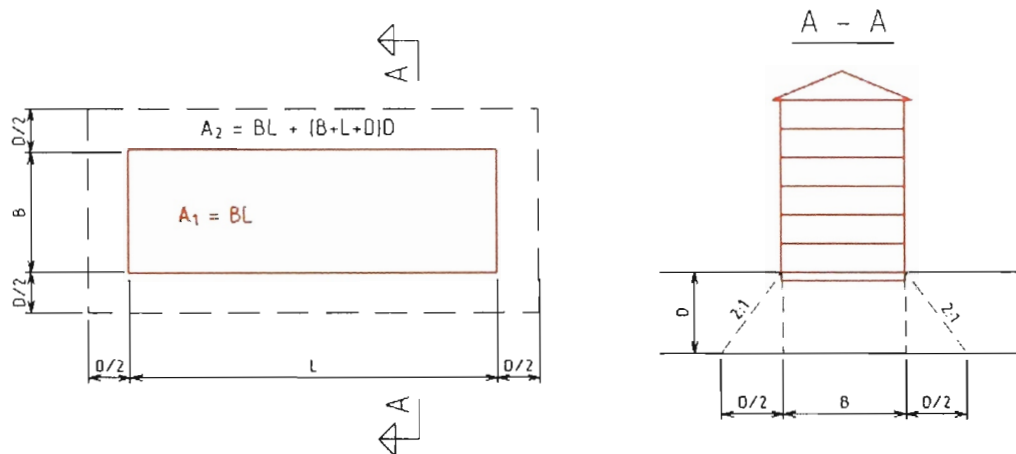
- o Käytetty pudotustiivistyskalusto on ollut kertaluokkaa kevyempää ja sen johdosta pudotusten lukumäärä työvuoroa kohden on ollut suurempi.
- o Urakan toteutustavoissa on eroja. Nyt kyseessä oli koeluonteinen urakka, missä suoritettiin normaalia enemmän työtä hidastavia mittauksia, jotka puolestaan nostivat kustannuksia.
- o Tiivistettävää alaa oli vähän, jolloin kokonaiskustannukset jakaantuivat pienemmälle suoritelmäärälle.

Esimerkkilaskelma

Lasketaan pudotustiivistyksen kustannukset kerrosneliömetriä kohden. Kuvassa 6.24 on esitetty rakennusala A_1 ja tiivistettäväala A_2 . Jännitysten on oletettu jakaantuvan maaperään 2:1, jolloin tiivistettävän pinta-alan suuruudeksi saadaan yhtälö (6.5.1).

$$A_2 = A_1 + (B + L + D) \cdot D \quad (6.5.1)$$

A_2	on tiivistettäväala [m^2]
$A_1 = BL$	on rakennusala [m^2]
B	on rakennuksen leveys [m]
L	on rakennuksen pituus [m]
$D = D_{\max}$	on maksimitiivistymissyvyys [m]



Kuva 6.24 Rakennusala A_1 ja tiivistettäväala A_2

Tavallisesti kerrosala on n. 80 % rakennusalasta. Huomioidaan tämä sekä kerrosluku ja jaetaan tiivistettävä pinta-ala kerrosalalla. Kerrotaan saatu tulos pudotustiivistyksen yksikkökustannuksella pinta-alayksikköä kohden, jolloin saadaan pudotustiivistyskustannukseksi kerrosneliömetriä kohden yhtälö (6.5.2).

$$PTK_{kem} = \left[1 + \frac{(B + L + D) \cdot D}{A_1} \right] \cdot \frac{PT_{yk}}{0,8 k_L} \quad (6.5.2)$$

PTK_{kem}	on pudotustiivistyskustannus kerrosneliömetriä kohden [€/kem^2]
PT_{yk}	on pudotustiivistyksen yksikkökustannus pinta-alayksikköä kohden [€/m^2]
k_L	on kerrosluku

Otetaan esimerkki kohteeksi asuinkerrostalo, jonka leveys $B = 14$ m ja pituus $L = 48$ m. Tiivistymissyvyys $D = D_{\max} = 12$ m. Lasketaan pudotustiivistyskustannukset yhtälöllä (6.5.2) kerrosneliömetriä kohden kolmelle eri kerrosluvulle. Pudotustiivistyksen

yksikkökustannukseksi oletetaan ainoastaan pudotustyöstä tulevat kustannukset eli 11...16 €/m². Lasketut kustannukset on esitetty taulukossa 6.11.

Taulukko 6.11 Esimerkki kohteen pudotustiivistyskustannukset kerrosneliömetriä kohden

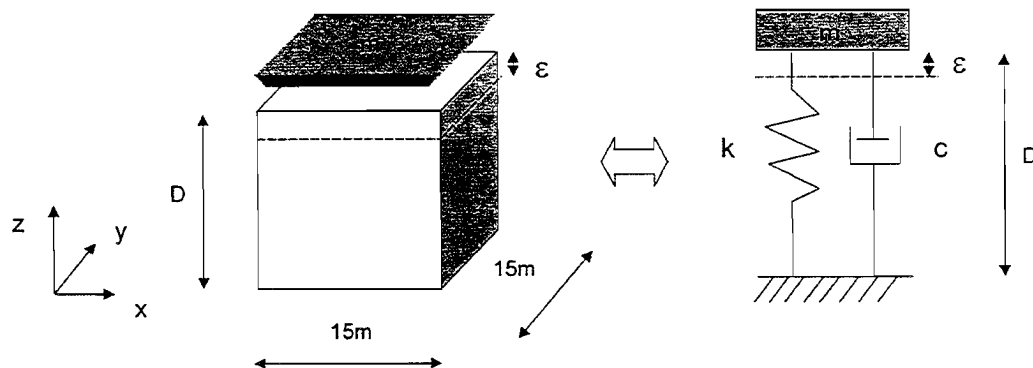
Kerrosluvu	Pudotustiivistyskustannus [€/kem ²]
2	16...23
4	8...12
6	5...8

7. TIIVISTETYN TÄYTÖN PAINUMA

7.1 Koealueen kimmomoduulin arviointi

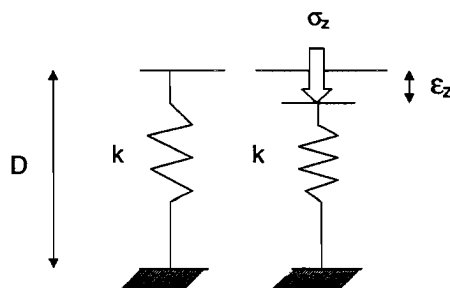
Käytännössä osa pudotusenergiasta kuluu maaperässä tapahtuviin epälineaarisiin muodonmuutoksiin. Yksinkertaisuuden vuoksi pelkistetään tilannetta jättämällä huomioimatta tämä epälineaarisuus ja otaksutaan muodonmuutosten olevan lineaarisia. Maan mekaanista mallia voidaan arvioida PDA-mittausten perusteella. Kuitenkin iskuaalto jakaantuu puoliavaruudessa maaperään. Kuten aikaisemmin todettiin, tärinämittauksista saatu vaste korreloi maan tiiviyden kanssa. Kokeen tärinämittauksista saadun vasteen perusteella voidaan päätellä, että koealue toteuttaa vaimenevan värähtelijän mallin, jota kuvaa toisen kertaluvun lineaarinen differentiaaliyhtälö (7.1.1).

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = 0 \quad (7.1.1)$$



Kuva 7.1 Koealueen pelkistetty malli

Kuvassa 7.1 on esitetty koealueen ja yhtälön (7.1.1) esittämän mekaanisen mallin vastaavuutta. Maan materiaalivaimennuksen ollessa hyvin vähäistä oletetaan vaimennusvakio $c = 0$. Silloin voimme esittää koealueen mekaanisen mallin pelkästään jousena, kuten kuvassa 7.2 on esitetty.



Kuva 7.2 Koealueen mekaanista mallia kuvaava jousi

Kimmoisen materiaalin yksiulotteista käyttäytymistä kuvataan kimmoisella jousella kuten kuvassa 7.2 on esitetty. Jouseen syntyvä jännitys on suoraan verrannollinen jousen muodonmuutoksiin. Mallia voidaan soveltaa kolmiulotteiseen tapaukseen yleistetyn Hooken lain avulla, jota yhtälöt (7.1.2) esittävät.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (7.1.2a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (7.1.2b)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (7.1.2c)$$

Oletetaan, että koealueen sivusiirtymät x-y-tasossa olivat samansuuruiset. Silloin voidaan merkitä muodonmuutokset $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon$ ja jännitykset $\sigma_x = \sigma_y = \sigma$. Sijoitetaan saadut muodonmuutosten ja jännitysten arvot yhtälöihin (7.1.2), jolloin saadaan yhtälöt (7.1.3).

$$\varepsilon = \frac{1}{E} [\sigma - \nu(\sigma - \sigma_z)] \quad (7.1.3a)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - 2\nu\sigma] \quad (7.1.3b)$$

Yhtälöistä (7.1.3) voidaan ratkaista tason jännitys σ ja kimmomoduuli E pystysuoran jännityksen σ_z suhteen, jolloin saadaan yhtälöt (7.1.4), kun $\varepsilon = 0$.

$$\sigma = \frac{\nu\sigma_z}{1-\nu} \quad (7.1.4a)$$

$$E = \frac{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}}{\varepsilon_z} \cdot \sigma_z \quad (7.1.4b)$$

Jos $\varepsilon \neq 0$, saadaan yhtälöt (7.1.5).

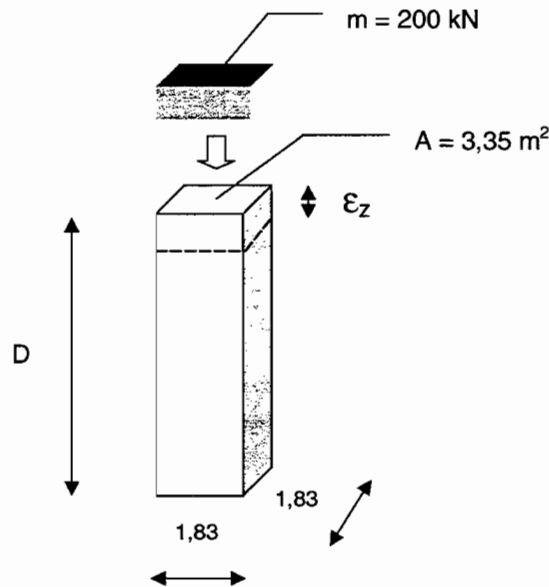
$$\sigma = \frac{\nu\sigma_z + E\varepsilon}{1-\nu} \quad (7.1.5a)$$

$$E = \frac{\left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right)}{\left(\varepsilon_z + \frac{2\nu\varepsilon}{1-\nu}\right)} \cdot \sigma_z \quad (7.1.5b)$$

Koealueen kokonaispainuma S saatiin aikaan usealla yksittäisellä pudotuksella. Kuvassa 7.3 on havainnollistettu yksittäistä tilannetta, jossa pudotuksen vaikutuksesta aiheutuu poikkileikkaukseltaan järkäleen pohjanalan kokoisella maapilarilla pys-

tysuoramuodonmuutos ε_z . Maapilarin korkeus D määräytyy pudotuksen energian suuruuden mukaan.

Pohjatutkimusten perusteella tiivistymisvaikutus ulottui syvyydelle $D_{\max} = 12$ m saakka. Silloin yhtälön (4.1.1) kertoimen k arvoksi saadaan 0,6. Koska PDA-mittaukset edustavat pudotuskorkeutta $H = 5$ m, niin silloin saamme yhtälön (4.1.1) mukaan maapilarin korkeudeksi $D = 6$ m.



Kuva 7.3 Pudotuksen aiheuttama pystysuoramuodonmuutos maapilarilla

Taulukossa 7.1 on esitetty PDA- ja painumamittausten tulokset, kun pudotuskorkeutena oli 5 m. Lukuarvot edustavat seitsemän pudotuksen keskiarvoa. Pudotukset suoritettiin toisen kierroksen lopulla neljäntenä pudotuksena pisteeseen, johon oli sitä ennen pudotettu kolmesti 20 m:n korkeudesta.

Taulukko 7.1 PDA- ja painumamittausten tulokset, kun $H = 5$ m

Parametri		Lukuarvo
järkäleen loppunopeus [m/s]	v	9,54
järkäleen hidastuvuus [m/s^2]	a	49,71
maapilarin painuma [m]	ΔD	0,024

Otaksutaan kuvassa 7.3 esitetyn maapilarin muodonmuutokset $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon = 0$, kun pudotuskorkeus $H = 5$ m. Lasketaan maapilarin muodonmuutos ε_z , pystysuorajännitys σ_z ja kimmomoduuli E yhtälön (7.1.4 b) ja taulukon 7.1 lukuarvojen avulla.

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta D}{D} = \frac{0,024}{6} = 0,004.$$

$$\sigma_z = \frac{F}{A} = \frac{ma}{A} = \frac{20000 \cdot 49,71}{3,35} = 0,297 \text{ MPa}.$$

$$E = \frac{1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}}{\varepsilon_z} \cdot \sigma_z = \frac{1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3}}{0,004} \cdot 0,297 = 55,2 \text{ MPa}.$$

Saatu kimmomoduulin arvo edustaa syvyysväliä 0...6 m.

Vaikka edellä x-y-tason muodonmuutokset otaksuttiin nolllaksi, niin sivusiirtymämittausten perusteella niitä tapahtui. Sivusiirtymäkäyrän pinta-alaksi saatiin 0,19515 m². Jos oletetaan, että muodonmuutokset x-y-tasossa olivat samansuuruiset kuution joka sivulla, niin keskimääräisiksi sivusiirtymiksi saadaan 16 mm syvyysvälillä 0...12 m. Silloin muodonmuutos $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon = 0,016/7,5 = 0,002$. Tätä vastaava pystysuuntainen muodonmuutos on koealueen keskimääräinen painuma, joka oli 0,36 m. Silloin muodonmuutos $\varepsilon_z = 0,36/12 = 0,03$.

Koealueella suoritettiin yhteensä 141 pudotusta 20 m:n korkeudelta. Kuvitellaan, että koealuetta olisi kuormitettu pudotuksien summaa vastaavalla voimalla ja että muodonmuutokset olisivat tapahtuneet tämän kuormituksen aikana. PDA-mittauksia suoritettiin myös 20 m:n pudotuskorkeudelta. Näistä mittauksista saatiin selville järkäleen hidastuvuus toisen pudotuskierroksen kuuden viimeisen pudotuspisteen osalta. Järkäleen loppunopeudeksi arvioitiin 90 % teoreettisesta putoamisnopeudesta. Taulukossa 7.2 on esitetty sekä mitatut että lasketut arvot.

Taulukko 7.2 PDA- ja painumamittausten tulokset, kun $H = 20$ m

Parametri		Lukuarvo
Järkäleen loppunopeus [m/s]	v	17,8
Järkäleen hidastuvuus [m/s ²]	a	186
Koealueen painuma [m]	S	0,36

Huomioidaan sivusiirtymät ja lasketaan koealueen kimmomoduuli yhtälöllä (7.1.5b) sekä taulukon 7.2 lukuarvojen avulla.

$$\sigma_z = \frac{141 \cdot F}{A} = \frac{141 \cdot 20000 \cdot 186}{225} = 2,33 \text{ MPa}.$$

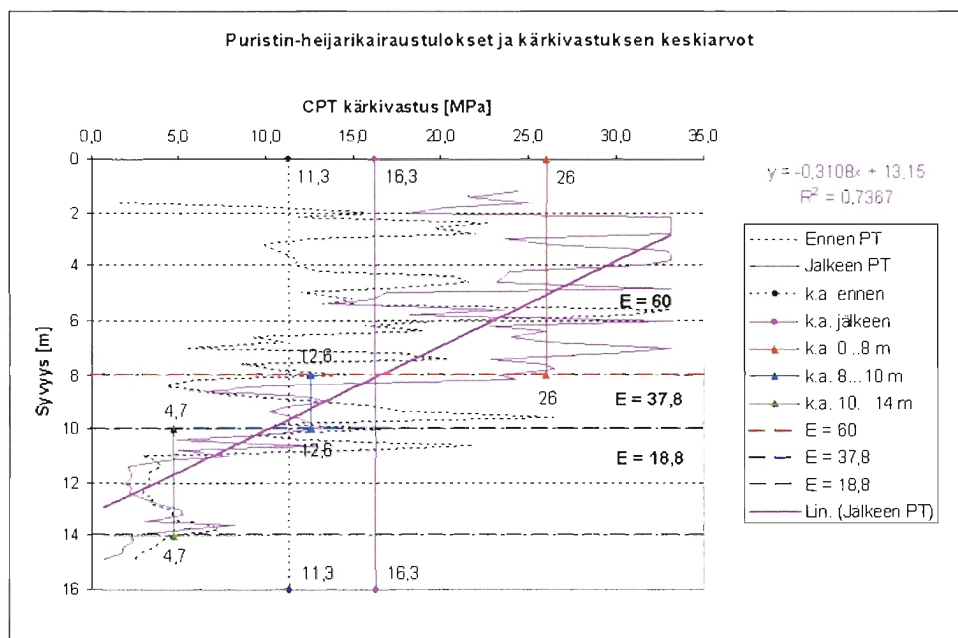
$$E = \frac{\left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right)}{\left(\varepsilon_z + \frac{2\nu\varepsilon}{1 - \nu}\right)} \cdot \sigma_z = \frac{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3}\right)}{\left(0,03 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 0,002}{1 - 0,3}\right)} \cdot 2,33 = 54,6 \text{ MPa}.$$

Saatu kimmomoduulin arvo edustaa syvyysväliä 0...12 m.

Koska kolmannella pudotuskierroksella ei suoritettu PDA-mittauksia, arvioidaan järkäleen hidastuvuutta toisen kierroksen mittausten perusteella. Toisen ja kolmannen pudotuskierroksen viimeisien pudotuksien keskimääräiset painumat olivat liki yhtä suuria. Kun interpoloidaan väliarvotulokset suoritetuista mittauksista, saadaan järkäleen hidastuvuudeksi 166 m/s². Kolmannen kierroksen hidastuvuudenarvo on pie-

nempi kuin toisen kierroksen mitatuista pudotuksista saatu arvo, koska keskimääräinen painuma oli kolmannella kierroksella suurempi kuin toisen kierroksen mitattujen pisteiden painuma. Lasketaan keskimääräinen pystysuorajännitys pudotusjärkeen poikkileikkauksen kokoisella maapilarilla sekä maapilarin x-y-tason muodonmuutokset Poissonin luvulla $\nu = 0,3$. Jännitykseksi saadaan $\sigma_z = 0,991$ MPa sekä muodonmuutoksiksi $\varepsilon_z = 0,007$ ja $\varepsilon = 0,002$. Yhtälöllä (7.1.5 b) saadaan kolmannen pudotuskierroksen jälkeen maapilarin kimmomoduulin arvoksi $E = 84,5$ MPa. Koska tämä lukuarvo ei perustu suoraan mitattuihin arvoihin, sitä ei käytetä myöhemmissä laskelmissa.

Kimmomoduulia voidaan arvioida myös CPT-kärkivastukseksi muunnetuista puristin-heijarikairaustuloksista. Koalueella suoritettujen puristin-heijarikairausten perusteella voidaan tiivistetty maakerros jakaa tiivydeltään kolmeen eri kerrokseen. Kerrosjako ja keskimääräiset kärkivastukset on esitetty kuvassa 7.4.



Kuva 7.4 Tiivistetyn maakerroksen kerrosjako ja keskimääräiset CPT-kärkivastukset

Taulukossa 7.3 on esitetty puristinkairan kärkivastukseen q_c perustuva kitkamaan ja ko eri kiinteysluokkiin ja niitä vastaavat kimmomoduulien arvot.

Taulukko 7.3 Kitkamaan jakaminen kiinteysluokkiin kairausten perusteella sekä vastaavat E -moduulin arvot [16]

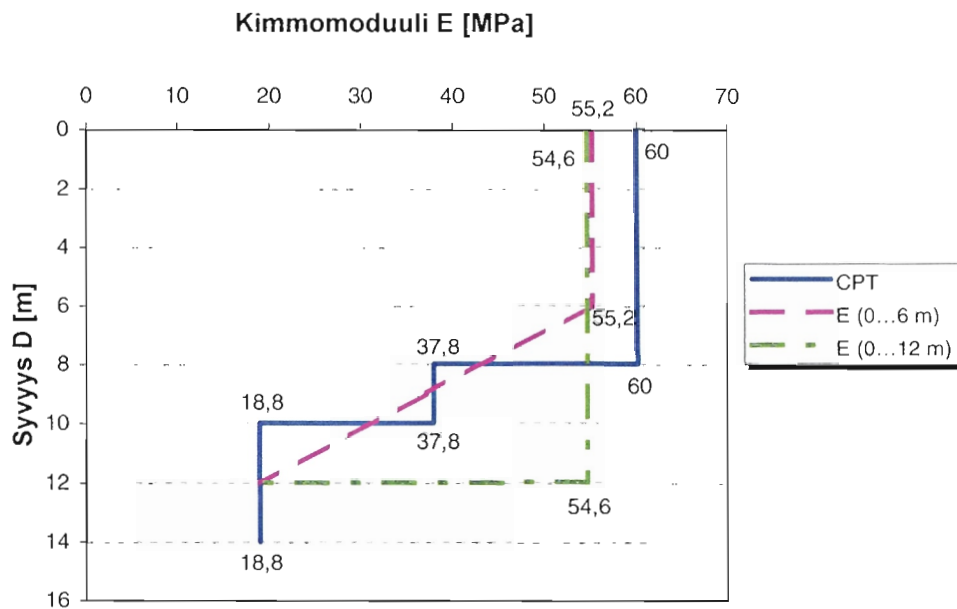
Suhteellinen kiinteys	Puristinkairaus kärkivastus q_c [Mpa]	E [Mpa]
hyvin löyhä	< 2,5	< 10
löyhä	2,5 – 5,0	10 – 20
keskikiinteä	5,0 – 10,0	20 – 30
kiinteä	10,0 – 20,0	30 – 60
hyvin kiinteä	> 20	> 60

Taulukossa 7.4 on määritetty kuvan 7.4 maakerrosten kimmomoduulien arvot taulukon 7.3 mukaan. Kerrosten kimmomoduuliarvot on myös merkitty kuvaan 7.4.

Taulukko 7.4 Tiivistetyn maakerroksen kerrosjaot ja niitä vastaavat kimmomoduulin arvot puristin-heijarikairausten perusteella

Maakerroksen syvyysväli	Kärkivastus q_c [MPa]	Kimmomoduuli E [Mpa]
0...8 m	26	> 60
8...10 m	12,6	37,8
10...14 m	4,7	18,8

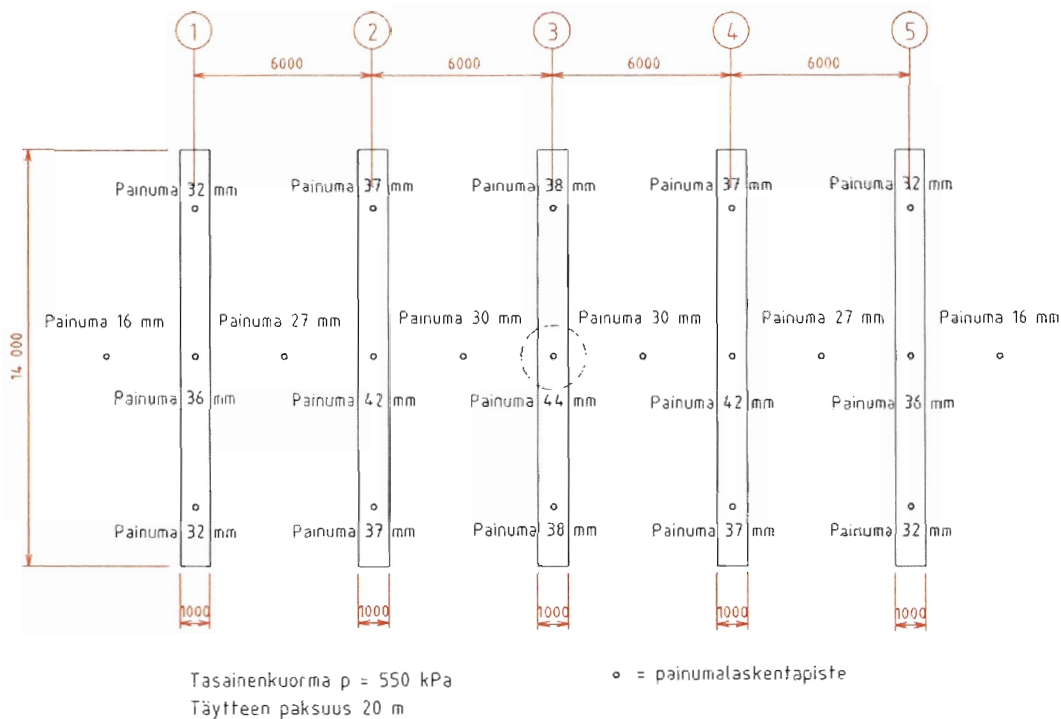
Kuvassa 7.5 on esitetty kolmella eri tavalla määritetyt koealueen kimmomoduuliarvot. Kimmomoduuli $E(0...6\text{ m})$ on laskettu vakiona kuuden metrin syvyyteen saakka ja oletettu sen jälkeen lähestyvän lineaarisesti luonnontilaisen hiekkakerroksen kimmomoduulin arvoa, joka on kairausten perusteella arvioitu 18,8 Mpa. Kimmomoduuli $E(0...12\text{ m})$ edustaa tiivistetyn täytteen keskimääräistä kimmomoduulia. Puristin-heijarikairausten perusteella arvioidut kimmomoduuliarvot on kuvattu CPT-käyränä, joka koostuu kolmen eri kerroksen kimmomoduulin arvosta.



Kuva 7.5 Koealueen arvioidut kimmomoduuliarvot

7.2 Koealueen painuman arviointi

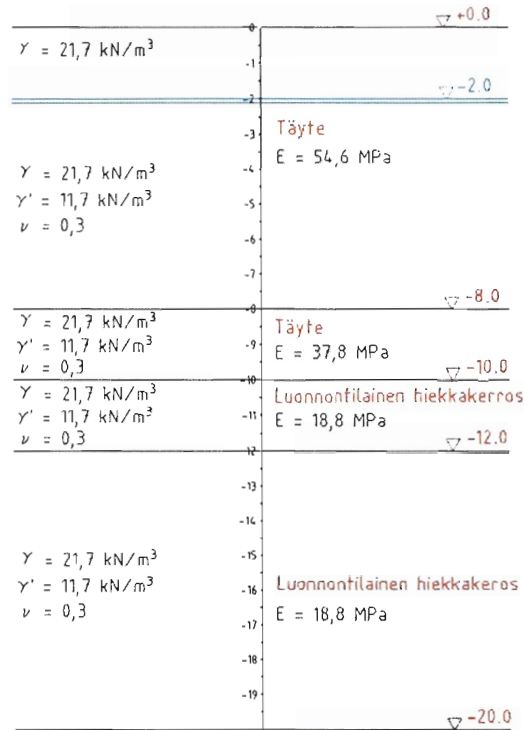
Koealueen kimmomoduulin määrittämisen jälkeen voidaan arvioida sen painumia tietyn suuruisella kuormalla. Maapohjaan välittyvän kuorman suuruudeksi on arvioitu tyypillisestä asuinkerrostalosta tulevaa kuormitusta, joka riippuu talon kerrosluvusta. Painumat on laskettu kolmella eri kuormituksella, jotka vastaavat kaksi-, neljä- ja kuusikerroksisia asuinkerrostaloja. Painumien laskentaa varten oletettiin asuinkerrostalojen anturoiden leveydeksi $B = 1$ m ja pituudeksi $L = 14$ m, jotka sijaitsevat kuuden metrin välein. Anturoiden sijainnit ja painumalaskentapistet on esitetty kuvassa 7.6.



Kuva 7.6 Anturat ja painumalaskentapistet sekä lasketut painumat kuormituksella $p = 550$ kPa

Painumalaskennassa noudatettiin puristin-heijarikairauksen perusteella tehtyä maakerrosjakoa, joka on esitetty kuvassa 7.4. Ensimmäisen maakerroksen (0...8 m) kimmomoduulin arvoksi valittiin yleistetyn Hooken lain avulla laskettu arvo 54,6 MPa. Toisen ja kolmannen maakerroksen kimmomoduulien arvoiksi valittiin puristinheijarikairauksen perusteella saadut arvot eli 37,8 ja 18,8 MPa. Laskennassa käytetyt maakerrosparametrit on esitetty kuvassa 7.7.

Maakerrosparametrit



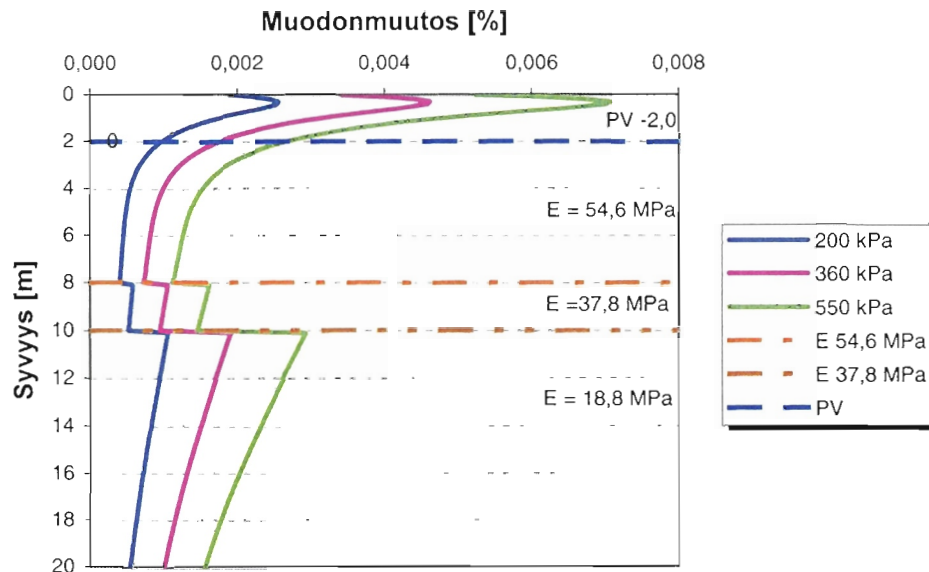
Kuva 7.7 Painumalaskennassa käytetyt maakerrosparametrit

Tulosten vertailun helpottamiseksi, kaikki kuormitustapaukset on laskettu samanleveyisillä anturoilla, vaikka sallittu pohjapaine ylitettäisiin. Anturan leveneminen pienentää hiukan painumia, mutta ei ratkaisevasti (anturan leveyden kaksinkertaistuessakin painuma pienenee n. 10 %). Taulukossa 7.5 on esitetty painumalaskennan tulokset merkitsevimmässä pisteessä, joka on anturalinjan kolme keskellä (ympäröity katkoviivalla kuvassa 7.6).

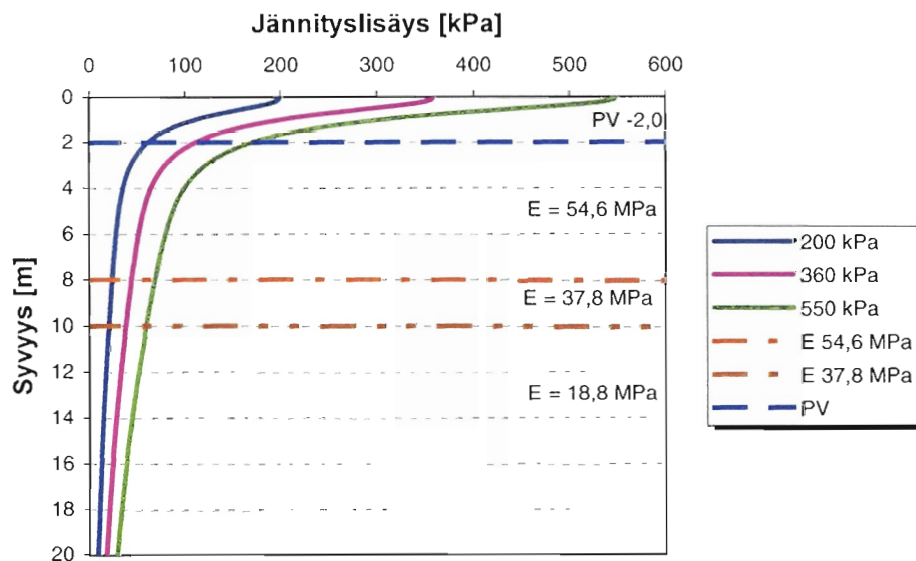
Taulukko 7.5 Painumat merkitsevimmässä pisteessä

Kuormitus p [kN/m ²]	Kerros-luku	Suurin painuma [mm]
200	2	16
360	4	29
550	6	44

Painumat on laskettu Helsingin kaupungin geoteknisen osaston omalla painuman laskentaohjelmistolla (Versio 2.0/26.9.1997). Ohjelmisto laskee taipuisan laatan jännitysjakauksen suorakaiteen muotoisen kuormitusalueen nurkan alapuolella. Jännitysjakauksen noudattaa Boussinesqin jännitysjakaumateoriaa. Siinä oletetaan, että maapohja on homogeeninen, isotrooppinen, jatkuva ja lineaarisesti kimmoinen puoliavaruus. Laskennassa käytetyt normaalijännitysten kaavat on esitetty kirjallisuudessa (esim. RIL 157-1 Geomekaniikka 1, s.321, kaavat [12]) [46]. Ohjelmisto huomioi myös vierekkäisiltä anturoilta tulevan jännityslisäyksen superpositioperiaatteella.



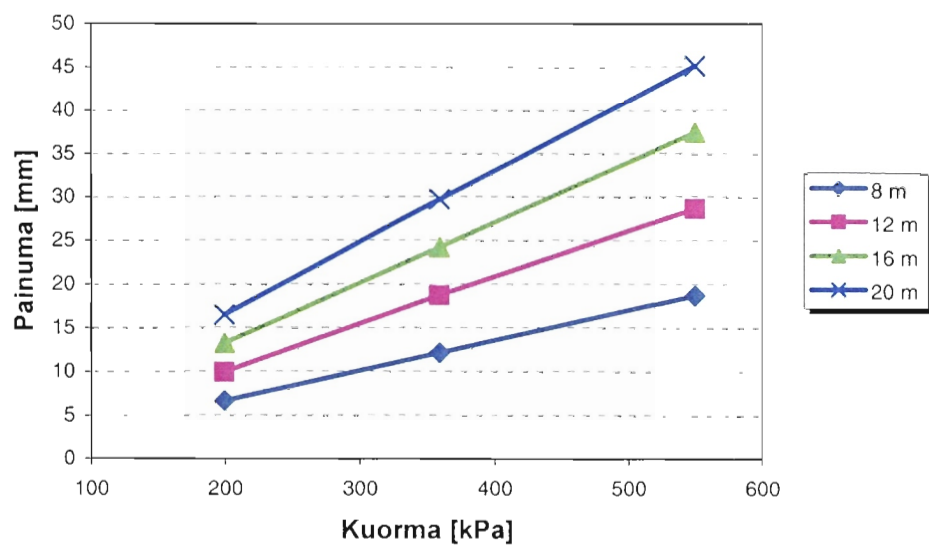
Kuva 7.8 Muodonmuutokset eri kuormituksilla



Kuva 7.9 Jännityslisäykset eri kuormituksilla

Painumalaskennassa saadut muodonmuutokset ja jännityslisäykset eri suuruksilla kuormilla on esitetty kuvissa 7.8 ja 7.9. Kuviin on merkitty maakerrosrajat, joissa kimmomoduulin arvo vaihtuu sekä pohjaveden korkeusasema.

Kuvassa 7.10 on laskettu painumat eri täytteenpaksuuksilla kuormituksen suhteen. Pohjarakennusohjeessa (RIL 121-1988) annetaan teräsbetonelementtirakenteen kokonaispainuman raja-arvoksi 40...80 mm ja kulmakiertymän raja-arvoksi 1/2000...1/700 [40]. Kuvassa 7.6 on esitetty lasketut painumat, jotka kuusikerroksinen asuinkerrostalo aiheuttaa, kun täytettä on 20 m. Kuormituksen aiheuttama suurin painuma on 44 mm. Anturalinja neljän keskipisteen ja anturalinja viiden reunapisteen väliseksi kulmakiertymäksi saadaan 1/780. Lasketussa tilanteessa täytettä on yhtä paksulta jokaisen anturan alla.



Kuva 7.10 Eri täytepaksuuksilla lasketut painumat

8. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Saukonpaaden alueen karkearakeinen täyttö soveltui hyvin pudotustiivistykselle. Täyttö oli ollut paikassaan yli kymmenen vuotta, joten se oli tiivistynyt jo omasta painostaan ja sen lisäksi alueella oli ollut kuormituksena suuria kiviainesmassoja. Ennen tiivistystä suoritettujen kairauksen sekä häiriintyneille putkimaanäynteille suoritettujen laboratoriotutkimusten perusteella voitiin todeta täytön olevan hyvin tiivistä. Tämän ja myös täytön paksuuden vuoksi vaadittiin tiivistämiseen suurta tiivistysenergiaa. Suuren tiivistysenergian vuoksi vaadittiin myös raskas pudotustiivistyskalusto. Urakkatarjouksien kyselyvaiheessa kävi ilmi, että Suomessa on rajoitetusti tarjolla pudotustiivistykseen soveltuvaa raskasta kalustoa. Käytettäessä vieläkin suurempaa pudotusenergiaa, on mahdollista, että kalustoa joudutaan tiedustelemaan myös ulkomailta.

Koealue oli sijoitettu kitkamaatäytteen kohdalle, jonka paksuus oli noin 10 metriä. Käytetty pudotusenergia oli riittävä tiivistämään täytteen. Tiivistymisvaikutus ulottui myös täytteen alapuolella olevaan luonnontilaiseen hiekkamaakerrokseen, vaikka se heikkeni kerrosten välisessä rajapinnassa. Tiivistyksen maksimisyvyydeksi $D_{\max}$ saatiin 12 metriä. Tällöin yhtälön (4.1.1) kertoimen k arvoksi saatiin 0,6. Saatu tulos noudataa melko hyvin aikaisempia tutkimustuloksia. Vaikka maalaji soveltuikin hyvin pudotustiivistykselle, oli se kuitenkin kyllästyneessä tilassa, joka omalta osaltaan heikentää tiivistymisvaikutusta.

Tiiviin täytön tiivistämisessä ei välttämättä saavuteta kovin suurta parannusta. Tässä kokeessa tiiviiden kasvua kuvaavat kairausvastusten ja tiheysmittausten arvot kasvoivat tiivistyksen jälkeen 36...59 %. Nämä lukuarvot edustavat maksimitiivistymissyvyydelle laskettuja keskiarvotuloksia. Suurin tiivistyminen tapahtui noin viiden metrin syvyydellä tiivistettävästä pinnasta, joka myös noudatti aikaisempia tutkimustuloksia. Yleensä maksimitiivistyminen tapahtuu noin yksi kolmasosan ja puolen välillä maksimitiivistymissyvyydestä.

Tärinäarvot jäivät ennakoitua pienemmiksi. Tärinän suuruutta voidaan arvioida yhtälöiden (3.1.4), (3.1.5) ja (3.1.6) avulla. Tässä kokeessa mitatut tärinäarvot olivat pienempiä kuin yhtälöillä (3.1.4) ja (3.1.6) lasketut arviot. Sen sijaan yhtälöllä (3.1.5) lasketut arviot olivat lähellä mitattuja arvoja tai sitä pienempiä. Ennen koetta heilahdusnopeuden raja-arvoksi valittiin 1 mm/s mitattuna lähimmän rakennuksen sokkelista. Suurin mitattu heilahdusnopeuden arvo lähimmän rakennuksen sokkelista oli 0,9 mm/s. Sekä suoritettujen tärinämittausten että samanaikaisesti suoritettujen havaintokyselyn perusteella saatiin sellaisen heilahdusnopeuden raja-arvoksi 0,8 mm/s, jota ihminen ei vielä havaitse tai ei pidä häiritseväenä. Suoritettujen mittausten perusteella sekä huomioimalla saatu raja-arvo saatiin varoalueen säteeksi 182 m pudotuspisteestä.

Täyte koealueen kohdalla oli hyvin kivistä ja asetti sen vuoksi omia vaatimuksiaan pohjatutkimusmenetelmien valinnoille. Kairausmenetelmistä MWD-porakonekairaus osoittautui soveltuvaksi menetelmäksi tiiviiden parantumisen ja syvyysvaikutuksen arvioimiseksi. Tämän menetelmän käytön ehtona ja tulosten luotettavuudelle on riittävä porauskertojen lukumäärä. Porausdatasta pitää erottaa iskulliset ja iskuttomat arvot sekä lohkarit tulee "normalisoida". Tosin tämä vaihe on työläs ja MWD-porakonekairaus tuloksista ei saa maan lujuus- tai muodonmuutosarvoja. Radiometri-

nen reikämittaus osoittautui myös hyväksi ja luotettavaksi menetelmäksi tiiviiden parantumisen ja syvyysvaikutuksen arvioimiseksi. Kenties paras ja luotettavin menetelmä tiivistymisen seuraamiseksi kivisessä täytteessä oli sivusiirtymämittaus. Sivusiirtymämittauspisteitä olisi saanut olla useampia. Myös pinta-aaltoseismistä mittausta kokeiltiin. Sekin osoittautui harkitsemisen arvoiseksi menetelmäksi, mutta parempia-kin seismisiä menetelmiä on olemassa, kuten useasta reiästä suoritettu seisminen luotaus (Crosshole).

In-situ menetelmien lisäksi koealueelta otettiin häiriintynyt putkimaanäyte, josta määritettiin mm. rakeisuuskäyrät. Rakeisuuskäyrät ja pohjavedenpinnan korkeus tulisikin määrittää aina ennen pudotustiivistyksen suunnittelua. Täytteen ollessa merihiekkaa, voidaan häiriintyneelle näytteelle tehdä kolmiaksaalikoe, jonka tulosten avulla voidaan arvioida pudotustiivistyksessä vaadittavaa energiaa. Ennen suunnittelua on myös suotavaa suorittaa Proctor-koesarja edustavalle näytemäärälle.

Maan kimmoisia ominaisuuksia päästään arvioimaan sekä PDA- että painumamittausten perusteella. Kokeen aikana suoritettiin molempia mittauksia, mutta PDA-mittaukset eivät onnistuneet suunnitellulla tavalla. Tästä syystä koealueen kimmomoduuli-arvojen määrittämiseksi olisi suotavaa suorittaa lisätutkimuksia, kuten esimerkiksi ruuvilevykoe, pudotuspainomittaus tai levykuormituskoe eri syvyyksillä suojaputken avulla. Mittausten sekä kairausten perusteella on kuitenkin arvioitu koealueen kimmomoduuli-arvoja. Laskemalla simuloitiin eri täytepaksuuksilla 2, 4 ja 6-kerroksisen asuinkerrostalon painumaa tiivistetyllä maapohjalla. Laskelmat antoivat suurimman kuormituksen painumaksi 44 mm, jota vielä voidaan pitää hyväksyttävän suuruisena painumana.

Pudotustyön kustannuksiksi saatiin 17...25 €/pudotus ja maaneliötä kohden 11...16 €/m². Tämä hinta sisältää tarvittavat maansiirtotyöt. Hinta ei sisällä lisämaan kustannuksia eikä kaluston siirto kustannuksia. Se ei myöskään sisällä laadunvalvonta- eli tutkimuskustannuksia. Saadut yksikköhinnat poikkeavat melkoisesti aikaisemmin esitetyistä. Tähän oli syynä urakan koeluonteisuus ja tiivistettävän pinta-alan vähäisyys. Käytetty pudotusenergia oli myös huomattavasti aikaisempaa suurempi. Aikaisemmin tyypillisessä pudotustiivistyskohteessa pudotusenergia on ollut noin 1 MJ:n suuruusluokkaa. Nyt pudotusenergia oli aikaisempaan verrattuna nelinkertainen. Suuri pudotusenergian määrä hidastaa pudotusten lukumäärää työvuoroa kohden ja vaatii sekä suuremman että kalliimman nostokaluston. Edellä esitetty hinta on laskettu raskaalle kalustolle.

Pudotustiivistyskokeen perusteella voidaan sanoa, että pudotustiivistys soveltuu Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmäksi siten, että rakennukset voidaan perustaa maan varaan. Koska tiivistykselle asetetaan korkeat laatuvaatimukset tulee sen suunnitteluun, toteutukseen ja laaduntarkkailuun kiinnittää erityistä huomiota.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- [1] AL-HUSSAINI, T. M. & AHMAD, S.
Design of Wave Barriers for Reduction of Horizontal Ground Vibration. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 4, Apr. 1991, s.616-636. ISSN 0733-9410.
- [2] BRAJA, M. D.
Fundamentals of soil dynamics. Second Printing, New York, USA, 1984, Elsevier. s. 395. ISBN 0-444-00705-9.
- [3] BROMS, B. B.
Deep compaction of granular soils. In: Fang, H-Y. (Editor), Foundation Engineering Handbook. Second Edition, New York, USA, 1990, Chapman & Hall. s. 824-827. ISBN 0-412-98891-7.
- [4] CHOW, Y. K., YONG, D. M., YONG, K. Y. & LEE, S. L.
Dynamic Compaction Analysis. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 8, August 1992, s. 1141-1157. ISSN 0733-9410.
- [5] CHOW, Y. K., YONG, D. M., YONG, K. Y. & LEE, S. L.
Dynamic Compaction of Loose Granular Soils: Effect of Print Spacing. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 7, July 1994, s. 1115-1133. ISSN 0733-9410.
- [6] CHOW, Y. K., YONG, D. M., YONG, K. Y. & LEE, S. L.
Improvement of granular soils by high-energy impact. Ground Improvement, Volume 04, Issue 01, 2000. s. 31-35.
- [7] DISE, K., STEVENS, M. G. & VON THUN, J. W.
Dynamic Compaction to Remediate Liquefiable Embankment Foundation Soils. In: Rollins, K. M. (Editor), In-Situ Deep Soil Improvement, Geotechnical Special Publication No. 45, Proceeding of sessions sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE National Convention in Atlanta, Georgia, USA, October 9-13, 1994, ASCE, s. 1-25. ISBN 0-7844-0058-X.
- [8] GAMBIN, M. P.
The Ménard dynamic consolidation method at Nice airport. Proceedings of the 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26.5.1983. Rotterdam, Netherlands, 1983, A.A. Balkema. vol 1, s.231-234. ISBN 90 6191 241 5.
- [9] GAZETAS, G.
Foundation Vibrations. In: Fang, H-Y (Editor), Foundation Engineering Handbook. Second Edition, New York, USA, 1990, Chapman & Hall. s. 553-564. ISBN 0-412-98891-7.
- [10] HANSBO, S.
Foundation Engineering. Amsterdam, Netherlands, 1994, Elsevier. s.519. ISBN 0-444-88549-8.

- [11] HAKULINEN, M.
Dynaamisesti kuormitettu paaluperustus. Lisensiaattityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, geotekniikan laitos, Tampere, 1991. s.186.
- [12] HARTIKAINEN, J. & VALTONEN, M.
Heavy Tamping of ground of Äimärautio Bridge. Proceedings of the 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26.5.1983. Rotterdam, Netherlands, 1983, A.A. Balkema. vol 1, s.249-252. ISBN 90 6191 241 5.
- [13] HARTIKAINEN, J.
Dynaaminen tiivistäminen. In: Mäkelä, H. (toim.). RIL 157-2, Geomekaniikka 2. Helsinki 1990, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. s. 242-248. ISBN 951-758-213-7.
- [14] HILF, J. W.
Compacted Fill. In: Fang, H-Y (Editor), Foundation Engineering Handbook. Second Edition, New York, USA, 1990, Chapman & Hall. s. 131-132. ISBN 0-412-98891-7.
- [15] HILLER, D. M. & CRABB, G. I.
Groundborne vibration caused by mechanised construction works. England 2000, Transport Research Laboratory, TRL Report 429. s. 96. ISSN 0968-4107.
- [16] HOKKANEN, S.
Painuman laskenta Neuvostoliittolaisten normien mukaan. In: Vähäaho, I. (toim.). RIL 166, Pohjarakenteet. Helsinki 1986, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. s. 124-125. ISBN 951-758-108-4.
- [17] VAN IMPE, W. F.
Soil Improvement Techniques and their Evolution. Rotterdam, Netherlands, 1989, A.A. Balkema. s.125.
- [18] JUNNILA, A.
Pohjarakentamisen kustannustietoja. Helsinki 2002, Tiehallinto, Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 19/2002. 12 +4 s. ISSN 1457-991X.
- [19] KOERNER, R. M.
Construction and geotechnical methods in foundation engineering. United States of America 1984, McGraw-Hill. 496 s. ISBN 0-07-035245-3.
- [20] KORHONEN, K-H.
Muodonmuutosparametrit. In: Mäkelä, H. (toim.). RIL 157-1, Geomekaniikka 1. Helsinki 1985, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. s. 265-276. ISBN 951-758-086-X.
- [21] LATVA-KOKKO, A.
Kaatopaikkojen syvätiivistys. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, geotekniikan laboratorio, Tampere, 1997. s. 117.
- [22] LEIVO, P. & HALKOLA, H.
Maa- ja kallioperätietojen tulkinta porakonekairauksen rekisteröintituloksista. Helsinki 1998, Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, geotekninen osasto, Tiedote 76. s. 90, ISBN 951-718-084-5.

- [23] LEONARDS, G. A., CUTTER, W. A. & HOLTZ, R. D.
Dynamic Compaction of Granular Soils. Journal of the geotechnical engineering division, Vol. 106, No. 1, January 1980, s. 35-44. ISSN 0093-6405.
- [24] LOJANDER M.
Geomekaaniset ominaisuudet. In: Mäkelä, H. (toim.). RIL 157-1, Geomekaniikka 1. Helsinki 1985, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. s. 91-122. ISBN 951-758-086-X.
- [25] LUKAS, R. G.
Densification of Loose Deposits by Pounding. Journal of the geotechnical engineering division, Vol. 106, No. 4, April 1980, s.435-446. ISSN 0093-6405.
- [26] LUKAS, R. G
Dynamic Compaction Engineering Considerations. Proceedings of conference: Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics. Geotechnical Special Publication No. 30, 2 vols. New York, 1992, ASCE. s. 940-953. ISSN 0-87262-865-5.
- [27] LUKAS, R. G.
Geotechnical Engineering Circular No. 1, Dynamic Compaction. Washington D.C., USA 1995, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-SA-95-037. s. 105.
- [28] LUONGO, V.
Dynamic Compaction: Predicting Depth of Improvement. Proceedings of conference: Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics. Geotechnical Special Publication No. 30, 2 vols. New York, 1992, ASCE. s. 927-939. ISSN 0-87262-865-5.
- [29] MAYNE, P. W.
Impact Stresses During Dynamic Compaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 10, October 1983, s. 1342-1346. ISSN 0733-9410/83/0010-1342.
- [30] MAYNE, P. W.
Ground Response To Dynamic Compaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 6, June 1984, s. 757-774. ISSN 0733-9410/84/0006-0775.
- [31] MAYNE, P. W.
Ground Vibrations During Dynamic Compaction. In: Gazetas, G. & Sellig, E. T. (Editors). Vibrations problems in geotechnical engineering: Proceedings of a symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Division in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 22, 1985, ASCE. s. 247-265.
- [32] MÉNARD, L. & BROISE, Y.
Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. Géotechnique, Vol 25, No. 1, 1975, s. 3-18. ISSN 0016-8505.
- [33] MITCHELL, J. K.
Soil Improvement: State-of-the-Art Report. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15-19.6.1981, Rotterdam, Netherlands, 1982, A.A. Balkema. Vol. 4, Session 12, s. 509-521. ISBN 90-6191-214-8.
- [34] PERTTU, A.
Hydraulisen hiekkatäytön syvätiivistys. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, geotekniikan laboratorio, Tampere, 1997. s. 184

- [35] PORAN, C. J. & RODRIGUEZ, J. A.
Design of dynamic compaction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No. 5, October 1992, s. 796-802.
- [36] RANTALA, K. & HALKOLA, H.
Paalun kantavuuden arviointi puristin-heijarikairalla. Helsinki 1998, Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, geotekninen osasto, Tiedote 74. s. 87, ISBN 951-718-020-9.
- [37] RANTAMÄKI, M., JÄÄSKELÄINEN R. & TAMMIRINNE M.
Geotekniikka 464, Helsinki 2001, Otatieto. s.307. ISBN 951-672-257-1.
- [38] RAVASKA, O.
Julkaisematon. Suomalaisten maalajien pudotustiivistettävyyys. 1979, Sitra, tutkimus-selostus, rahoitus-sopimus No. 10059. s. 53.
- [39] RICHART, F. E., HALL, J. R. & WOODS, R. D.
Vibrations of soils and foundations. N. J., USA, 1970, Prentice-Hall. s. 414.
- [40] RIL 121-1988
Pohjarakennusohjeet 1988. Helsinki 1988, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. 92 s. ISBN 951-758-178-5.
- [41] RIL 132-2000
Talonrakennuksen maarakenteet. Helsinki 2000, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. 123 s. ISBN 951-758-410-5.
- [42] ROESSET, J. M., KAUSEL, E., CUELLAR, V., MONTE, J. L. & VALERIO, J.
Impact of Weight Falling onto the Ground. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 8, Aug. 1994, s. 1394-1412. ISSN 0733-9410.
- [43] ROLLINS, K. M., JORGENSEN S. J. & ROSS T. E.
Optimum Moisture Content for Dynamic Compaction of Collapsible Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 8. Aug. 1998. s. 699-708. ISSN 1090-0241.
- [44] SMOLTCHYK, U.
General Report. Proceedings of the 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26.5.1983. Rotterdam, Netherlands, 1983, A.A. Balkema. Vol 3, s.1105-1116. ISBN 90 6191 243 1.
- [45] TAIPALE, H. & KORHONEN, O.
Paalutustärinän arviointi kirjallisuuden ja mittausten perusteella. Helsinki 1992, Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, geotekninen osasto, Tiedote 60, s. 89. ISBN 0359-2324.
- [46] VEPSÄLÄINEN, P.
Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa. In: Mäkelä, H. (toim.). RIL 157-1, Geomekaniikka 1. Helsinki 1985, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. s. 311-362. ISBN 951-758-086-X.
- [47] VTT RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIikka
Arabianrannan syvästabilointipilarin geofysikaaliset reikämittaukset. Espoo 2001, VTT, Tutkimusselostus Nro. RTE3910/01. s. 7.

- [48] VTT RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIikka
Radiometriset reikämittaukset Saukonpaaden tiivistämisen seuraamiseksi Helsingin Ruoholahdessa. Espoo 2002, VTT, Tutkimusselostus Nro. RTE2803/02. s. 2 + 3.
- [49] VTT RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIikka
Pinta-aaltoseisminen mittaus Saukonpaaden tiivistysalueella Helsingin Ruoholahdessa. Espoo 2002, VTT, Tutkimusselostus Nro. RTE2805/02. s. 3 + 1.
- [50] VUOLA, P.
Dynamic Compaction of saturated sand. Lisensiaatintutkimus. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, geotekniikan laitos, Tampere, 1996. s. 66
- [51] VUOLIO, R.
Räjäytystyöt. Forssa 1991, Suomen Maarakentajien Keskusliitto r.y. s.318. ISBN 952-90-2761-3.
- [52] WINTERKORN, H.
Soil technology and engineering properties of soils. In: Fang, H-Y. (Editor). Foundation Engineering Handbook. Second Edition, New York, USA, 1990, Chapman & Hall. s. 131-132. ISBN 0-412-98891-7.

LIITTEET

30.5.2002

Toivomme teidän vastaavan kaikkiin kysymyksiin. Vastatkaa ympäröimällä oikea vaihtoehto tai kirjoittakaa vastaus siihen tarkoitettulle riville.

Kysymyksiä:

1) Oletako kuulleet pudotusivestysmenetelmästä aiemmin?

- a) Kyllä
b) En

2) Missä kerroksessa asuntonne sijaitsee?

3) Ovaiko asuntonne ikkunat tai parveke lanteen Saukonpaaden suuntaan?

- a) Kyllä
b) Ei
c) Osittain

4) Kuulitteko koeajankohdiana häiritsevää meteliä Saukonpaaden suunnalta?

- a) Kyllä
b) En

5) Jos vastasitte myöntävästi kohtaan 4), niin oliko meteli mielestänne:

- a) Pitkäkestoista
b) Heikellistä
c) Aaltoilevaa

6) Havaisitteko koeajankohdiana heilahduksia tai tärähdyksiä?

- a) Kyllä
b) En

7) Jos vastasitte myöntävästi kohtaan 6), niin olivatko heilahdukset tai tärähdykset mielestänne:

- a) Lyhyitä ja nopeita
b) Pitkiä ja hitaita

30.5.2002

HYVÄ VASTAANOTTAJA!

Tämä vapaaehtoinen kysely on tarkoitettu as oy Messipiiston asukkaalle. Kiinteistön läheisyydessä Saukonpaaden alueella suoritetaan viikolla 23 pudotusivestyskoe. Koe tehdään normaalina työaikana arksin klo 8-17 ja kokeen kesto on 2 – 3 päivää. Pudotusivestyskokeessa pudotetaan vapaasti raskasta painoa maapinnalle ja sen seurauksena esiintyy tärinää. Tärinän suuruuksia valvotaan tärinämittauksin. Tämän lisäksi haluissimme selvittää myös ihmisten fysiologisia havaintoja mahdollisesta tärinästä tai melusta ja niiden aiheuttamasta häiriöstä. Siksi toivoissimme, että vastaisitte tähän kyselyyn, jotta voisimme tulevaisuudessa välttää tai vähentää ympäristölle ja sen asukkaalle aiheutuvia haittoja.

Tutkimuksen suorittaa Teknillisen korkeakoulun opiskelija Jari Viijanen osana opinnäytetyötään Teknilliselle korkeakoululle ja yhteistyönä Helsingin kaupungin geoteknisen osaston kanssa.

Kyselyyn voitte vastata nimettömänä. Palauskuorikuori on liitteenä. Toivomme että vastaisitte kyselyyn 30.6.2002 mennessä. Tutkimusten tulokset julkaitaan sellaisessa muodossa, ettei yksittäisen vastaajan mielipiteet käy esille. Kysymyksiin vastaa mielellään Jari Viijanen, puh. 09 – 1 69 4556.

Arvomme kaikkien vastanneiden kesken neljä vapaaoppia Helsingin kaupungin teatteriin. Täytä nimi ja yhteystiedot, jos haluat osallistua arvontaan.

Kiitämme yhteistyöstä!

Osmo Korhonen
toimialapäälikkö
Helsingin kaupunki, geotekninen osasto

Kuva 1

Kyselylomakkeen sivut 1 ja 2

Liite A (2/2)

30.5.2002

1.3) Onko jotain muuta, mitä haluaisitte sanoa Saukonpaaden pudotusivustys-
kokeeseen liittyvää?

.....

.....

.....

.....

14) Haluan osallistua arvontaan

Nimi:

Osoite:

Puh:

Vastauslähetyks
Geotekninen osasto
PL 2202
00099 Helsingin kaupunki

Tämä puoli ylöspäin ikkunah-
liseen kirjekuoreen.

30.5.2002

8) Havaitsetko riippuvien katto lamppujen huojuntaa tai verhojen liikettä?

- a) Kyllä
b) Hieman
c) En

9) Milloin ja mihin aikaan havaitseite tärinän tai melun selvimmän?

Pvm.

Klo.

10) Olitteko havaintoaikana?

- a) Sisällä asunnossa
b) Ulkona talon läheisyydessä
c) Muualla (työssä, opiskelemassa y.m)

11) Olen

- a) Nainen
b) Mies
c) Lomake on täytetty yhdessä

12) Ikäryhmäni on

- a) alle 30 v.
b) 31 – 40 v.
c) 41 – 50 v.
d) 51 – 65 v.
e) 66 . v.

Kuva 2

Kyselylomakkeen sivut 3 ja 4



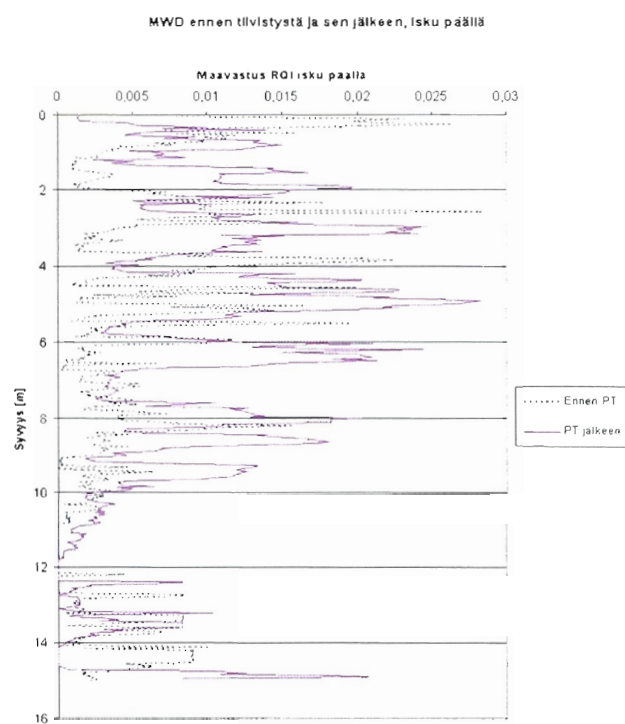
Kuva 1

Saukonpaaden sijainti Helsingin Ruoholahdessa lähellä Länsisatamaa



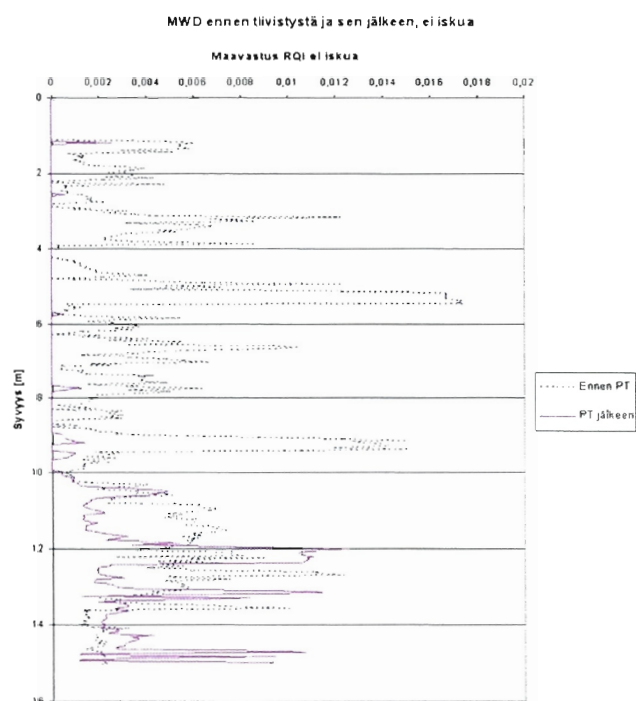
Kuva 2

Ilmakuva vuodelta 1993 Saukonpaaden ja Jätkäsaaren alueista



Kuva 1

MWD-porakonekairaustulokset ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen, isku päällä. Datapisteet 0,04 m:n välein



Kuva 2

MWD-porakonekairaustulokset ennen pudotustiivistystä ja sen jälkeen, ei iskua. Datapisteet 0,04 m:n välein

Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO PL 2202 00099 HELSINGIN KAUPUNKI PUHELIN (09) 1691, FAX (09) 169 4555 http://www.hel.fi/kv/geo	Julkaisusarja, numero ja julkaisu-aika Geoteknisen osaston julkaisut 85/2002 Joulukuu 2002	
Tekijä(t) Jari Viljanen Osmo Korhonen	Projektinumero(t) 6655	Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO
Nimike PUDOTUSTIIVISTYS SAUKONPAADEN TÄYTTÖALUEELLA		
Tiivistelmä Tutkimus käsittelee pudotustiivistysmenetelmää sekä suoritettua pudotustiivistyskoetta Saukonpaaden täyttöalueella Helsingin Ruoholahdessa. Tavoitteena oli selvittää pudotustiivistyksen soveltuvuutta Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmänä sekä löytää osittain lohkareiselle ja karkearakeiselle täytteelle soveltuva pohjatutkimusmenetelmä. Pudotustiivistyksen soveltuvuuden arvioimiseksi selvitettiin täyteen tiivistymistä, tiivistämistekniikkaa, työkustannuksia ja ympäristön vaatiman varoalueen laajuus. Tutkimuksen alkuosassa käsitellään yleisesti pudotustiivistysmenetelmää, sen soveltuvuutta eri maalajeille ja siitä aiheutuvia ympäristövaikutuksia sekä pudotustiivistyksen suunnittelua. Pudotustiivistys soveltuu parhaiten hyvin vettä läpäiseville karkearakeisille maalajeille ja merkittävien menetelmästä aiheutuva ympäristöhaitta on tärinä. Pudotustiivistyskoealueeksi valittiin 15 x 15 m²:n suuruinen ala, jonka kohdalla kitkamaatäyteen paksuus oli n. 10 m. Täyteen alapuolella oli paksu luonnontilainen hiekkamaakerros. Ennen tiivistystä koealueella suoritettiin kairauksia ja mittauksia, joiden tuloksia verrattiin tiivistyksen jälkeen suoritettuihin vastaaviin tutkimuksiin. Tutkimusmenetelminä olivat puristin-heijarikairaus, MWD-porakonekairaus, radiometrinen reikämittaus, pinta-aaltoseisminen mittaus, sivusiirtymämittaus, PDA-mittaus ja häiriintyneet putkimaanäytteet. Sen lisäksi suoritettiin pudotuskuoppien syvyyksimittauksia, koealueen pinnan vaaituksia ja tärinämittauksia. Varsinainen pudotustyö käsitti kolme pudotuskierrosta. Pudotukset suoritettiin 200 kN:n teräsjärkäleellä ja 20 m:n korkeudesta. Mittausten ja tutkimusten perusteella saatiin maksimi tiivistymissyvyudeksi 12 m sekä keskimääräiseksi tiiviyden kasvuksi 36...59 %. Fysiologisten havaintojen ja tärinämittausten perusteella saatiin ympäristön vaatiman varoalueen säteeksi 182 m. Pudotustiivistyksen kustannuksia arvioitiin urakkatarjouksien ja työhön kuluneen ajan perusteella, jolloin pudotustyön hinnaksi muodostui 17...25 €/pudotus ja pinta-alaa kohden 11...16 €/m². Lopuksi arvioitiin tiivistetyn täyden kimmomoduulia, jonka perusteella laskettiin koealueen painumia eri suuruksilla kuormilla. Johtopäätös tutkimuksesta on, että pudotustiivistys soveltuu Saukonpaaden alueen pohjanvahvistusmenetelmäksi.		
Avainsanat Saukonpaasi, pudotustiivistys, kitkamaatäyttö, painuma, tärinä		
ISSN 1458-2198	ISBN 952-473-006-5	Luokitus (UDK) 624.131.3, -.131.558, -.138
Kieli suomi, engl. tiivistelmä	Sivuja 119 s. + liitt. 5 s.	

Published by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION P.O Box 2202 00099 THE CITY OF HELSINKI FINLAND PHONE +358-9-1691, FAX +358-9-169 4555 http://www.kv.hel.fi/geo	Series title, number and date Geotechnical Division, publications 85/2002 December 2002	
Author(s) Jari Viljanen Osmo Korhonen	Project number(s) 6655 Commissioned by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION	
Title DYNAMIC COMPACTION IN THE MAN-MADE FILL OF SAUKONPAASI		
Abstract This research deals with dynamic compaction (DC) method in granular soils and DC test, which was arranged in the man-made fill of Saukonpaasi in Ruoholahti Helsinki. Aim of this research was to find out, if DC is applicable method to compress man-made miscellaneous fill in the Saukonpaasi area, and to find suitable ground survey method to monitor compaction work. The beginning of this research deals with common features of the DC method and especially it's applicability to different soils, environmental impacts and design of DC. The most favourable soil deposits for DC would be those that have high permeability and where the drainage conditions are good. The most important environmental impact of DC is vibration. For the test 15 x 15 m² square area was selected. Below the test area there was about 10 m thick man-made miscellaneous and granular fill. Underneath that fill there was thick natural sandy soil layer. Ground surveys were conducted in the area before and after the DC and the results were compared to each other afterwards. The used ground surveys methods included static-dynamic penetration test (SDPT), MWD (Measurement while drilling) –drilling, radiometric hole measurement, steady-state vibration of the free surface, lateral ground displacements measurement with inclinometer, PDA (Pile driving analysis) –measurement and disturbed soil samples. Crater depths were also measured after each drop. Surface levelling of the test area was done before and after DC. Vibrations were recorded during the compaction test. Total of eight drops were conducted in each of the drop points during the three consecutive compaction rounds. All the drops were done from the height of 20 m with 200 kN steel tamper. Ground was compacted up to 12 m from the surface and the average improvement in compaction was 36...59 %. Based on the vibration recordings and interviews 182 m radius of safety from the drop point was set. DC costs was estimated 17...25 €/drop or 11...16 €/m². Finally the modulus of elasticity of the test area was estimated from the test results and this was used to calculate estimates for the settlements in the test area. The conclusion of this research's is that DC is applicable ground improvement method for the miscellaneous fill in the Saukonpaasi area.		
Keywords dynamic compaction, granular soil, man-made fill		
ISSN 1458-2198	ISBN 952-473-006-5	Class (UDC) 624.131.3, -.131.558, -.138
Language Finnish, Engl. Abstr.	Pages 119 p. + app. 5 p.	

1	Anttikoski, Usko	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	1973	*
2	Anttikoski, Usko	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1973	*
3	Anttikoski, Usko	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1974	*
4	Mäkinen, Reino	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	1974	*
5	Saarela, Matti	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	1974	*
6	Hartikainen, Jorma	Kirkkapaalujen kantavuus	1976	
7	Peläjä, Jouko	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	1977	
8	Raudasmaa, Pekka	Metrotunnelien injektointi	1977	*
9	Anttikoski, Usko	Kalliotunnelien käyttö varastointiin	1977	*
10	Tikkanen, Heikki	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	1978	
11	Arkima, Olli	Kluuvin ruheen jäädytys	1978	*
12	Raudasmaa, Pekka	Puiset perustusrakenteet	1979	
13	Havukainen, Jorma	Voimalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	1979	
14	Vähäaho, Ilkka	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	1979	*
15	Raudasmaa, Pekka	Pohjavesitarkkailu -80	1980	*
16	Anttikoski, Usko	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	1979	*
17	Roinisto, Jarmo	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliisiin	1981	
18	Havukainen, Jorma	Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	1981	*
19	Roinisto, Jarmo	Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys	1981	
20	Vuola, Pekka	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	1981	
21	Havukainen, Jorma & Korhonen, Osmo	Tonttialueiden maarakenteet	1981	
22	Havukainen, Jorma	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	1981	
23	Havukainen, Jorma	Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	1982	
24	Latvala, Ahti	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	1982	
25	Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Sulamäki, Antti	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	1982	
26	Halkola, Hannu	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparinmäessä	1982	*
27	Paavola, Pertti	Kunnallisteknisten tunnelien louhintakustannus selvitys	1982	
28	Vähäaho, Ilkka	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	1982	*
29	Gulin, Kai	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	1982	
30	Halkola, Hannu	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	1982	
31	Havukainen, Jorma	Kivihiilituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	1983	
32	Havukainen, Jorma	Användning av stenkolaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	1983	
33	Havukainen, Jorma	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	1983	
34	Salmelainen, Juha	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	1983	
35	Havukainen, Jorma	Matkakertomus kivihiilituhkien ympäristövaikutuskonferenssista	1983	
36	Hytti, Pekka	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomiominen urakka-asiakirjoissa	1984	
37	Leinonen, Jukka	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	1984	
38	Pinnen, Jussi	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	1984	*
39	Latvala, Ahti	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	1984	*
40	Korpela, Jaakko & Schüller, Mikael	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	1984	
41	Lahinen, Eeva-Riitta	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	1985	
42	Korpi, Juha	In Situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi	1985	
43	Havukainen, Jorma	Esirakentamisen kehittäminen	1985	
44	Vähäaho, Ilkka	Jäädytysmenetelmän käyttö	1987	
45	Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Latvala, Ahti	Kivihiilituhkien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	1987	*
46	Julkunen, Arto	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	1987	
47	Hutri, Kaisa-Leena	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	1988	
48	Melander, Kari	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	1989	
49	Leppänen, Mikko	Vahvistinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	1989	
50	Vähäaho, Ilkka & Ryhänen, Hannu	Sulamiskonsolidaation vaikutukset savessa	1989	
51	Vähäaho, Ilkka	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	1989	
52	Koskela, Pekka	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	1989	
53	Saari, Maun & Korhonen, Osmo	Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla	1990	
54	Saari, Maun & Volanen Niilo	Ruoholahden koepaalu	1990	
55	Yrjänä, Jouni & Korhonen, Osmo	Pystyöjitus Pikku-Huopalahdessa	1991	
56	Niinimäki, Risto & Raudasmaa, Pekka	Viikinkimäen keskuspuhdistamon rakennusgeologiset kalliotutkimukset	1992	
57	Nieminen, Jarmo & Johansson, Erik & Holopainen, Pekka	Viikinkimäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta	1992	
58	Ahola, Jukka & Viitala Raimo	Lujitus- ja tiivistysmäärät Helsingin pientunneliissa	1992	
59	Ravea, Timmo & Korhonen, Osmo	Helsingin tulvapadon rakentamisen edellytykset	1992	
60	Taipale, Hannu & Korhonen, Osmo	Paalutustärinän arviointi kirjallisuuden ja mittausten perusteella	1992	
61	Karlstedt, Paul & Halkola, Hannu	Ylijäämäsavien massastabilointi	1993	
62	Leiskallio, Antti & Lehtonen Jouko	Maankäytön geotekninen suunnittelu	1993	

GEOTEKNISEN OSASTON JULKAISUT 2(2)

63	<i>Anttikoski, Usko & Kumar, Seppo & Saarelainen, Seppo</i>	Kalliokaivanto jätehuollossa (esiraportti)	1993
64	<i>Rekonen, Riita & Halkola, Hannu</i>	Saven ominaisuuksien parantaminen massastabiloinnilla	1994
65	<i>Ulmala, Ola & Halkola, Hannu</i>	Puristin-porakonekairaus	1994
66	<i>Havukainen, Jorma</i>	Katsaus ympäristötekniikkaan kansainvälisen kongressin valossa (matkakertomus)	1995
67	<i>Korkeakoski, Pasi & Lehtonen, Jouko</i>	Asuinrakennusten tontti- ja pohjarakennuskustannukset	1996
68	<i>Puumalainen Niina & Havukainen Jorma</i>	Vakuumikonsolidointikoe Helsingin Torpparinmäessä	1996
69	<i>Mehtälä, Jani & Korhonen, Osmo</i>	Puotilan metroaseman pohjavesivaikutusten arviointi numeerisilla menetelmillä	1998
70	<i>Nieminen, Jarmo & Anttikoski, Usko</i>	EU:n rahoitustuki Helsingin kaupungin tutkimustoiminnassa	1996
71	<i>Junnila, Antti & Lehtonen, Jouko</i>	Geotekninen kustannustiedosto, Geokuli 96	1996
72	<i>Wegelius, Arto & Viitala, Raimo</i>	Kallioluokitusmenetelmien käyttö tunnelien lujituksessa	1996
73	<i>Vahäaho, Ilkka</i>	Savien stabilointi eri sideaineilla, kentäkokeiden tulokset	1996
74	<i>Rantala, Kalle & Halkola, Hannu</i>	Paalun kantavuuden arviointi puristin-heijarikairalla	1997
75	<i>Wegelius, Arto & Holopainen, Pekka</i>	Paisuvat kalliosavet	1997
76	<i>Leivo, Pekka & Halkola, Hannu</i>	Maa- ja kalliooperätietojen tulkinta porakonekairauksen rekisteröintituloksista	1998
77	<i>Nauska, Jani & Havukainen, Jorma</i>	Esirakentaminen 1998	1998
78	<i>Svanström, Terhi & Raudasmaa, Pekka</i>	Pohjavesi Helsingin kaupunkiympäristössä: esiintyminen, käyttö, suojele ja vaikutus rakentamiseen	1998
79	<i>Pitkänen, Juha & Vahäaho, Ilkka & Raudasmaa, Pekka</i>	Puupaalujen rakenteellisen kantokyvyn tarkastaminen	1999
80	<i>Mikkola, Jannis & Viitala, Raimo</i>	Pitkien vesitunneleiden sortumat ja lujitus	1999
81	<i>Mäkelä, Harri & Höynälä Harri & Halkola Hannu & Kettunen Ari</i>	Viikin savikatu	2000
82	<i>Mäkelä, Harri & Höynälä Harri & Halkola Hannu & Kettunen Ari</i>	Massastabiloitujen ylijäämäsavien käyttö maarakentamisessa, suunnitteluohjeet, lyöselitykset ja laatuvaatimukset	2000
83	<i>Savolainen Markku & Hannu Halkola</i>	Painuma-, sivusiirtymä- ja huokospainemittausten tarkkuus	2001
84	<i>Leminen Jenni & Raudasmaa Pekka & Antti Salla</i>	Orgaaniset liuottimet Helsingin maaperässä	2001
85	<i>Viljanen Jari & Korhonen Osmo</i>	Pudotustivistys Saukonpaaden täyttöalueella	2002
86	<i>Juntunen Perttu & Korhonen Osmo</i>	Pikku-Huopalahden esirakentaminen ja esirakentamiskokemukset	2002
GEO 10 K	Kallioperäkarta - Berggrundskarta 1:10.000, Helsinki - Helsingfors		1978
GEO 10 M	Maaperäkarta - Jordmänskarta - Geotechnical Atlas of Soil Deposits 1:10.000, Helsinki - Hels		1989

*) painos loppuunmyyty

Helsingin kaupunki
Kiinteistövirasto
geotekninen osasto
PL 2202
00099 HELSINGIN KAUPUNKI

Käyntiosoite: Malmin asematie 3 A, Helsinki 70
Vaihde (09) 1691, asiakaspalvelu (09) 169 4559, fax (09) 169 4555
Email geo@hel.fi
http://www.hel.fi/kv/geo