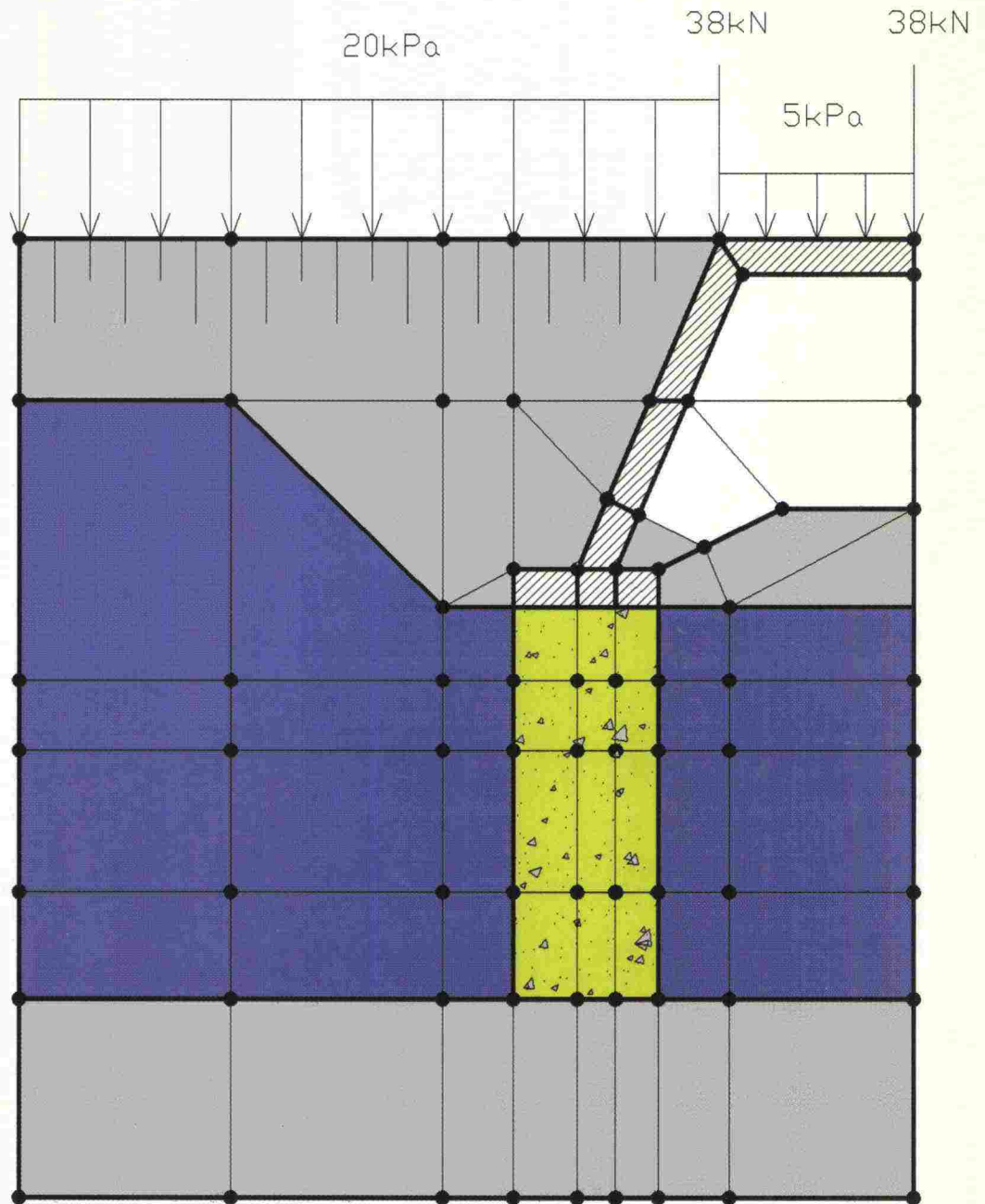


Tielaitos

Anssi Honkala

Soraseinän geotekninen mitoitus



Tielaitoksen
selvityksiä

38/1997

Helsinki 1997

Uudenmaan tiepiiri

Tielaitoksen selvityksiä
38/1997

Anssi Honkala

Soraseinän geotekninen mitoitus

Tielaitos
Uudenmaan tiepiiri

Helsinki 1997

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-375-9
TIEL 3200484
Oy Edita Ab
Helsinki 1997

Julkaisun kustannus ja myynti:
Tielaitos, hallintopalvelut,
painotuotemyynti
Telefaksi 0204 44 2202

Joutsenmerkin arvoinen paperi

Tielaitos
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde 0204 44 150

Asiasanat geotekniset laskelmat, pohjanvahvistus, pehmeikkö, sorapilari, perustaminen

Tiivistelmä

Tässä työssä on tutkittu ulkomailla paljon käytettyjen sorapilareiden rakentamismenetelmiä sekä niiden teoreettisia mitoituskaavoja. Suomessa ei sorapilareita ole käytetty, mutta suuria seinämäisiä rakenteita on muutamissa kohteissa rakennettu. Tässä diplomityössä selvitettiin myös soraseinärakenteiden soveltuvuutta perustamismenetelmäksi Suomessa.

Sorapilareiden ja soraseinien mitoitukseen on ulkomailla kehitetty monia eri menetelmiä. Menetelmät perustuvat yleensä pilarin tai seinän välissä vaikuttaviin passiivi- ja aktiivimaanpaineen mukaisiin jännitystarkasteluihin, mutta osassa menetelmiä on kehitelty erimuotoisiin liukupintoihin perustuvia mitoitukskaavoja. Vertailulaskelmat eri mitoitusmenetelmillä osoittivat, että hajonta eri menetelmillä saatavista kapasiteeteista on suuri.

Soraseinien murtokapasiteetti- ja painumatarkastelut suoritettiin Z_Soil elementtiohjelmalla. Kapasiteettitarkasteluista huomattiin, että soraseinän murtokapasiteetti ei enää lisääntynyt sen jälkeen, kun soraseinän korkeus oli suurempi kuin 2.5 kertaa perustuksen leveys. Suurimpana tekijänä seinän kapasiteettiin vaikutti pohjamaan suljettu leikkauslujuus. Laskennoista huomattiin myös, että soraseinälle saatiin huomattavan suuria kapasiteetin arvoja jo pienillä saven suljetun leikkauslujuuden arvoilla. Mitoittavaksi tekijäksi tuleekin usein painumakäyttäytyminen.

Suurimpana tekijänä painumiin vaikutti saven muodonmuutosmoduuli. Laskentojen tuloksena esitettiin uusi täytön rakentamisen malli, jonka mukaan luonnonmaa poistettaisiin 2:1 linjassa anturan reunasta, ja muutoin täyttö tehtäisiin kuten nykyisissä ohjeissa esitetään. Painumanopeuksien laskennat osoittivat, että seinän painuminen tapahtuu hyvin nopeasti, riittävässä määrin jo rakentamisaikana. Soraseinä toimii eräänlaisena suurena pystyjana, jota kautta pohjamaan huokosveden ylipaine pääsee nopeasti purkautumaan.

Koekohteena mitoitettiin Mt290 välillä Haarajoki-Nuppulinnantie Korkeamäen alikulku S9. Tulosten perusteella voidaan todeta, että sillan perustaminen onnistuu soraseinän varaan. Tiesuunnitelmavaiheessa silta on suunniteltu perustettavaksi yhtenäiselle laatalle ja lisäksi tulopenkereiden taakse on suunniteltu kevytsorakevennykset. Tiesuunnitelmavaiheeseen verrattuna kustannussäästöiksi saatiin karkeasti 200 000,-.

Key words stone columns, soft ground, embankment, reinforcement, foundation

Abstact

In this thesis the methods of construction and designing of stone columns that are much used in foreign countries have been studied. In Finland, stone columns have not been used, but some big wall-like structures have been built. In this thesis it has been investigated also the suitability of using stone walls as a foundation in Finland.

In foreign countries many methods for designing of stone columns have been developed. Most of the methods are based on the active and passive earth pressure stress assumptions between subsoil and column. In some methods, however, designing is based on slip surface methods. The comparative calculations among different methods point out that the scattering of results from different methods is remarkable.

The studies for analysing the ultimate bearing capacity and settlements of stone walls were made with Z_Soil-program, which is based on finite element method. The results showed that there is a critical depth for a stone wall. Beyond that depth the wall does not contribute extra benefit in terms of the bearing capacity. The critical depth was about 2.5 times wall diameter. The undrained shear strength of the subsoil was the most remarkable factor for the wall capacity. The calculations show that unless the undrained shear strength of soil is very low, it is possible to get very considerable capacities. In most cases it seems to be that the settlement of stone wall is more significant than the bearing capacity.

The influence of the soil drained deformation modulus of soil layers on the settlements was most remarkable. As a result of settlement calculations a new scheme for a fill under a foundation was made. In the new model the original weak soil is removed in 2:1 from the edge of the foundation. Otherwise the fill is made as the valid directions require. Settlement calculations point out that the consolidation of subsoil is fast, actually it seems that sufficient consolidation settlement is reached during construction. Stone wall acts as a big vertical drain, whereupon the decreasing of the subsoil pore water pressure is fast.

The Korkeamäki bridge in road 290 in Haarajoki was dimensioned as a study case. Examinations showed that the bridge is possible to build on a stone wall foundation. In the earlier plan the bridge was designed to be constructed on a rigid concrete plate, and the embankment was designed to be built of a light weight fill. Because of the new stone wall foundation, it is possible to save the total construction expences about 200 000 FIM.

ALKULAUSE

Tämä soraseinien mitoitusta käsittelevä julkaisu on tehty Uudenmaan tiepiirissä. Työ on tehty yhteistyössä Teknillisen Korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion sekä Tielaitoksen Geokeskuksen kanssa. Työtä varten perustettiin työryhmä, johon kuuluivat:

DI	Matti Kolhinen	Tielaitos Geokeskus
DI	Mikko Smura	Uudenmaan tiepiiri
Apul.prof.	Pauli Vepsäläinen	TKK
Rak.mest.	Reijo Klemetilä	Geo-Yhtymä Oy
Tekn.yo	Anssi Honkala	Uudenmaan tiepiiri

Työhön liittyneet laboratoriotutkimukset on tehty Teknillisen Korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Laboratoriotuloksista on vastannut Matti Lojander. Julkaisun on koornut Anssi Honkala diplomityönsä pohjalta. Työn on rahoittanut Uudenmaan tiepiiri.

MERKINNÄT

A	on	soraseinän leveys seinän alapäässä, m
B		perustuksen leveys seinän yläpäässä, m
D_f		perustamissyvyys, m
E		muodonmuutosmoduuli, kPa
E_d		avoimen tilan muodonmuutosmoduuli, kPa
E_u		suljetun tilan muodonmuutosmoduuli, kPa
F		kokonaisvarmuusluku, -
G		leikkausmoduuli, kPa
H		soraseinän korkeus, m
K_0		lepopaine kerroin, -
K_{pc}		koheesiomaan passiivinen maanpaine kerroin, -
K_1		soraseinän Rankinen passiivinen maanpaine kerroin, -
K_2		koheesiomaan rankinen passiivinen maanpaine kerroin, -
S_d		täyttömateriaalin soveltavuusluku
W		seinän leveys, m
c_1		maan koheesio, kPa
c_2		soraseinän koheesio, kPa
c^t		tehokas koheesio, kPa
c_u		suljettu leikkauslujuus, kPa
c_v		konsolidaatiokerroin, m^2/s
d		täyttömateriaalin raekoko, mm
d_{50}		täyttömateriaalin 50 prosentin läpäisyä vastaava raekoko, mm
d_{20}		täyttömateriaalin 20 prosentin läpäisyä vastaava raekoko, mm
d_{10}		täyttömateriaalin 10 prosentin läpäisyä vastaava raekoko, mm
e_0		alkuhuokosluku, -
i_r		kovuusindeksi, -
k_x		vedenläpäisevyyskerroin vaakasuunnassa, m/vrk
k_y		vedenläpäisevyyskerroin pystysuunnassa, m/vrk
p_c		sorapilarin kapasiteetti, kPa
p_s		perustuksen vieressä vaikuttava kuorma, kPa
q		tasainen pintakuorma, kPa
q_{ult}		soraseinän kapasiteetti, kPa
u		huokosvedenpaine, kPa
z		soraseinän tarkastelusyvyys, m
ϕ_1		soraseinän kitkakulma, °
ϕ_2		maan kitkakulma, °
ϕ^t		tehokas kitkakulma, °
ϕ_c^t		soraseinän kitkakulma, °
v		Poissonin luku, -
v_d		Poissonin luku avoimessa tilassa, -
σ		jännitys, kPa
σ_1		koheesiomaan suurin pääjännitys, kPa
σ_3		koheesiomaan pienin pääjännitys, kPa
σ_1		soraseinän suurin pääjännitys, kPa
σ_{III}		soraseinän pienin pääjännitys, kPa
σ_r		sorapilarin säteen suuntainen kokonaisjännitys, kPa
σ_{r0}		maan vaakasuora kokonaisalkujännitys, kPa
σ_{r0}^t		maan vaakasuora tehokas alkujännitys, kPa
σ_{r1}^t		maan vaakasuora kokonaisrajajännitys, kPa
σ_v^t		pystysuora tehokas rajajännitys, kPa

σ_{v0}	vallitseva pystyjännitys, kPa
θ_1	muutosvyöhykkeen keskuskulma, °
θ_2	muutosvyöhykkeen keskuskulma, °
ξ	aktiivisen Rankinen vyöhykkeen kulma, °
η	aktiivisen Rankinen vyöhykkeen kulma, °
ξ_1	apusuure liukukulman määrittämissä,
ξ_2	apusuure liukukulman määrittämissä,
δ_c	soraseinän liukukulma murtotilanteessa, °
δ	maan liukukulma soraseinän murtotilanteessa, °
γ	tilavuuspaino, kN/m ³
γ_1	soraseinän tilavuuspaino, kN/m ³
γ_2	maan tilavuuspaino, kN/m ³

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Merkinnät	6
SISÄLLYSLUETTELO	8
1 JOHDANTO	11
2 MENETELMÄN KEHITYS JA SOVELLUSKOHEET	13
2.1 Sorapilareiden kehitys	13
2.2 Käyttösovellukset	14
3 RAKENTAMISMENETELMÄT	15
3.1 Sorapilareiden rakentamismenetelmät	15
3.1.1 Täryhuhtelu	15
3.1.2 Tärykorvausmenetelmä (vibro-replacement method)	16
3.1.3 Tärysyrjäytysmenetelmä (vibro-displacement method)	17
3.1.4 Muut menetelmät	19
3.2 Rakentamismenetelmät Suomessa	20
4 SORAPILAREIDEN JA -SEINIEN MITOITUS (KIRJALLISUUS)	22
4.1 Yleistä	22
4.2 Sorapilarirakenteet	22
4.2.1 Bellin menetelmä	22
4.2.2 Vaakasuora rajajännitys Gibsonin ja Andersonin mukaan	23
4.2.3 Murtokuorma Hughesin ja Withersin mukaan	23
4.2.4 Vaakasuora rajajännitys Vesicin mukaan	24
4.2.5 Murtokuorma Brownsin mukaan	24
4.2.6 Sorapilarin murtokapasiteetti Steinfieldin mukaan	24
4.3 Soraseinärakenteet	26
4.3.1 Murtokuorma Madhavin ja Vitkarin mukaan	26
4.3.2 Kapasiteetti Hamed, Das ja Echelbergin mukaan	29
4.4 Eri menetelmien vertailu	31
4.4.1 Lähtöoletukset	31
4.4.2 Vertailutulokset	32
5 LASKELMAT ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ	34
5.1 Lähtötiedot	34
5.1.1 Z_Soil-ohjelma	34
5.1.2 Laskenta- ja materiaalimallit	35
5.2 Kapasiteetilaskelmat	37
5.2.1 Laskelmien suorittaminen	37
5.2.2 Saven leikkauslujuuden, pehmeikön syvyyden ja perustuksen leveyden vaikutus	39
5.2.3 Perustamissyvyyden vaikutus	43
5.2.4 Pohjaveden pinnan vaikutus	44
5.2.5 Saven tilavuuspainon vaikutus	46
5.2.6 Yhteenveto kapasiteetilaskelmista	47

5.3	Painuma- ja siirtymätarkastelut	50
5.3.1	Perustuksen leveyden ja pehmeikön syvyyden vaikutus	50
5.3.2	Poissonin luvun vaikutus	52
5.3.3	Muodonmuutosmoduulin vaikutus	53
5.3.4	Soraseinän leventämisen vaikutus siirtymiin	59
5.4	Soraseinän painumisen nopeus	66
6 KOEKOHDE		68
<hr/>		
6.1	Kohteen kuvaus	68
6.2	Tehdyt tutkimukset ja maaperäkuvaus	68
6.3	Koekohteen laskelmat	71
6.3.1	Laskentamallin muodostaminen	71
6.3.2	Varmuustarkastelut	72
6.3.3	Painumatarkastelut	75
7 PÄÄTELMÄT JA SUOSITUKSET		80
<hr/>		
8 YHTEENVETO		83
<hr/>		
KIRJALLISUUS		86
<hr/>		

1. JOHDANTO

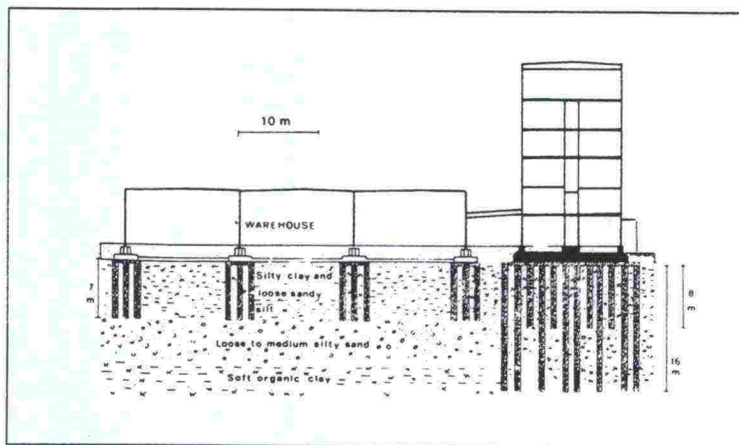
Tässä työssä on tutkittu ulkomailla paljon käytettyjen sorapilareiden rakentamismenetelmiä, ulkomailla kehitettyjä teoreettisia mitoituskaavoja, sekä tutkittu elementtimenettelmällä rakenteen erään sovelluksen eli soraseinän soveltuvuutta Suomeen.

Sorapilarit (stone columns) vastaavat ulkomuodoltaan paljolti Suomessa käytettyä syvästabilointia (kuva 1). Sorapilareiden käyttöä kokeiltiin ensimmäisen kerran jo 1830-luvulla. Kuitenkin vasta 1960-luvulla kivi- pilareita tehtiin ensimmäisen kerran koheesiomaahan [Hughes 1974].

Sorapilareiden erilaisia käyttökohteita löytyy kirjallisuudesta lukuisia, joista mainittakoon:

- tankkien, sillojen, siltojen, kasuunien ja rakennusten pohjanvahvistuksina
- tie- ja rautatiepenkereiden pohjanvahvistuksina
- tukiseinien pohjanvahvistuksena, sekä tukiseinän takana pienentämässä maanpainetta (kitkakulman suurentaminen)
- paalujen sivuttaistuen parantaminen
- juoksettumisen ehkäisy maanjäristysalueilla
- maan tai merenpohjan eroosion vähentäminen

Pilarien rakentamiseen on ulkomailla kehitetty monia eri menetelmiä mm. täryhuuhtelulaitteistoon perustuvat menetelmät, dynaaminen korvausmenettely, Franki-paalu-systeemiin perustuva menetelmä sekä reiän poraukseen perustuvat menetelmät. Lisäksi on menetelmiä joissa sora- tai kivi- pilaria betonoidaan tai injektoidaan [Jebe, Bartels 1983].



Kuva 1: Esimerkki sorapilareiden käytöstä [Colleselli et al. 1983]

Suomessa ei sorapilarirakenteita ole käytetty. Soraseinärakenteita sen sijaan on käytetty jossain määrin talonrakennuspuolella. Soraseinärakenteen voidaan katsoa olevan eräänlainen kavennettu massanvaihto, jossa seinät on tehty yksinkertaisesti kaivamalla ja täyttämällä. Suomessa nykyisten ohjeiden mukaan tehtävät perustusten alapuoliset täytöt johtavat suhteellisen

massiivisiin massamääriin kun pehmeikön syvyys kasvaa. Tämän työn eräänä tarkoituksena olikin myös selvittää, onko massanvaihtoa mahdollisuutta kaventaa.

Sorapilareiden ja soraseinien mitoitukseen on ulkomailla kehitetty monia eri menetelmiä. Menetelmät perustuvat yleensä pilarin tai seinän välissä vaikuttaviin passiivi- ja aktiivimaanpaineen mukaisiin jännitystarkasteluihin, mutta osassa menetelmiä on kehitelty erimuotoisiin liukupintoihin perustuvia mitoituskaavoja.

Kirjallisuudesta löytyneet sorapilareiden painumatarkastelut on kehitelty yleensä pilarikentille, joten niiden tarkasteluja ei tässä työssä ole esitetty, vaan painumia tarkastellaan soraseinärakenteilla elementtilaskentaohjelmaa Z_Soil käyttäen. Elementtiohjelmalla tarkastellaan myös soraseinien kapasiteetteja, ja niitä vertaillaan kirjallisuuden mitoitusmenetelmiin.

Työssä pyritään selvittämään soraseinän mittojen, pohjamaan parametrien (leikkauslujuus, tilavuuspaino, muodonmuutosmoduuli, Poissonin luku), pohjaveden pinnan syvyyden ja perustamissyvyyden vaikutuksia soraseinän kapasiteettiin ja painumiin. Koska soraseinän voidaan katsoa toimivan eräänlaisena suurena pystyjana, on tarkoitus selvittää myös, onko soraseinän primääriseen konsolidaatiopainuman nopeudella merkitystä soraseinän suunnittelussa.

Soraseinän käytännön soveltuvuutta tutkitaan koekohteessa, joksi on valittu Mt290 välillä Haarajoki-Nuppulinnantie Korkeamäen alikulku S9. Mitoitusmenetelmänä on tarkoitus käyttää elementtimenetelmää, sekä työnaikaisen vakavuuksien tarkasteluissa lisäksi Fulgeo-vakavuusohjelmaa.

2. MENETELMÄN KEHITYS JA SOVELLUSKOHTEET

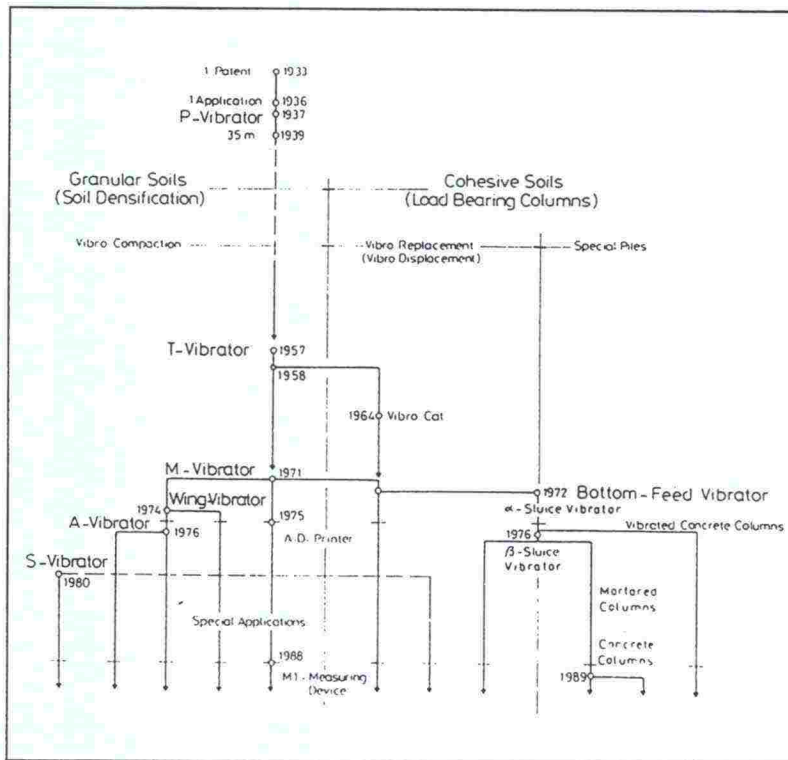
2.1 Sorapilareiden kehitys

Sorapilareita on kirjallisuuden perusteella käytetty ensimmäisen kerran Ranskassa 1830-luvulla sotilasinsinöörien toimesta raskaan metallisulaton perustuksen alla. Pilarit olivat 2 metriä pitkiä ja niiden läpimitta oli 0.2 metriä. Pilarit rakennettiin lyömällä ensin paalu maahan, jonka jälkeen paalu poistettiin ja syntynyt reikä täytettiin murskatulla kalkkikivellä.

Seuraavan kerran kivitilareita käytettiin vasta 1930-luvulla, jolloin ne keksittiin uudelleen eräänlaisena täryhuuhtelun oheistuotteena tiivistettäessä kitkamaalajeja. Kuitenkin vasta 1960-luvulla täryhuuhtelua käytettiin kivitilareiden tekoon koheesiomaassa [Hughes 1974].

Myöhemmin on täryhuuhtelulaitteistoon perustuen kehitetty erilaisia menetelmiä sorapilareiden tekoon. Kuvassa 2 on esitetty menetelmien kehitys [Moseley 1993] mukaan.

Tämän tutkimuksen luvussa 3 on esitetty täryhuuhtelulaitteistoon perustuvia rakentamismenetelmiä sekä joitakin muita yleisimpiä menetelmiä.



Kuva 2: Syvätiivistysmenetelmien kehitys [Mosley 1993]

2.2 Käyttösovellukset

Sorapilareita on kirjallisuuden perusteella käytetty moniin eri tarkoituksiin, joissa käytöllä pyritään [Munfakh 1987]:

- kantavuuden lisäämiseen
- vähentämään painumia
- nopeuttamaan konsolidaatiota
- parantamaan penkereiden ja liukupintojen vakavuutta
- saada maa toimimaan eräänlaisena tukirakenteena
- tukemaan tukiseiniä
- vähentämään maan juoksettumisen vaaraa

3. RAKENTAMISMENETELMÄT

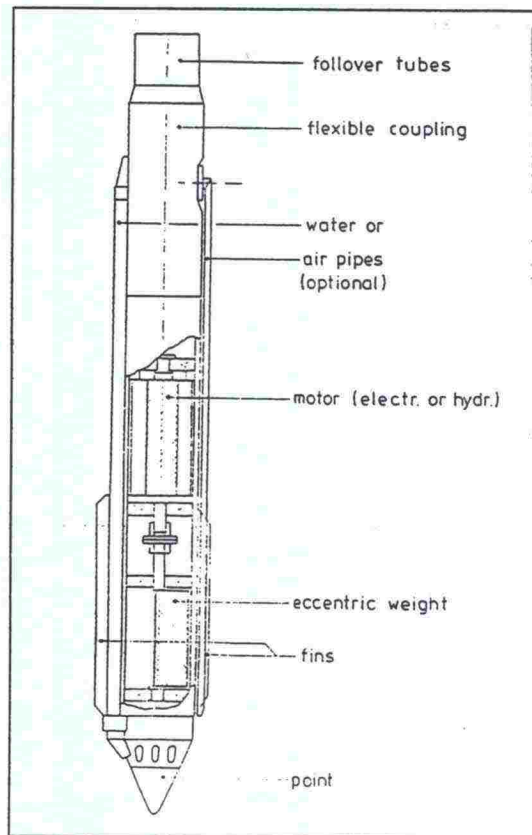
3.1 Sorapilareiden rakentamismenetelmät

3.1.1 Täryhuuhtelu

Sora- tai kivitilareiden käyttö alkoi siis mukaelmana täryhuuhtelusta, jota käytettiin pääasiassa löyhien hiekkakerrosten tiivistämiseen. Menetelmässä käytetään sauvamaista tärytintä, jolla aikaansaadaan leikkausaaltoja. Maa juoksettuu, jolloin huokospaineen poistuminen ja rakeiden uudelleen järjestyminen tiiviimpään muotoon on mahdollista painovoiman ansiosta. Tärytin tunkeutuu maahan vesihuuhtelun, painovoiman ja tärytyksen yhteisvaikutuksesta ja käsittelysyvyys voi olla jopa 35 metriä. Muista samantyyppisistä tiivistystavoista täryhuuhtelu eroaa siinä, että voimanlähde on osa upotettavaa tärytintä.

Tärytinlaitteisto koostuu neljästä osasta:

1. Täryttimestä, joka on elastisella liitoksella kiinnitetty jatkoputkiin (kuva 3).
2. Peruskoneesta, joka kannattelee tärytintä ja jatkoputkia.
3. Tärykorvausmenettelyssä rakeisen materiaalin kuljetuskalustosta.
4. Kontrolli- ja seurantalaitteista.



Kuva 3: Tärytinlaitteisto [Moseley 1993]

Täryhuuhtelulaite on yleensä noin 3...4.9 metriä pitkä teräsputki, jonka halkaisija on 0.3...0.4 metriä. Täryttimen sisällä on epäkesko, jota pyörittävä moottori voi olla hydraulinen tai sähkökäyttöinen. Tärytintyökalun kärjessä ja

yläosassa on virtausaukot, joiden kautta voidaan johtaa vettä tai ilmaa [Moseley 1993].

Nykyään käytössä olevien yleisimpien täryttimien ominaisuudet on esitetty seuraavassa taulukossa. Eri täryttimet soveltuvat eri tapauksiin, ja niiden valinta suoritetaan maapohjan rakeisuuden, kohteen laatuvaatimusten ja rakenteen ominaisuuksien kuten perustuksen muodon ja painumaherkkyuden perusteella [Jebe, Bartels 1983].

Taulukko 1: Yleisimmät tärytintyytit [Jebe, Bartels 1983]

Tyyppi	Moottorin teho kW	Nopeus rpm	Keskipakovoima kN	Amplitudi mm	Huom!
T-tärytin	35-60	3000,00	160	4	1.sukupolvi
M-tärytin	50,00	3000,00	160	7	2.sukupolvi
A-tärytin	50-80	3 000-2 000	160	14	2.sukupolvi
S-tärytin	120,00	1800,00	220	16	3.sukupolvi

Kitkamaalajeissa tärytys ja huuhtelu erottavat rakeet, karkea aines vajoaa alas ja hienoaines nousee veden mukana ylös. Pinnalle muodostuvaa suppiloa täytetään rakeisella materiaalilla.

Koheesiomaissa mekaanisen tärytyksen vaikutus on vähäinen. Huokospaineen tasoittuminen vie kauan, maapartikkelit eivät erotu, eikä maa näin ollen pääse asettumaan tiiviimpään tilaan [Baumann, Bauer 1974]. Tällöin täryhuuhtelulaitteistoa voidaan soveltaa sorapilareiden tekemiseen joko kuiva- tai märkämenetelmällä. Menetelmistä voidaan käyttää myös täryryjätys- tai tärykorvausmenetelmänimiä (vibro-replacement method tai vibro displacement method).

Sorapilareiden käyttöä ei kuitenkaan suositella yleensä käytettäväksi jos sensitiivisyys on suurempi kuin 5 [Munfakh, Barksdale 1987].

3.1.2. Tärykorvausmenetelmä (vibro-replacement method)

Märkä- eli tärykorvausmenetelmässä maahan tehdään täryhuuhtelulaitteistolla haluttuun syvyyteen ulottuva reikä. Vesihuhtelu kuljettaa hienon aineksen maan pinnalle. Kaivanto täytetään paloittain kiviaineksella vuoroin nostamalla ja laskemalla tärytintä. Täyttömateriaali sulloutuu ympäröivään maahan muodostaen sorapaalun.

Täyttömateriaalin soveltuvuutta voidaan arvioida [Braun 1978] kokemuksen perustuvan kaavan avulla täyttömateriaalin läpäisyprosenttien d_{50} , d_{20} , d_{10} mukaan.

$$S_d = \sqrt{\frac{3}{d_{50}^2} + \frac{1}{d_{20}^2} + \frac{1}{d_{10}^2}} \quad (1)$$

Taulukko 2: Täyttömateriaalin soveltuvuus

Sopivuus	S_d
Erinomainen	0-10
Hyvä	10-20
Sopiva	20-30
Huono	30-50
Sopimaton	50,00

Mikäli menetelmässä syntyy niin suuria leikkausjännityksiä, että perusmaa sortuu reikään, jatkuvalla vesivirralla saadaan sortunut maa siirtymään maan pinnalle. Tällöin paloittain lisättävä kiviaines laajenee perusmaahan niin kauan että tasapaino saavutetaan. Pilarin läpimitta vaihtelee syvyyden mukaan ja se on yleensä suurempi pilarin pohjalla, lähellä maanpintaa ja heikoimmissa kerroksissa.

Märkämenetelmä soveltuu parhaiten hyvin pehmeille maille ($C_u=15-50$ kPa) ja pohjaveden alapuolella käytettäväksi. Pehmeissä maalajeissa putki jätetään maahan, jatkuva vesivirta stabiloi reiän reunat ja siirtää hienoaineksen pois. Reiän reunoista tiputetaan kiviainesta jolloin saadaan puhdas rakeinen pilari. Menetelmän haittana on suuren vesimäärän käyttö, jolloin siitä saattaa aiheutua ympäristölle haittaa.

Menetelmällä syntyvien pilareiden koko vaihtelee 0.45 -1.2 metrin välillä. [Munfakh, Barksdale 1987].

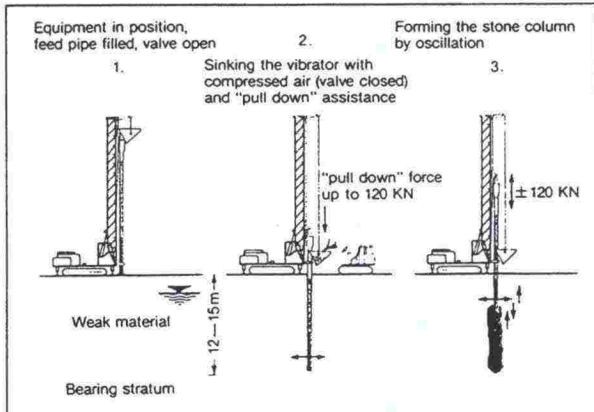
3.1.3 Tärysyrjäytysmenetelmällä (vibro-displacement method)

Kuiva- eli tärysyrjäytysmenetelmässä tärytin syrjäyttää maan vaakasuunnassa. Tunkeutumisen parantamiseksi käytetään yleensä ilmanpainetta. Halutussa syvyydessä putki poistetaan, jolloin nostossa syntyvä imu estyy ilmanpaineella ja estää reiän sortumisen. Täyttömateriaali lisätään paloittain reikään ja tiivistetään laskemalla tärytin uudestaan reikään. Kuivamenetelmällä tehdyt paalut ovat normaalisti läpimitaltaan pienempiä kuin märkämenetelmällä, koska kuivamenetelmää käytetään lujemmissa maissa ja luonnonmaata ei poisteta.

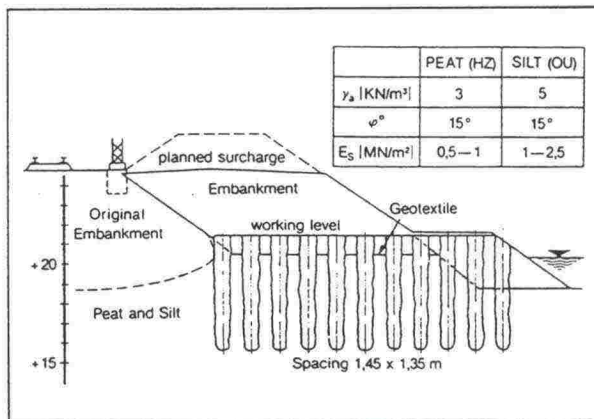
Menetelmä soveltuu pohjaveden yläpuolella, vähän sensitiivisille maille, joiden suljettu leikkauslujuus on 30-60 kPa. [Munfakh, Barksdale 1987]. Tuen-
 ta ei saa tehdä ilmalla, mikäli suljettu leikkauslujuus on alle 20 kPa. Tällöin on olemassa vaara, että ilmavirta pääsee karkaamaan maakerrosten kautta pinnalle, jolloin maapohja huonontuu huomattavasti [Bell 1975].

Heikoilla maille putkea ei voida nostaa pois reiästä, koska reikä ei pysyisi auki luonnonmaan pienen leikkauslujuuden vuoksi. Saksassa kehitettiin 1976 erityinen "Bottom -Feed Vibrator", eli eräänlainen pohjasyötetärytin laajentamaan kuivamenetelmän käyttöä myös vedellä kyllästyneille ja heikoille maille. Menetelmällä sorapaalu muodostetaan syöttämällä täytemateriaali tärytynyksikön läpi. Näin tärytintä ei tarvitse nostaa pois reiästä täyten mahdollistamiseksi (kuva 4). Kuvassa 5 on esitetty esimerkkikohde mene-

telmän käytöstä rautatiepenkereen alla Saksassa. Taulukossa 3 on esitetty Bottom-Feed- systeemillä erilaisille mailla syntyvien pilarien kokoja [Jebe, Bartels 1983].



Kuva 4: Bottom-Feed Vibrator [Jebe, Bartels 1983]

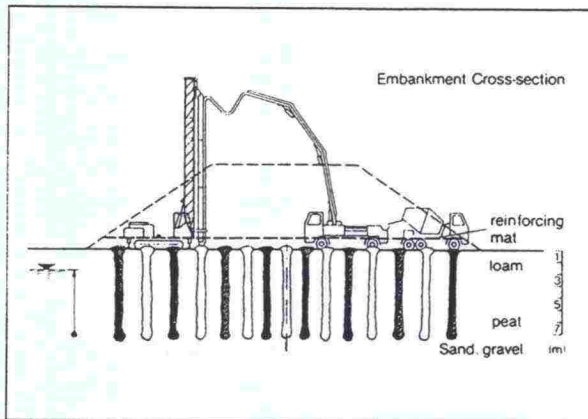


Kuva 5: Esimerkkikohde Bottom-Feed'in käytöstä [Jebe, Bartels 1983]

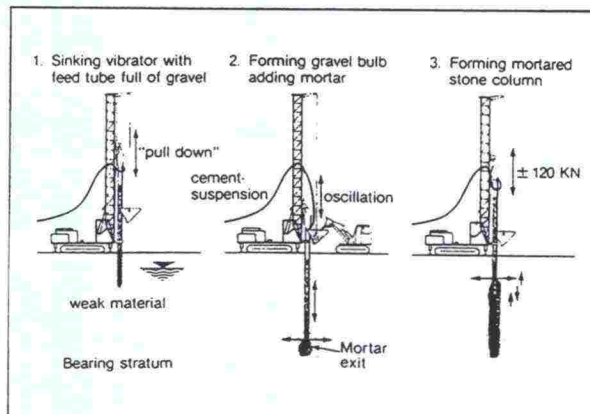
Taulukko 3: Kivipilareiden ominaisuudet Bottom-Feed systeemillä [Jebe, Bartels 1983].

Pohjamaan tyyppi	Kivimenekki t/m	Pilarin pinta-ala m ²	Keskimääräinen halkaisija cm
1. hiekkainen siltti	0.55-0.85	0.29-0.45	60-75
2. luja siltti	0.38-0.65	0.20-0.33	50-65
3. pehmeä siltti	0.65-1.10	0.33-0.58	65-85
4. alluviaalinen savi	0.86-1.22	0.45-0.64	75-90
5. turve, orgaaninen savi	0.86-2.00	0.45-1.15	75-115
6. tuffi	0.86-1.48	0.45-0.78	75-100

Pohjasyötetäryttimestä on tehty myös modifikaatiot, joilla voidaan tehdä betonipaaluja (Concreted Vibro-Columns, kuva 6) ja injektoituja sorapaaluja (Mortered Stone Columns, kuva 7) [Jebe, Bartels 1983].



Kuva 6: Concreted Vibro-Columns [Jebe, Bartels 1983]



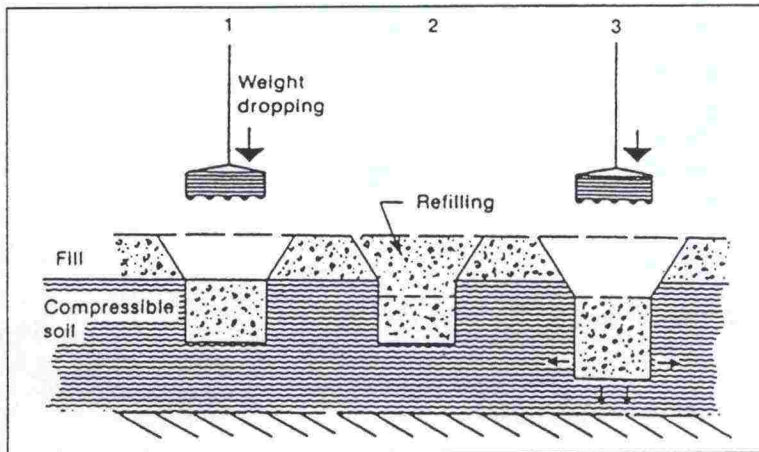
Kuva 7: Mortered Vibro-Columns [Jebe, Bartels 1983].

3.1.4 Muut menetelmät

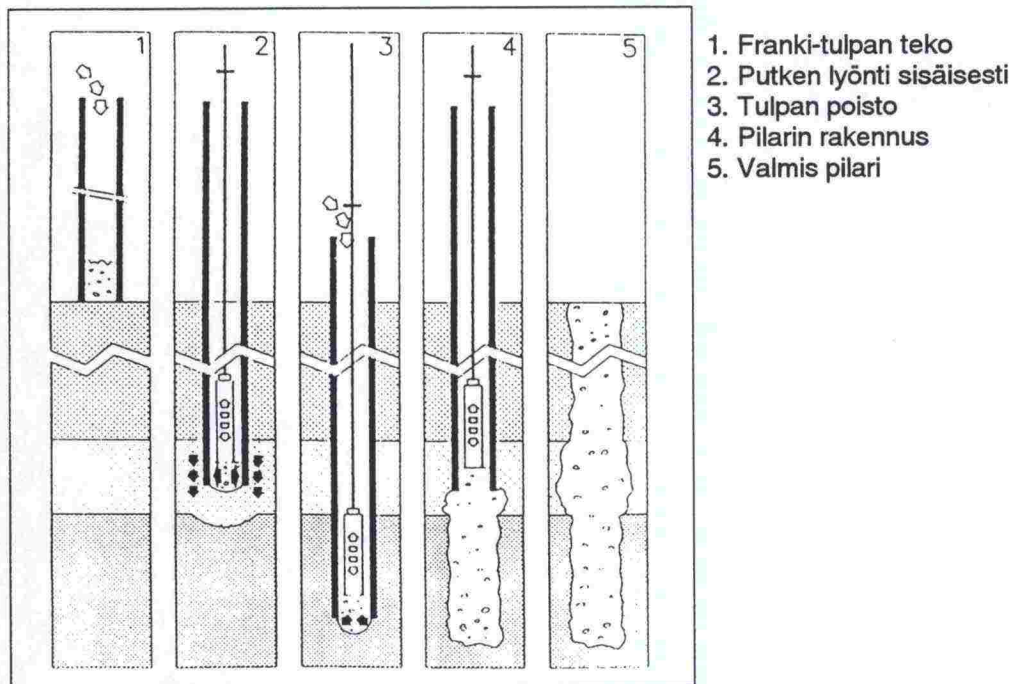
Dynaaminen korvausmenetelmä (dynamic-replacement method) on esitetty kuvassa 8. Maan pinnalla oleva karkea täyttömateriaali hakataan painavalla pudotuspainolla maan sisään. Menetelmää on käytetty Ranskassa [Liasu,1984].

Belgiassa on käytetty menetelmää, jossa maahan on tehty reikä putkella tai poraamalla. Karkea täyttömateriaali on lisätty reikään paloittain ja hakattu painavalla pudotuslaitteella luonnonmaahan (vastaa Franki-paalun tekoa, kuva 9) [Munfakh, Barksdale 1987].

Japanissa käytetään tiivistettyjä hiekkapilareita. Menetelmästä käytetään nimeä vibro-composer. Menetelmässä onto putki asennetaan haluttuun syvyyteen täyttämällä painavalla täryvasaralla. Putkea täytetään hiekalla ja samalla putkea nostetaan hieman jolloin paineilman avulla hiekka pakotetaan perusmaahan. Putki lasketaan uudestaan alemmaksi ja hiekkakerros tiivistetään [Aboshi, et. al, 1979].



Kuva 8: Dynaaminen korvausmenettely [Liausu 1984].



1. Franki-tulpan teko
2. Putken lyönti sisäisesti
3. Tulpan poisto
4. Pilarin rakennus
5. Valmis pilari

Kuva 9: Sullottu kivipilari Franki-systeemillä [De Cock 1994].

3.2 Rakentamismenetelmät Suomessa

Suomessa ei ole käytetty varsinaisia pilarimaisia sorapilareita, vaan seinämäisiä rakenteita, jotka ovat eräällä tavalla kavennettuja massanvaihtoja. Suomessa toteutetut kohteet ovat olleet pääasiassa talonrakennuspuolella (noin 30 kpl). Kohteissa soraseiniä on käytetty lähinnä maanvaraisten lattioiden tai kantavien seinien anturoiden alapuolella vaihtoehtorakenteena esimerkiksi paalutuksille.

Soraseinät on kohteissa tehty kaivamalla. Yleensä soraseiniä on kuormitettu painopenkereellä niin, että loppupainumia on voitu vähentää. Rakennuksen takuaikana on suoritettu lisäksi painumatarkkailua rakennukseen sijoitetuista mittauspisteistä.

Soraseinien mitoituksia ei ole varsinaisesti suoritettu laskennallisesti, vaan niitä on rakennettu pääsääntöisesti käytännön kokemukseen perustuen.

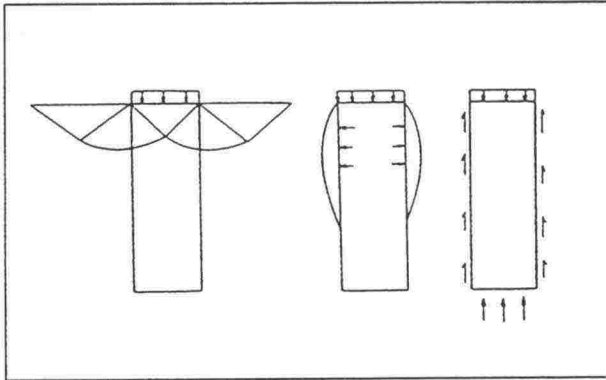
Toteutuneista kohteista tehdyt painumatarkkailut osoittavat menetelmän onnistuneen, ja kustannussäästöt ovat yleensä olleet merkittäviä.

4. SORAPILAREIDEN JA SEINIEN MITOITUS

4.1 Yleistä

Koska Suomessa toteutettavat sorapilarikohteet voivat lähinnä olla soraseinämäisiä rakenteita esim. pitkien anturoiden alla, ei tässä diplomityössä käsitellä sorapilarikentille kehitettyjä laskentamalleja. Kirjallisuudesta on etsitty niitä laskentamenetelmiä, jotka soveltuvat pitkien soraseinien, tai yksittäisten suurien sorapilareiden laskemiseen esim. pilarianturan alla.

Lähteen [Madhav, Vitkar 1978] mukaan sorapaalu voi suljetussa tilassa murtua kuvan 10 mukaisesti joko a) leikkautumalla, b) syrjäytymällä (pullahattamalla) tai c) vajoamalla. Sorapaaluilla täytyy olla riittävä varmuus murtumista vastaan eikä rakenteelle sallittuja painumia saa ylittää.



Kuva 10: Sorapaalun murtumistyyppit [Madhav, Vitkar 1978]

4.2 Sorapilarirakenteet

4.2.1 Bellin menetelmä

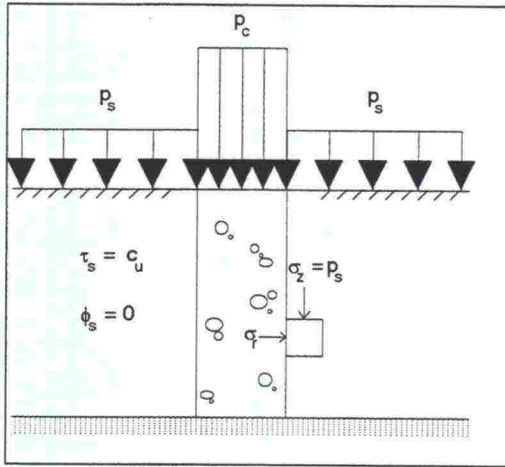
Bell on esittänyt kuvassa 10b esitetylle tapaukselle laskentamallin. Mallin mukaan soraseinä tai paalu tehdään koheesiomaahan, jonka tilavuuspaino $\gamma_s = 0$ ja kitkakulma $\phi_s = 0$. Kuvan 11 merkinnöin saadaan murtokapasiteetti kaavasta:

$$p_c = \sigma_r K_{pc} \quad (2)$$

$$\sigma_r = p_s + 2c_u \quad (3)$$

$$K_{pc} = \tan^2(45^\circ + \phi_c/2) \quad (4)$$

(Rankinen passiivinen maanpainekerroin)



Kuva 11: Bellin laskentamalli

4.2.2 Vaakasuora rajajännitys Gibsonin ja Andersonin mukaan

Mikäli sorapaalun pullahtamista (tapaus 10b) ajatellaan sylinterimäisenä laajentumisena ympäröivään luonnonmaahan, sitä voidaan verrata pressometrikokeeseen, jossa sylinteriä laajennetaan sisäisellä paineella maahan tehdyn reiän seiniä vastaan. Pressometreilla tehdyt kokeet osoittavat, että pilarin laajentuessa maan säteittäinen resistanssi kasvaa raja-arvoon, jossa määräämätön pullahtaminen tapahtuu [Hughes, Withers 1974].

Gibson ja Andersson [1961] ovat käsitelleet maata elasto-plastisena materiaalina ja kehittäneet maan vaakasuoralle rajajännitykselle kaavan:

$$\sigma_{rL} = \sigma_{r0} + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E}{2c_u(1 + \nu)} \right) \right] \quad (5)$$

σ_{r0} = maan vaakasuuntainen alkujännitys
 c_u = suljettu leikkauslujuus
 E = kimmomoduuli
 ν = Poissonin luku

Pilarin murtokapasiteetti voidaan laskea kaavan (2) avulla.

4.2.3 Murtokuorma Hughesin ja Withersin mukaan

Hughes ja Withersin [1974] mukaan nopeiden pressometrikokeiden perusteella yhtälöä (5) voidaan aproksimoida kaavalla:

$$\sigma_{rL} = \sigma'_{r0} + 4c_u + u \quad (6)$$

u = huokosvedenpaine

Mikäli pilari on kriittisessä jännitystilassa voidaan tehokas pystysuora jännitys laskea kaavasta:

$$\sigma'_v = \frac{(1 + \sin\phi')}{(1 - \sin\phi')} \sigma'_{rL} \quad (7)$$

ϕ' on pilarin sisäinen kitkakulma. Kaavasta (7) saadaan edelleen

$$\sigma'_v = \frac{(1 + \sin\phi')}{(1 - \sin\phi')} (\sigma_{r0} + 4c_u - u) \quad (8)$$

4.2.4 Vaakasuora rajajännitys Vesicin mukaan

Vesic [1972] on käsitellyt kokoavaruudessa olevan pallomaisen ja sylinterimäisen reiän laajenemista sisäisen paineen vaikutuksesta. Huomioon on otettu plastisoituvan vyöhykkeen koheesio- ja kitkaominaisuudet, sekä tilavuudenmuutos. Erikoistapauksena saadaan Gibsonin ja Andersonin kaava (5). Vesic on kaavan käytön helpottamiseksi ottanut käyttöön ns. kovuusindeksin kun vahvistettavan maan kitkakulma on nolla:

$$i_r = \frac{E}{2c_u(1 + \nu)} = \frac{G}{c_u} \quad (9)$$

Kovuusindeksille on tutkija antanut arvoja eri maalajille, esimerkiksi kyllästetyille savelle $10 \leq i_r \leq 300$.

Kovuusindeksin avulla saadaan:

$$\sigma'_v = [(\sigma'_{r0} + c_u(1 + \ln i_r))] K_{pc} \quad (10)$$

4.2.5 Murtokuorma Brownsin mukaan

Brownsin [1978] mukaan yhtälölle (5) voidaan esittää aproksimaatio kaavalla (11):

$$\sigma_{rL} = \sigma_{r0} + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E}{3c_u} \right) \right] \quad (11)$$

4.2.6 Sorapilarin murtokapasiteetti Steinfieldin mukaan

Steinfield [Browns 1978] on käsitellyt sorapalun käyttäytymistä murtuvan kolmiakσιαalinäytteen tavoin. Mallissa on maan tilavuuspaino oletettu nolaksi, jolloin sivuttaistuki on syvyydestä riippumaton. Kuvassa 12 on esitetty mallin perusteet. Pintojen geometriasta voidaan johtaa kaavat:

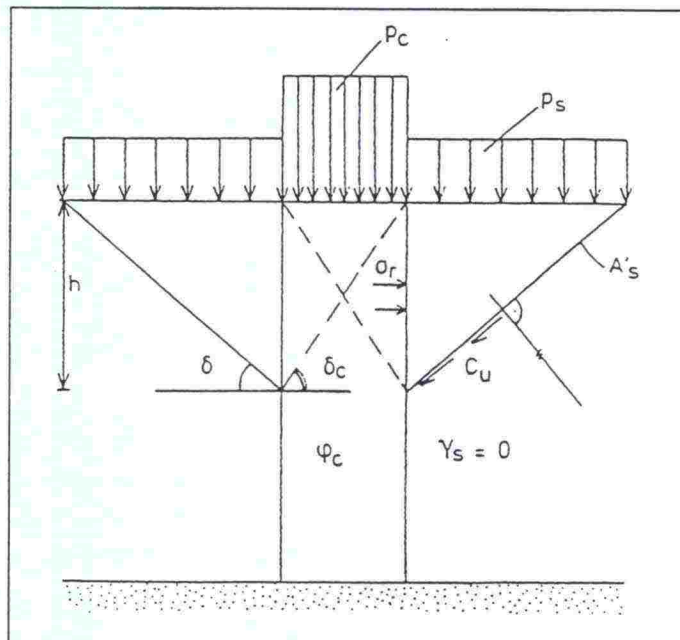
$$\sigma_r = \left(p_s + \frac{2}{\tan \delta_c} c_u \right) \left(1 + \frac{\tan \delta_c}{\tan \delta} \right) \quad (12)$$

josta edelleen voidaan johtaa,

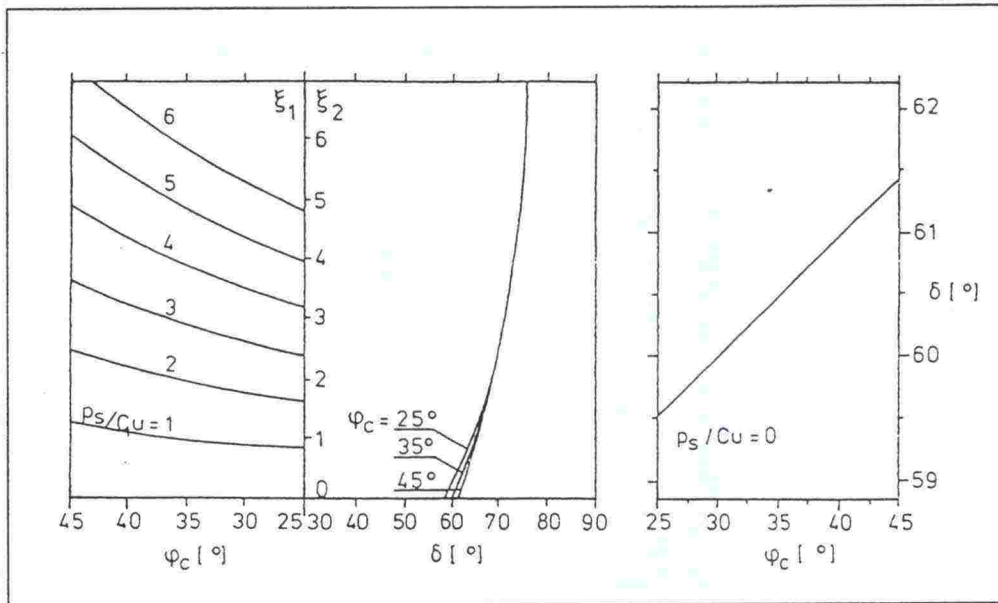
$$\frac{p_c}{c_u} = \left(\frac{p_s}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \left(1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right) K_{pc} \quad (13)$$

Kulma δ saadaan minimoimalla passiivinen maanvastus derivoimalla kaava (13) δ :n suhteen ja etsimällä sen nollakohta. Derivaatalle ei ole olemassa tarkkaa ratkaisua, joten kulma on määritettävä kokeilemalla kaavasta (14) tai käyttämällä kuvassa (13) esitettyä nomogrammia.

$$\xi_1 = \frac{p_s}{c_u} \tan \delta_c = \frac{\tan \delta}{\tan 2\delta} + \frac{\tan \delta_c}{\tan 2\delta} + \frac{\tan \delta_c}{\tan 2\delta} = \xi_2 \quad (14)$$



Kuva 12: Steinfeldin laskentamalli [Browns 1978]



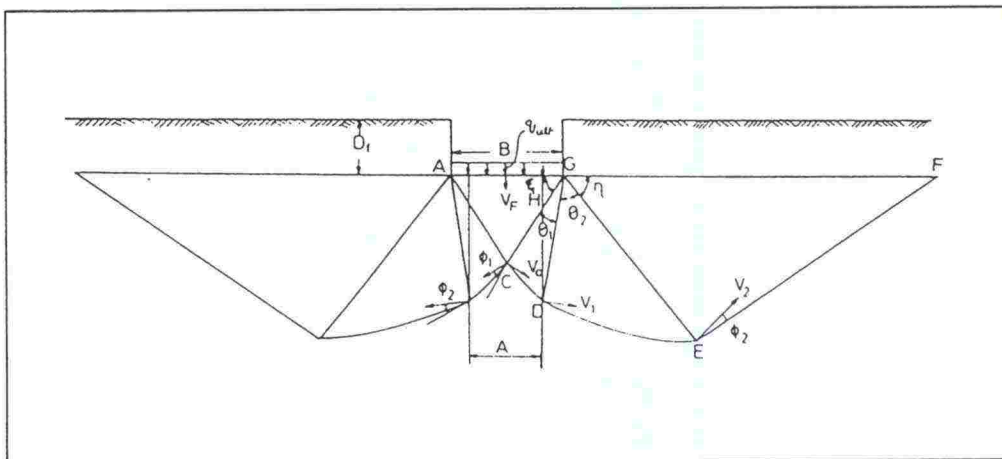
Kuva 13: Diagrammi liukukulman δ määrittämiseksi [Browns 1978]

4.3 Soraseinärakenteet

4.3.1 Murtokuorma Madhavin ja Vitkarin mukaan

Lähteessä [Madhav, Vitkar 1978] on esitetty soraseinän kapasiteetin arvioimiseksi leikkautumiseen (kuva 10a) perustuva menetelmä. Murtokriteerinä on käytetty Coulombin murtokriteeriä.

Kuvassa 14 on esitetty murtomekanismi seinälle, jonka paksuus on A ja kuormituksen leveys on B.



Kuva 14: Murtomekanismi soraseinälle $A/B \leq 1$ [Madhav, Vitkar 1978]

Menetelmässä seinä ja luonnonmaa jaetaan neljään eri vyöhykkeeseen:

- 1) aktiivinen Rankinen vyöhyke AGC, jonka kulma on ξ .
- 2) sekalainen muutosvyöhyke GCD, jonka keskuskulma on θ_1 , ja joka rajoittuu logaritmiseen spiraaliin seinän materiaalin kitkakulman ϕ_1 funktiona.

- 3) muutosvyöhyke GDE, jonka keskuskulma on θ_2 ja joka rajoittuu logaritmiiseen spiraaliin saven kitkakulman ϕ_2 funktiona.
- 4) passiivinen Rankinen vyöhyke GEF, jonka kulma on η .

Kulmat θ_1 ja θ_2 riippuvat kulmasta ξ ja η , suhteesta A/B , ja seinän materiaalin kitkakulmasta.

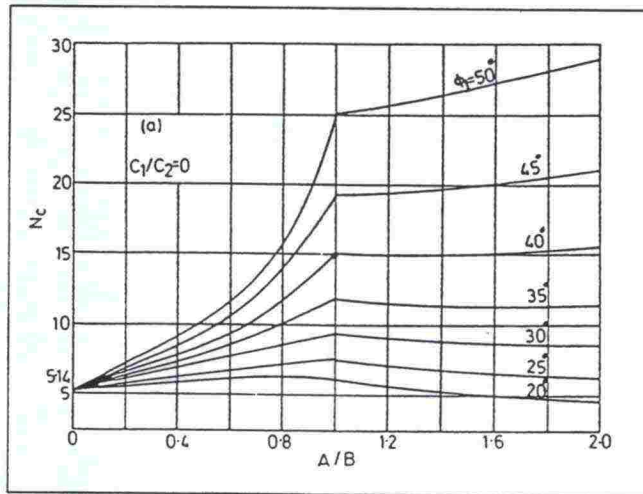
Energiatarkasteluihin [Chen, 1975] perustuen seinän kapasiteetille voidaan muodostaa yhtälö

$$q_{ult} = C_2 N_c + (\gamma_2 B/2) N_\gamma + D_f \gamma_2 N_q \quad (15)$$

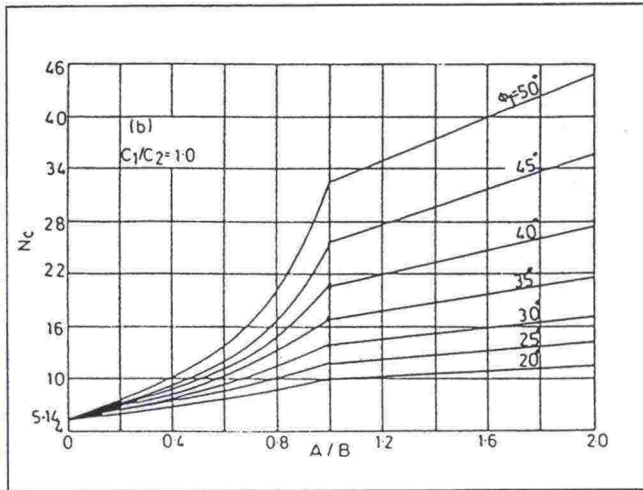
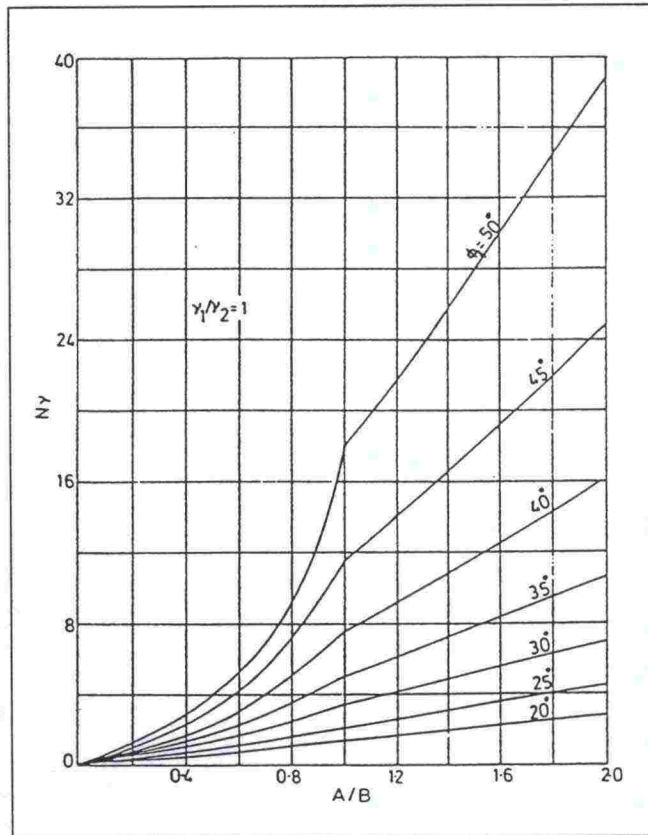
$$N_c = C_1 / C_2 N_{c1} + N_{c2} \quad (16)$$

$$N_\gamma = (\gamma_1 / \gamma_2) N_{\gamma 1} + N_{\gamma 2} \quad (17)$$

N_{c1} , N_{c2} , $N_{\gamma 1}$, ja $N_{\gamma 2}$ ovat dimensiottomia kertoimia jotka riippuvat maan ja seinän ominaisuuksista, sekä suhteesta A/B :llä. C_2 , γ_2 , ja C_1 , γ_1 ovat maan ja seinän koheesio ja tilavuuspaino. D_f on perustuksen syvyys. Kertoimet saadaan kuvista 15, 16, 17, 19. Kuvassa 19 on esitetty murtomekanismi seinälle jossa $A/B \geq 1$.



Kuva 15: Kantavuuskerroin N_c

Kuva 16: Kantavuuskerroin N_c Kuva 17: Kantavuuskerroin N_y

Johtopäätösten vuoksi Hamed, Das ja Echelberger esittivät alustavan tavan seinän maksimikapasiteetin arvioimiseksi tapaukselle jossa $c_2 = c_u$, $\phi_2 = 0$, $c_1 = 0$ ja $B=W$. Teorian lähtökohta on esitetty kuvassa 20.

Kuvassa on esitetty kaksi maaelementtiä A ja B. Elementille A suurempi pääjännitys on σ_1 ja pienempi pääjännitys σ_{III} . Saadaan siis:

$$\sigma_1 = q_u = K_{p1} \sigma_{III} \quad (18)$$

$$K_{p1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1/2) \quad (19)$$

(Rankinen passiivinen maanpaine kerroin)

Maaelementille B, suurempi pääjännitys on σ_1 ja pienempi pääjännitys σ_3 .

$$\sigma_3 = \gamma_2 D_f \quad (20)$$

$$\sigma_1 = K_{p2} \sigma_3 + 2c_u \sqrt{K_{p2}} \quad (21)$$

Koska malli on kehitetty savelle, jonka kitkakulma $\phi_2 = 0$, saadaan $K_{p2}=1$. Näin ollen kaavalle (21) voidaan kirjoittaa suppeampi muoto:

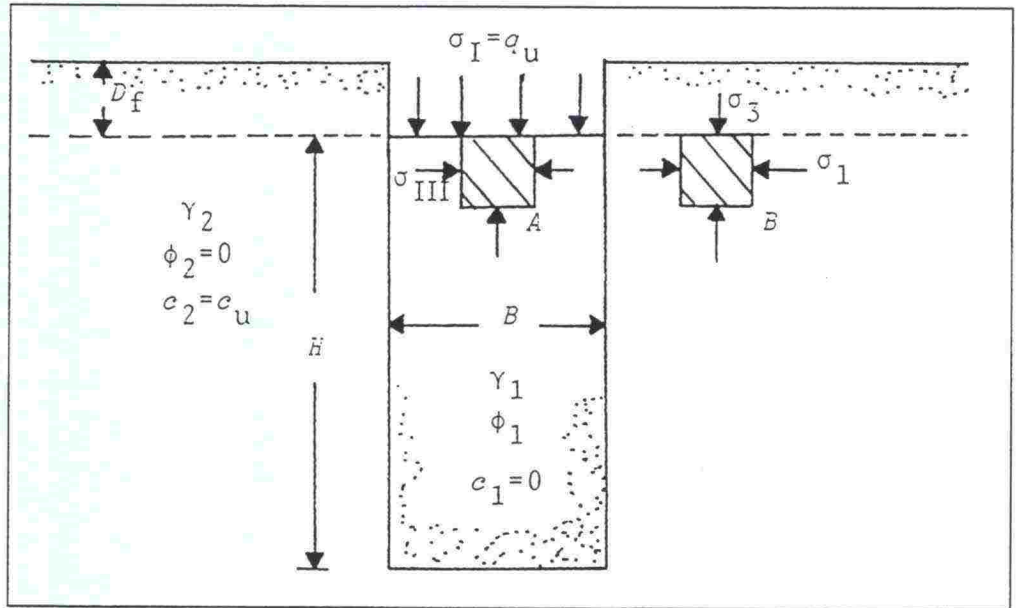
$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c_u = \gamma_2 D_f + 2c_u \quad (22)$$

Seinän murtumisen oletetaan tapahtuvan pullahdustyypisesti jolloin:

$$\sigma_1 = \sigma_{III} \quad (23)$$

Yhdistämällä kaavat (18), (22) ja (23) saadaan:

$$\begin{aligned} q_u &= K_{p1} (\gamma_2 D_f + 2c_u) \quad (24) \\ &= (\gamma_2 D_f + 2c_u) \tan^2(45^\circ + \phi_1/2) \end{aligned}$$



Kuva 20: Laskentamalli [Hamed, Das, ja Echelberger 1986]

4.4 Eri menetelmien vertailu

4.4.1 Lähtöoletukset

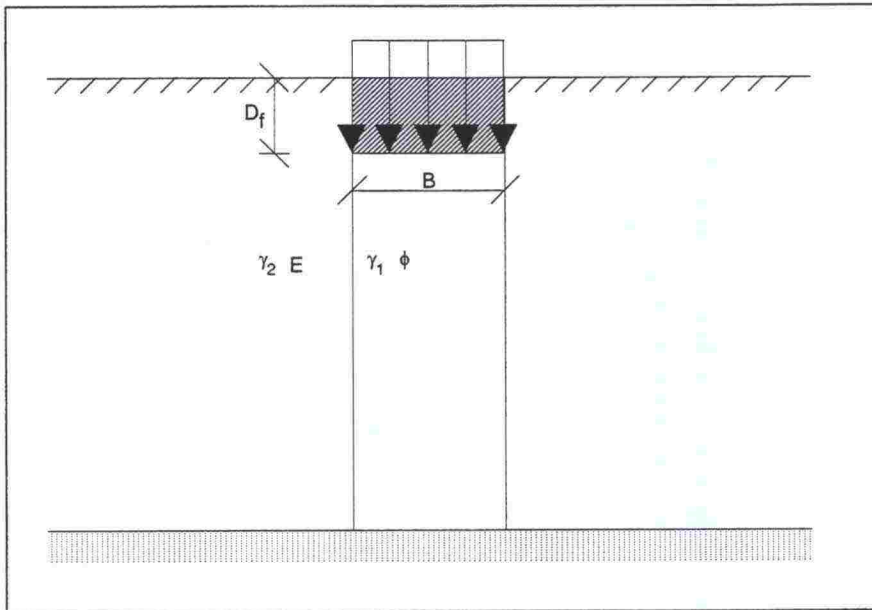
Eri laskentamenetelmien antamia sorapaalun kapasiteetteja on vertailtu kuvan 21 mukaiselle tapaukselle.

Laskelmissa käytetyt parametrit ovat seuraavat:

Maan tilavuuspaino	$\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$
Maan muodonmuutosmoduuli	$E = 3000 \text{ kPa}$
Maan Poissonin luku	$\nu = 0.5$ (suljettu tila)
Sorapaalun tilavuuspaino	$\gamma_1 = 21 \text{ kN/m}^3$
Sorapaalun kitkakulma	$\phi = 40^\circ$
Perustamissyvyys	$D_f = 1 \text{ m}$
Perustuksen leveys	$B = 2 \text{ m}$

Laskelmissa on käytetty seuraavia oletuksia eri mallien kohdalla:

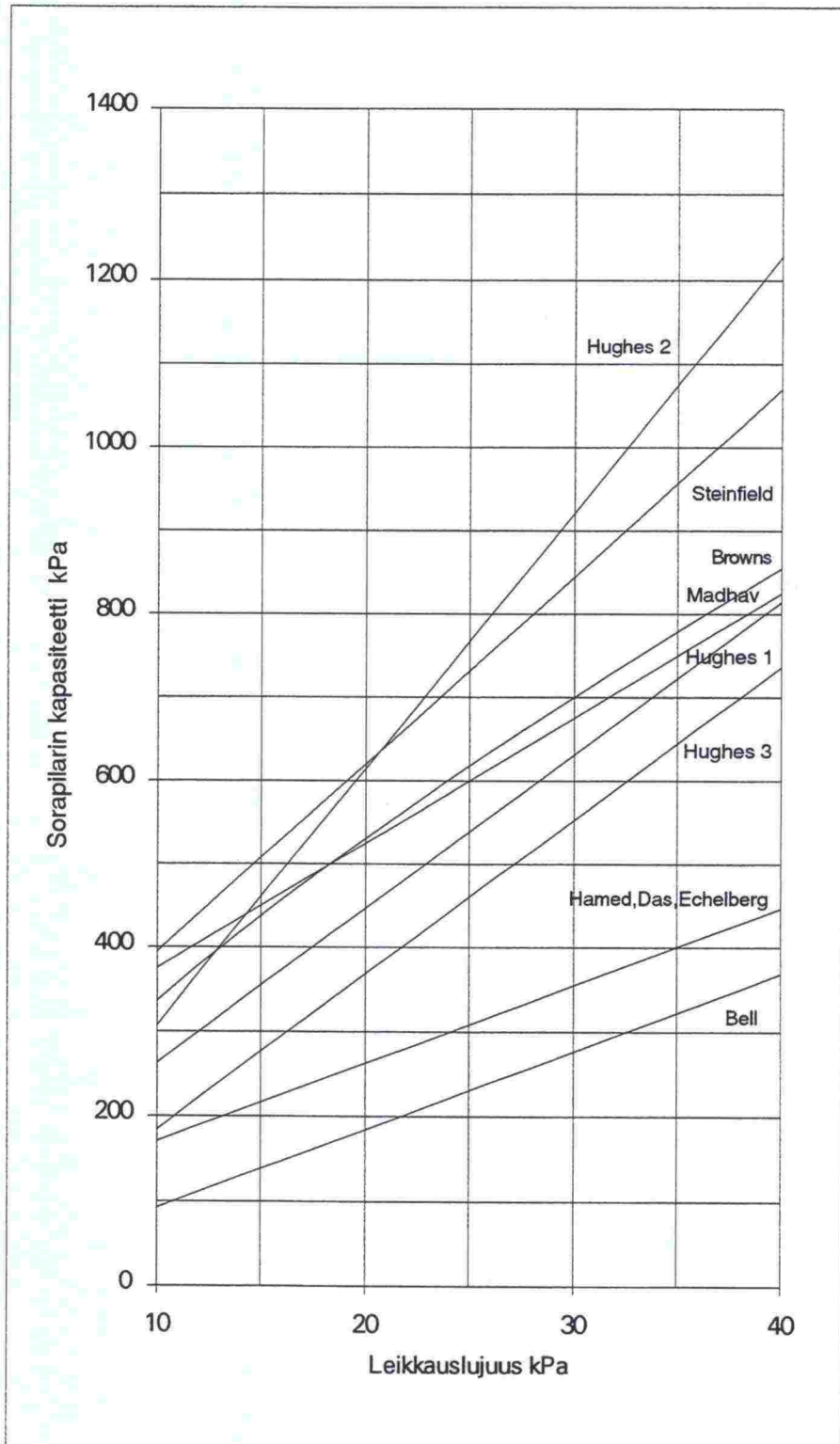
- Bellin ja Hughes 3 malleissa ei ole huomioitu tilavuuspainoa.
- Hughes 2 mallissa vaakasuuntaisen alkujännityksen on oletettu olevan $2,27 c_u$.
- Hughes 1 ja Brownsin mallissa vaakasuoran alkujännityksen on oletettu olevan yhtä suuri kuin pystysuoran jännityksen perustamistasossa.
- Steinfieldin mallissa pystysuoran kuormituksen p_s :n on ajateltu olevan yhtä suuri kuin maan tilavuuspainosta aiheutuva pystysuora kuormitus perustamistasossa.
- Pohjaveden pinnan on oletettu olevan niin syvällä, että voidaan käyttää kokonaisjännityksiä.



Kuva 21: Laskentakohteen malli

4.4.2 Vertailutulokset

Kuvassa 22 on esitetty laskentojen tulokset. Sorapaalujen tai seinän kapasiteettiin ei vaikuta sorapaalun pituus missään laskentamallissa. Perustuksen leveys vaikuttaa ainoastaan Madhavin menetelmässä. Muodonmuutosmoduulin E on oletettu olevan vakio 3000 kPa leikkauslujuudesta riippumatta. Muut paitsi Brownsin malli antavat lineaarisen suhteen saven leikkauslujuudelle ja pilarin murtokuormalle. Brownsin malli muuttuu myös lineaariseksi, mikäli oletetaan saven muodonmuutosmoduulille ja leikkauslujuudelle lineaarinen suhde esimerkiksi $250 c_u$. Bellin ja Hamed, Das, Echelbergin mallien antamat tulokset muuttuvat samanlaisiksi, mikäli Bellin mallissa oletetaan pystysuoran kuorman p_s olevan yhtä suuri kuin perustamistasossa vallitseva maan tilavuuspainosta aiheutuva pystysuora jännitys.



Kuva 22: Yhteenveto eri menetelmistä

5. LASKELMAT ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ

5.1 Lähtötiedot

5.1.1 Z_Soil-ohjelma

Z_Soil on elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma, jolla voidaan laskea siirtymiä suljetussa ja avoimessa tilassa, vakavuutta, kantavuutta, konsolidaatiopainuman suuruutta ja nopeutta, maanpainetta, virumaa sekä simuloida erilaisia kaivu- ja rakentamistilanteita.

Ohjelmalla käsitellään tasomuodonmuutostilaa tai pyörähdyssymmetristä muodonmuutostilaa. Materiaalimallit, joita ohjelmassa voidaan käyttää ovat:

- elastinen malli
- Drucker-Pragerin yksinkertaistettu malli
- Drucker-Pragerin laajennettu malli (mallia voidaan simuloida Mohr-Coulombin mallin kanssa)
- Drucker-Prager-Cap kriittisen tilan malli

Konsolidaation laskennassa Z_Soil käyttää Biotin teoriaa.

Ohjelmaan voidaan antaa ankkureita, keskittyneitä kuormia, jakaantuneita kuormia, pakkosiirtymiä ja huokosveden paineita. Huokosvedenpaine määritetään makroelementtien solmupisteissä, pohjaveden pinta voidaan antaa koordinaateilla. Ohjelmassa käytetään 4-solmuisia makroelementtejä, ja niitä voidaan käyttää myös kolmion muotoisten elementtien tekemiseen. Laskentojen suorittamiseen on käytössä erilaisia mahdollisuuksia:

Alkujännitykset (Initial stress state analysis)

Mallissa vaikuttavat alkujännitykset lasketaan ohjelmassa yksinkertaisesti asettamalla maaelementteihin maakerrosten painosta aiheutuva tilavuusvoima. Vaakasuuntaiset jännitykset saadaan tämän jälkeen yksinkertaisesti lepopaine kertoimella. Zsoil-ohjelmassa vaakasuuntaiset jännitykset lasketaan lepopaine kertoimen K_0 avulla seuraavasti:

$$\sigma_x = K_0 \sigma_y \quad (25)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (26)$$

Koska lepopaine kerroin K_0 lasketaan edellä kuvatusen kaltaisesti, johtaa se joskus ongelmiin laskennan onnistumisessa. Poissonin luvun merkitystä on tarkemmin selvitetty kohdassa 5.3.2. Elementeissä vaikuttavat alkujännitykset voidaan myös syöttää ohjelmassa käsin.

Kantavuuden selvitys (Driven Load Analysis)

Kantavuuden laskennassa tutkitaan, millä kuormituksella maapohja murtuu. Kuormitukselle annetaan tietty olemassaolofunktio, jolla määritetään, kuinka suuri kuormitus maapohjaa kulloinkin kuormittaa. Kuormitusta lisätään niin kauan kunnes laskenta hajaantuu.

Ajasta riippuva laskenta (Time-Dependent-Analysis)

Tällä laskennalla voidaan selvittää kuinka maa käyttäytyy eri aikana. Laskentaa käytetään konsolidaatiopainuman suuruuden ja nopeuden, kaivun ja rakentamisen simuloinnin sekä viruman laskemiseen. Laskentojen tuloksena saadaan siirtymät ja jännitykset laskenta-ajankohtana.

Vakavuusanalyysi (Slope Stability)

Vakavuusanalyysissä tutkitaan, kuinka suuri varmuus maapohjalla on murtumista vastaan joko suljetussa tai avoimessa tilassa. Laskennassa kuormituksia pidetään vakiona, mutta lujuusparametreja jaetaan varmuusluvulla niin kauan, että murtuminen tapahtuu.

Laskentojen iteroinnissa ohjelma käyttää Newton-Raphsonin menetelmää. [Z_Soil.PC.1993]

5.1.2 Laskenta- ja materiaalimallit

Kohdassa 4 käsiteltiin kirjallisuudesta löytyviä sorapaalujen tai soraseinien kapasiteetilaskelmia. Tässä osiossa on pyritty tutkimaan soraseinien kapasiteettiin vaikuttavia tekijöitä yksinkertaisilla laskentamalleilla. Tasomuodonmuutostilassa kapasiteettiin vaikuttavista tekijöistä on tutkittu saven lujuusparametrien, perustamissyvyyden, pohjaveden pinnan, seinän korkeuden ja perustuksen leveyden sekä saven tilavuuspainon vaikutusta.

Laskentamalli on esitetty kuvassa 23. Taulukossa 4 on esitetty käytetyt materiaalimallit sekä käytetyt materiaaliparametrit suljetun tilan laskelmissa.

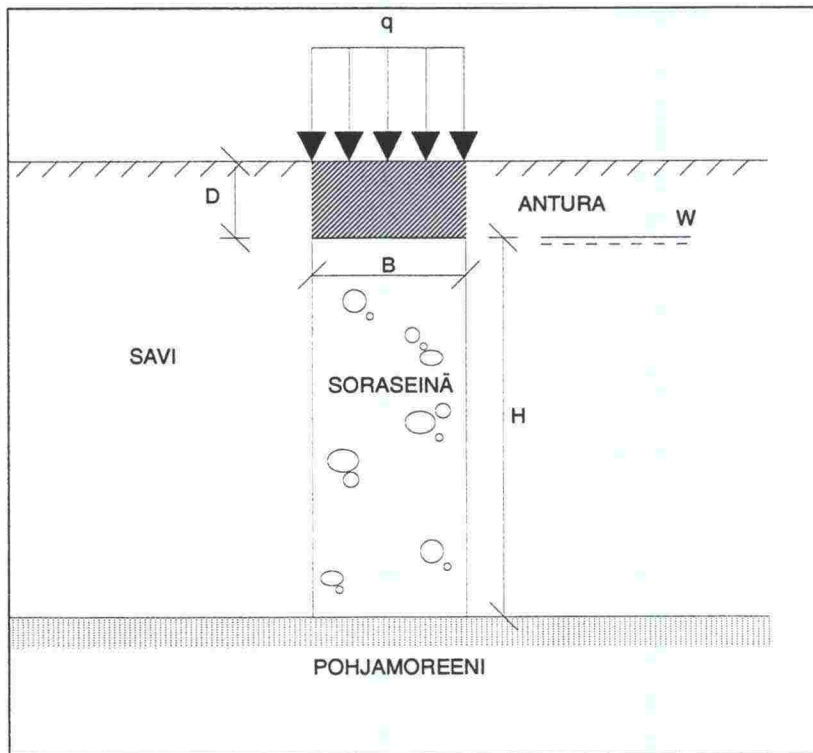
Taulukko 4: Materiaaliparametrit suljetun tilan tarkasteluja varten

	Luonnonmaa	Soraseinä	Antura	Pohjamaa
Materiaali	Savi	Murske	Betoni	Moreeni
Materiaalimalli	Ext. Drucker-Prager	Ext. Drucker-Prager	Elastinen	Elastinen
c_u / kPa	10, 20, 40	3	-	-
ϕ / °	0	40	-	-
E_u / MPa	2.5, 5,10	120	30 000	20
ν	0.49	0.3	0.3	0.3
γ / kNm ³	17	21	21	18

Avoimen tilan parametreja on käytetty soraseinän painumakäyttäytymistä tarkasteltaessa. Käytetyt materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 5. Muut elementtilaskelmissa tarvittavat parametrit on esitetty asianomaisissa tekstiosioissa.

Taulukko 5: Materiaaliparametrit avoimen tilan tarkasteluja varten

	Luonnonmaa	Soraseinä	Antura	Pohjamaa
Materiaali	Savi	Murske	Betoni	Moreeni
Materiaali-malli	Ext. Drucker-Prager	Ext. Drucker-Prager	Elastinen	Elastinen
c' / kPa	1, 5, 20	3	-	-
$\phi' / ^\circ$	30, 20, 15	40	-	-
E_d / kPa	1.5, 5, 10	120	30 000	20
ν	0.33, 0.4, 0.43	0.3	0.3	0.3
γ / kNm^3	17	21	21	18



Kuva 23: Laskentamallin periaatekuva

Kuvassa 23 on esitetty elementtilaskentojen periaatekuva. Kuvassa esitetyt merkinnät tarkoittavat seuraavaa:

B= perustuksen leveys

D= perustamissyvyys

q = pintakuorma

w = pohjaveden pinta

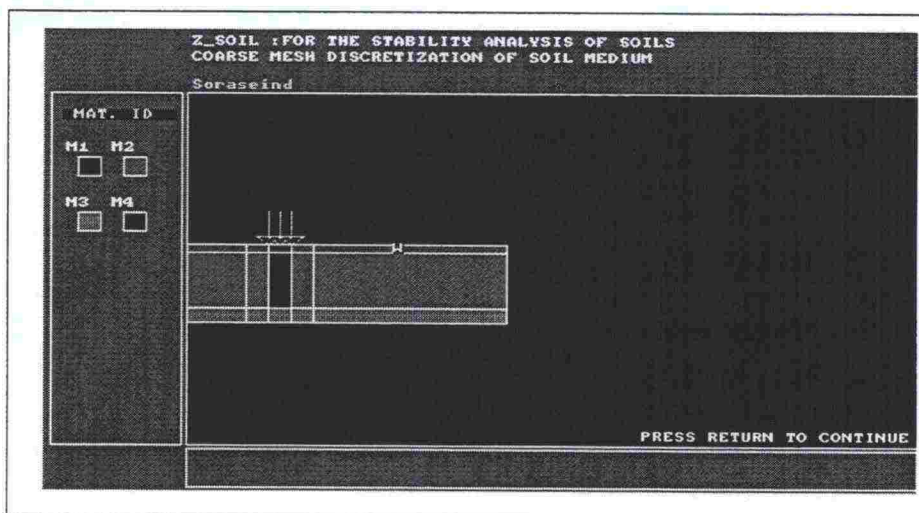
H = pehmeikön syvyys perustamistasosta mitattuna

5.2 Kapasiteetilaskelmat

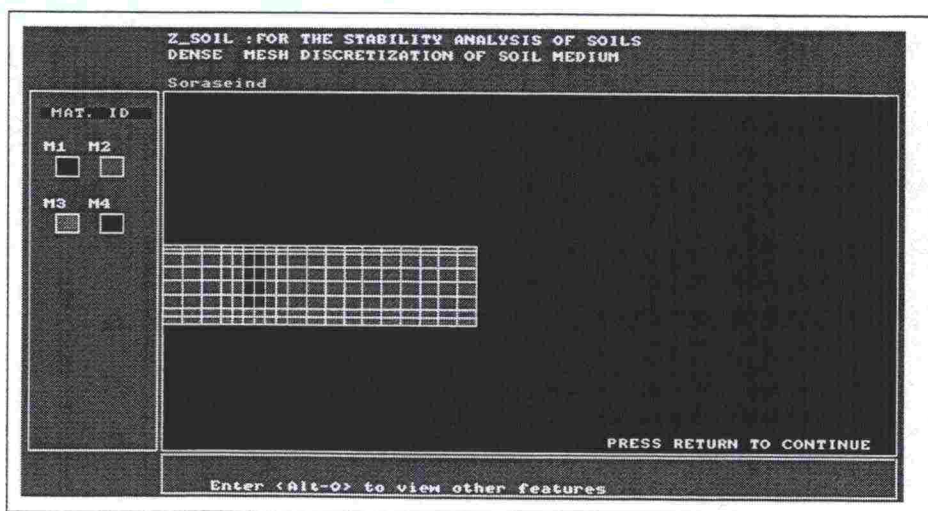
5.2.1 Laskelmien suorittaminen

Elementtiverkko

Soraseinien murtokapasiteetin tutkimisessa laskentamalli on kuvan 23 mukainen. ZSoil-ohjelmalle laskentamalli on muodostettu kuvan 24 mukaisella elementtiverkolla. Lähtötietojen vaihdellessa on elementtiverkko pyritty päivittämään niin, että verkon tiheys ei vaikuttaisi laskentatuloksiin. Elementtiverkko on symmetrinen perustuksen keskilinjan suhteen, toisin kuin kuvassa näkyy.



Kuva 24: Tyypillinen laskennoissa käytetty elementtiverkko (Coarse Mesh)



Kuva 25: Tyypillinen laskennoissa käytetty tihennetty elementtiverkko (Dense Mesh)

Alkujännitystila

Laskentojen alkujännitystilaksi on valittu tilanne, jossa soraseinä on kaivettu maahan ja peruslaatta (antura) on valettu.

Kuormitukset

Anturalle tuleva kuormitus on annettu tasaisena pintakuormana anturan yläpinnan muodostavien solmupisteiden välille. Kuormitusta on lisätty Driven Load laskennalla 25 kPa:n kuormituslisäyksiä niin kauan, kunnes murtotila on saavutettu.

5.2.2 Saven leikkauslujuuden, pehmeikön syvyyden ja perustuksen leveyden vaikutus kapasiteettiin

Laskelmat suoritettiin taulukossa 6 esitetyille tapauksille. Perustuksen leveys vaihtelee 1:stä 3 metriin ja pehmeikön syvyys 3:sta 7 metriin. Perustamissyvyys on 1 metri ja pohjaveden pinnan oletetaan olevan perustamistasossa. Laskelmat tehtiin tapauksille, jossa saven suljettuna leikkauslujuutena käytettiin 10, 20, ja 40 kPa. Laskelmien tuloksena on taulukkoon 5 merkitty murtokuormitus kPa:na.

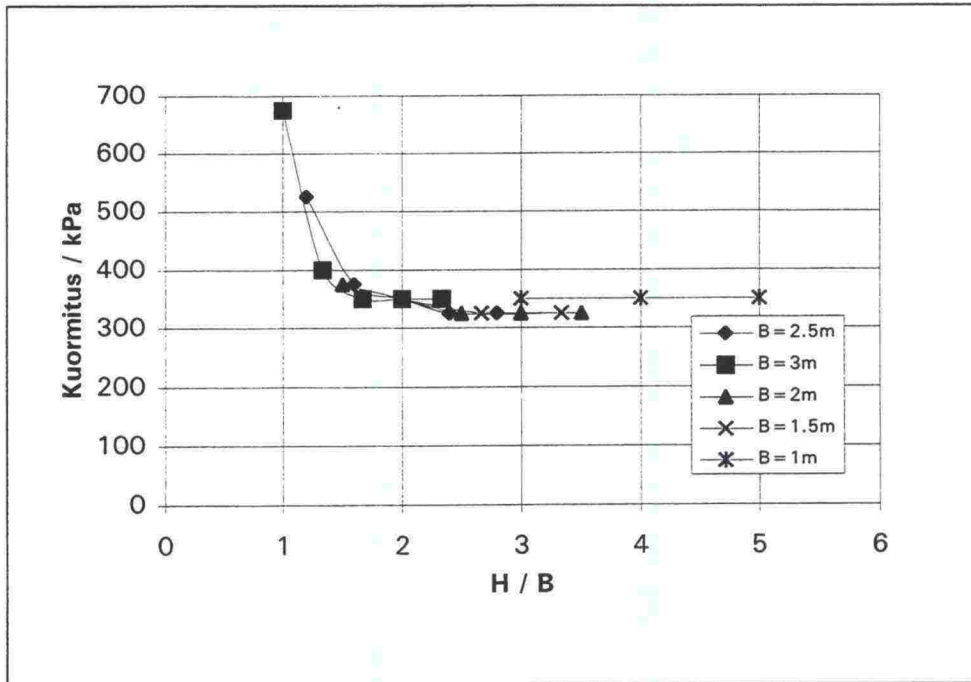
Taulukko 6: Perustuksen leveyden, pehmeikön syvyyden ja suljetun leikkauslujuuden vaikutukset soraseinän kapasiteettiin.

Perustuksen leveys B/m	Pehmeikön syvyys H/m	H/B	C_u	C_u	C_u
			10 kPa	20 kPa	40 kPa
1	3	3	350	600	1 100
1	4	4	350	600	1 075
1	5	5	350	600	1 100
1	6	6	-	-	1 100
1	7	7	-	-	-
1.5	3	2	350	575	1 050
1.5	4	2.67	325	550	1 000
1.5	5	3.33	325	550	1 000
1.5	6	4	-	550	-
1.5	7	4.67	-	550	-
2	3	1.5	375	625	1 125
2	4	2	350	575	1 000
2	5	2.5	325	550	950
2	6	3	325	550	950
2	7	3.5	325	550	950
2.5	3	1.2	525	850	1 500
2.5	4	1.6	375	625	1 100
2.5	5	2	350	550	975
2.5	6	2.4	325	525	925
2.5	7	2.8	325	525	925
3	3	1	675	1 075	1 900
3	4	1.33	400	650	1 150
3	5	1.67	350	575	1 000
3	6	2	350	550	950
3	7	2.33	350	525	900

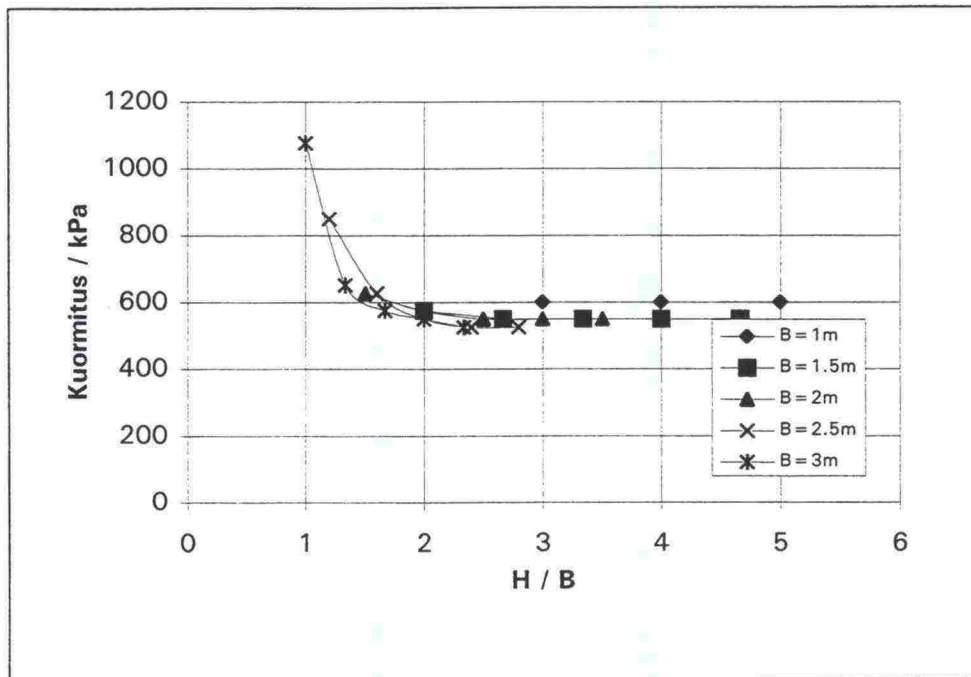
Kaikilla pehmeikön syvyyksillä ei tehty laskelmia, koska laskelmista oli nähtävissä, että pehmeikön syventäminen ei vaikuttanut murtokapasiteettiin. Esimerkiksi lähtöarvoilla B = 1 metri, $c_u = 10$ kPa:a, ei pehmeikön syvyydellä

näyttänyt olevan merkitystä, joten laskelmia ei enää tehty suuremmilla pehmeikön syvyyksillä.

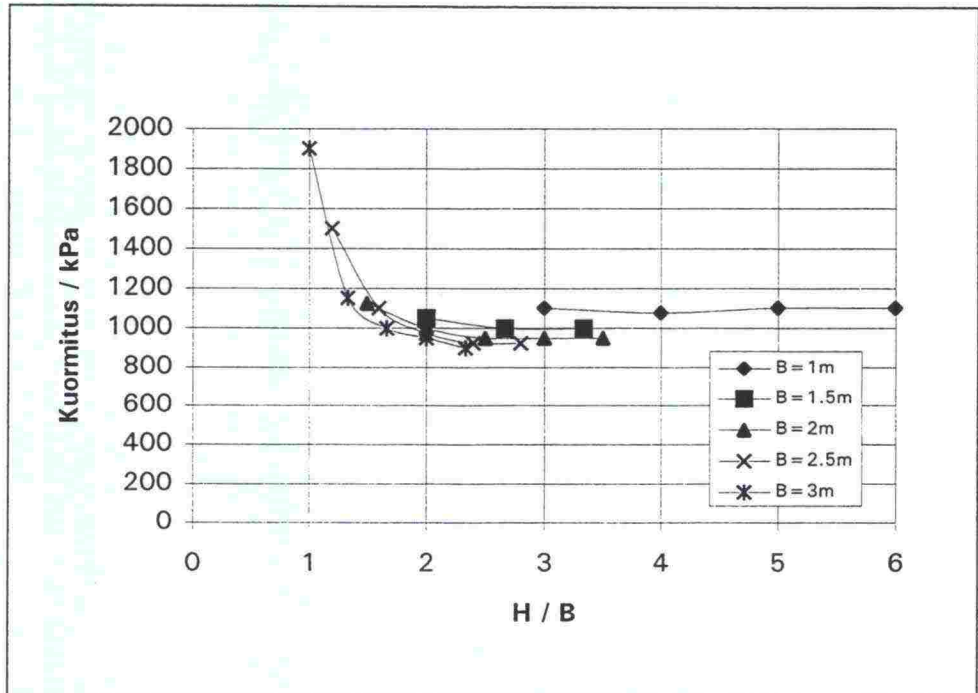
Kuvissa 26, 27, 28 on esitetty laskelmien tulokset diagrammeina. Tuloksista voidaan nähdä, että riippumatta saven suljetusta leikkauslujuudesta, ei murtokapasiteetti enää pienene, kun pehmeikön syvyys on noin 2.5 kertaa perustuksen leveys.



Kuva 26: Murtokuormitukset H/B :n suhteen kun $c_u=10$ kPa



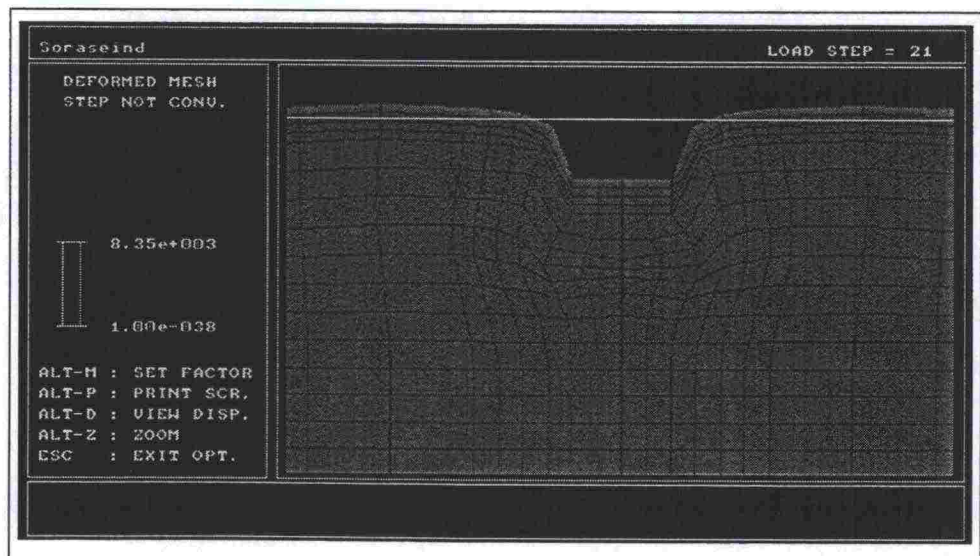
Kuva 27: Murtokuormitukset H/B :n suhteen kun $c_u=20$ kPa



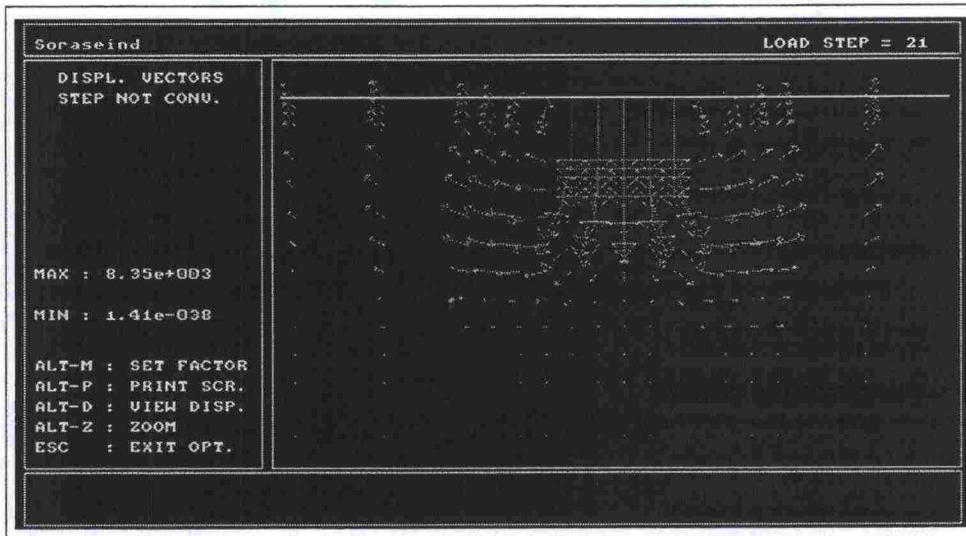
Kuva 28: Murtokuormitukset H/B :n suhteen kun $c_u = 40$ kPa

Murtumismekanismi

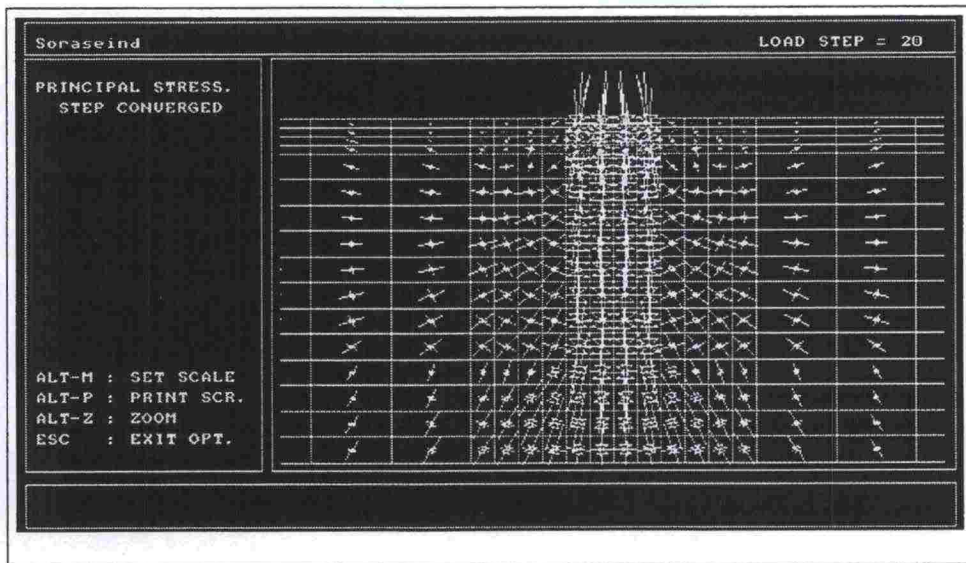
Kuvassa 29 on esitetty murtumistilanteen deformoitunut elementtiverkko tapauksessa, jossa $B=2$ m, $H=6$ m, $D=1$ m, $c_u=20$ kPa. Kuvasta voidaan nähdä, kuinka murtuminen tapahtuu pullahduksenomaisesti soraseinän yläosassa. Kuvassa 30 on esitetty siirtymävektorit ja kuvassa 31 pääjännitykset murtotilanteessa.



Kuva 29: Deformoituminen murtotilanteessa



Kuva 30: Siirtymävektorit murtotilanteessa



Kuva 31: Pääjännitykset murtotilanteessa

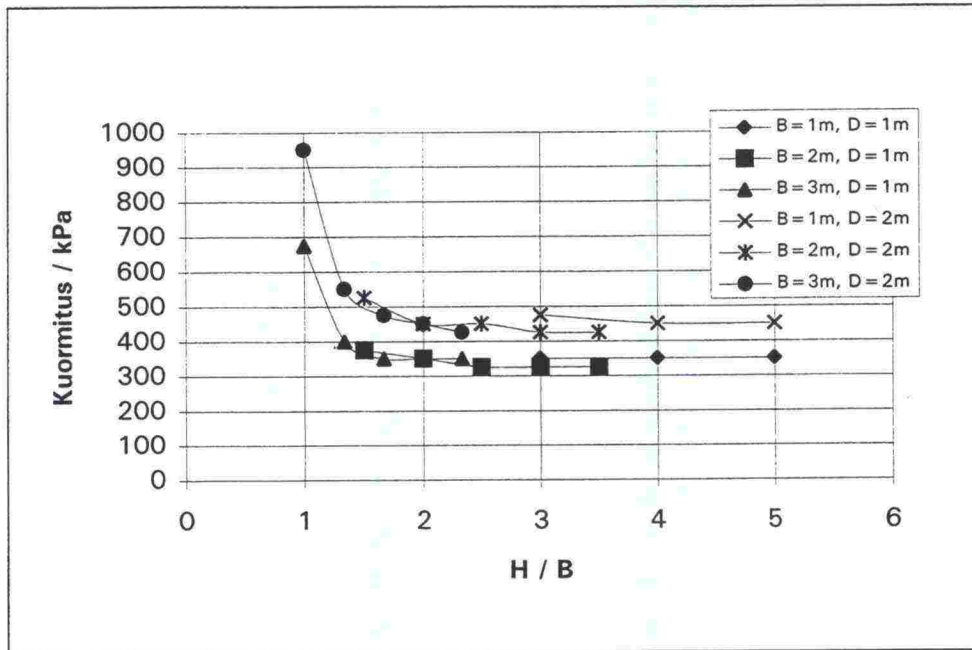
5.2.3 Perustamissyvyyden vaikutus murtokapasiteettiin

Perustamissyvyyden vaikutusta kapasiteettiin tutkittiin siten, että anturan perustamistaso laskettiin 2m syvyydelle. Muilta osin laskentamalli on vastaava kuin kohdan 5.2.2 mukaisissa laskelmissa. Tehdyt laskelmat on esitetty taulukossa 7. Materiaaliparametrit ovat samat kuin taulukossa 4.

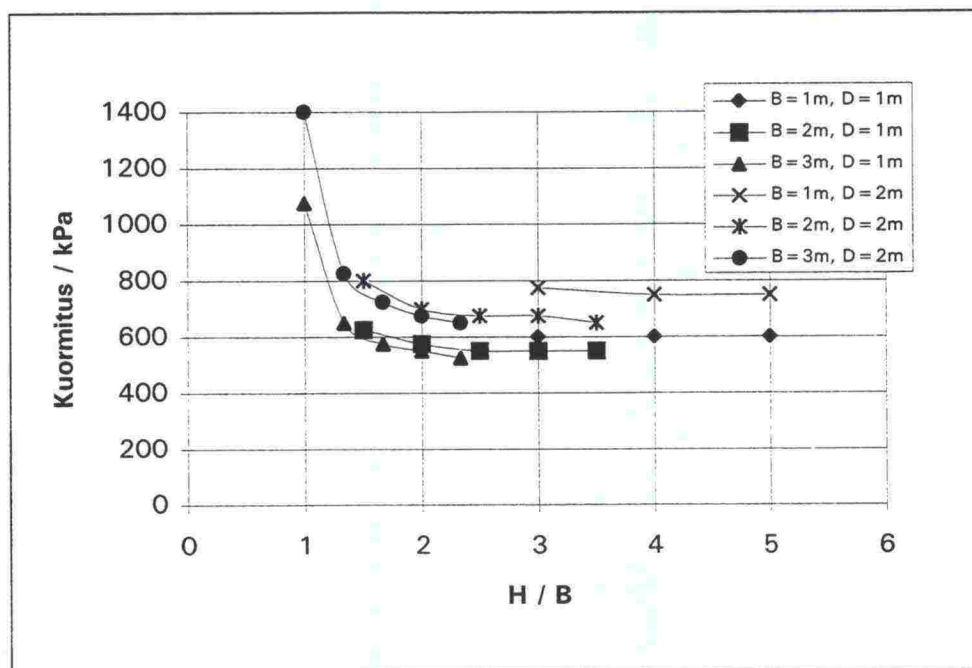
Taulukko 7: Tehdyt laskelmat perustamissyvyydellä 2m

Perustuk- sen leveys B/m	Pehmeikön syvyys H/m	H/B	C _v = 10 kPa		C _v = 20 kPa	
			D=2m	kapasiteetin lisäys (D=1..2m)	D=2m	kapasiteetin lisäys (D=1..2m)
1	3	3	475	125	775	175
1	4	4	450	100	750	150
1	5	5	450	100	750	150
1	6	6	-	-	-	-
1	7	7	-	-	-	-
2	3	1.5	525	150	800	175
2	4	2	450	100	700	125
2	5	2.5	450	125	675	125
2	6	3	425	100	675	125
2	7	3.5	425	100	650	100
3	3	1	950	275	1 400	325
3	4	1.33	550	150	825	175
3	5	1.67	475	125	725	150
3	6	2	450	100	675	125
3	7	2.33	425	75	650	125

Kuvista 32 ja 33 sekä taulukosta 7 voidaan nähdä, että riippumatta saven suljetusta leikkauslujuudesta, murtokapasiteetti lisääntyy perustamissyvyyden kasvaessa suuruusluokaltaan saman verran. Toisaalta kapasiteetin lisäys näyttäisi olevan vakio tapauksille, joissa pehmeikön syvyys H on 2.5 kertaa suurempi kuin perustuksen leveys B.



Kuva 32: Perustamissyvyyden vaikutus kapasiteettiin $c_v = 10$ kPa



Kuva 33: Perustamissyvyyden vaikutus kapasiteettiin $c_v = 20$ kPa

5.2.4 Pohjaveden pinnan vaikutus

Pohjaveden pinnan vaikutusta kapasiteettiin tutkittiin sijoittamalla pohjavesi eri syvyyksille perustamistason alapuolelle. Laskelmat on tehty taulukoissa 8 ja 9 esitetyille tapauksille. Laskelmien tulokset on esitetty taulukon lisäksi ku-

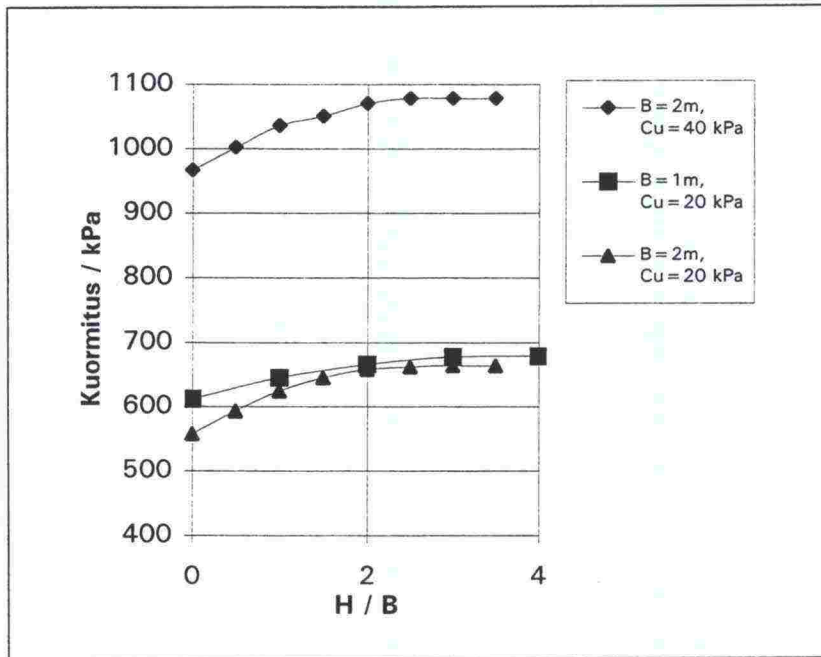
vassa 34. Laskelmat tehtiin malleille jossa $B=2\text{m}$, $c_v=20$ ja 40 kPa , $H=7\text{m}$, sekä mallille jossa $B=1\text{m}$, $H=5\text{m}$ ja $c_v=20\text{ kPa}$.

Taulukko 8: Pohjaveden pinnan syvyyden vaikutus murtokapasiteettiin kun $B=2\text{m}$, $H=7\text{m}$, $c_v=20$ ja 40 kPa

Pohjaveden syvyys perustamistasosta Z/m	Z/B	$C_v = 20\text{ kPa}$		$C_v = 40\text{ kPa}$	
		Murto-kapasiteetti	Kapasiteetin lisäys	Murto-kapasiteetti	Kapasiteetin lisäys
0	0	558	0	966	0
1	0.5	593	35	1 002	36
2	1	624	66	1 036	70
3	1.5	645	87	1 050	84
4	2	658	100	1 070	104
5	2.5	662	104	1 078	112
6	3	664	106	1 078	112
7	3.5	664	106	1 078	112

Taulukko 9: Pohjaveden pinnan syvyyden vaikutus murtokapasiteettiin kun $B=1\text{m}$, $H=5\text{m}$, $c_v=20\text{ kPa}$

Pohjaveden syvyys perustamistasosta Z/m	Z/B	$C_v = 20\text{ kPa}$	
		Murto-kapasiteetti	Kapasiteetin lisäys
0	0	612	0
1	0.5	645	33
2	1	666	54
3	1.5	678	66
4	2	679	67



Kuva 34: Pohjaveden pinnan syvyyden vaikutus murtokapasiteettiin

Tuloksista voidaan todeta, että kun pohjavesi on syvemmällä kuin 2.5 kertaa perustuksen leveys B , ei murtokapasiteetti enää lisääny.

5.2.5 Saven tilavuuspainon vaikutus kapasiteettiin

Tilavuuspainon vaikutusta murtokuormitukseen tutkittiin antamalla saven tilavuuspainolle arvot 15, 17 ja 19 kN/m³. Tutkimus suoritettiin mallilla, jossa $B=2\text{m}$, $H=5..7\text{m}$ ($H/B > 2.5$) ja $c_u=10, 20, 40\text{ kPa}$. Tulokset on esitetty taulukoissa 10, 11, 12 ja kuvassa 35.

Taulukko 10: Saven tilavuuspainon vaikutus murtokapasiteettiin kun $c_u=10\text{ kPa}$

Perustuksen leveys B/m	Pehmeikön syvyys H/m	H/B	$\gamma=15\text{kN/m}^3$	$\gamma=17\text{kN/m}^3$	$\gamma=19\text{kN/m}^3$
2	5	2.5	316	349	383
2	7	3.5	316	349	383

Taulukko 11: Tilavuuspainon vaikutus murtokapasiteettiin kun $c_u=20\text{ kPa}$

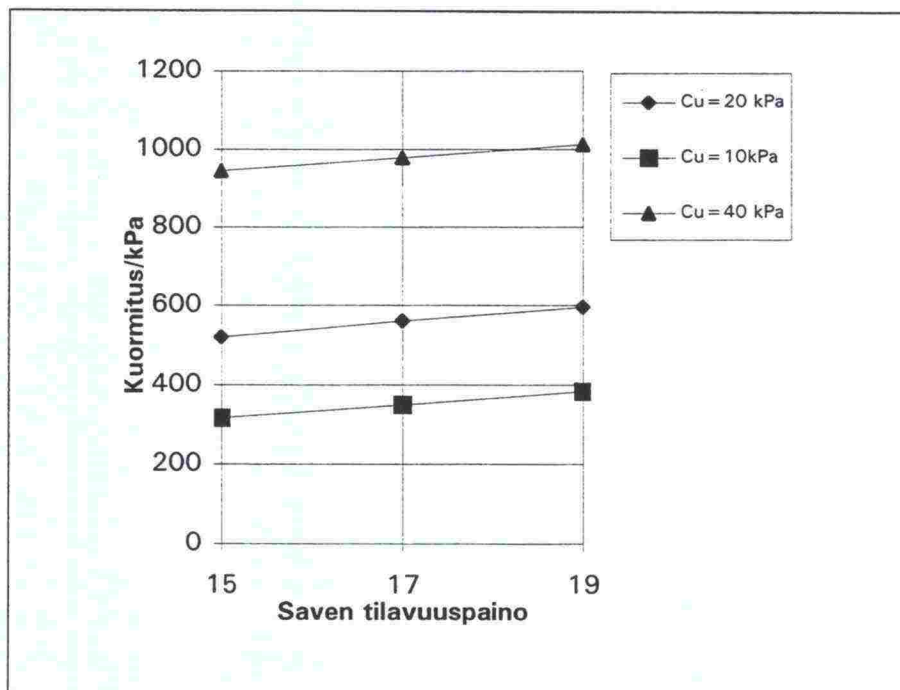
Perustuksen leveys B/m	Pehmeikön syvyys H/m	H/B	$\gamma=15\text{kN/m}^3$	$\gamma=17\text{kN/m}^3$	$\gamma=19\text{kN/m}^3$
2	5	2.5	524	560	593
2	7	3.5	520	560	595

Taulukko 12: Tilavuuspainon vaikutus murtokapasiteettiin kun $c_u=40$ kPa

Perustuksen leveys B/m	Pehmeikön syvyys H/m	H/B	$\gamma=15\text{kN/m}^3$	$\gamma=17\text{kN/m}^3$	$\gamma=19\text{kN/m}^3$
2	5	2.5	945	978	1 012
2	7	3.5	945	978	1 012

Taulukoista ja kuvasta voidaan nähdä, että murtokapasiteetti lisääntyy lineaarisesti saman verran riippumatta saven suljetusta leikkauslujuudesta. Tilavuuspainon vaikutus murtokapasiteettiin on yhtä suuri kun H/B on suurempi kuin 2.5.

Tulokset vahvistavat käsitystä, että seinän murtumistapa on samanlainen aina, kun H/B on suurempi kuin 2.5. Tätä pienemmillä H/B:n arvoilla murtumistapa muuttuu.

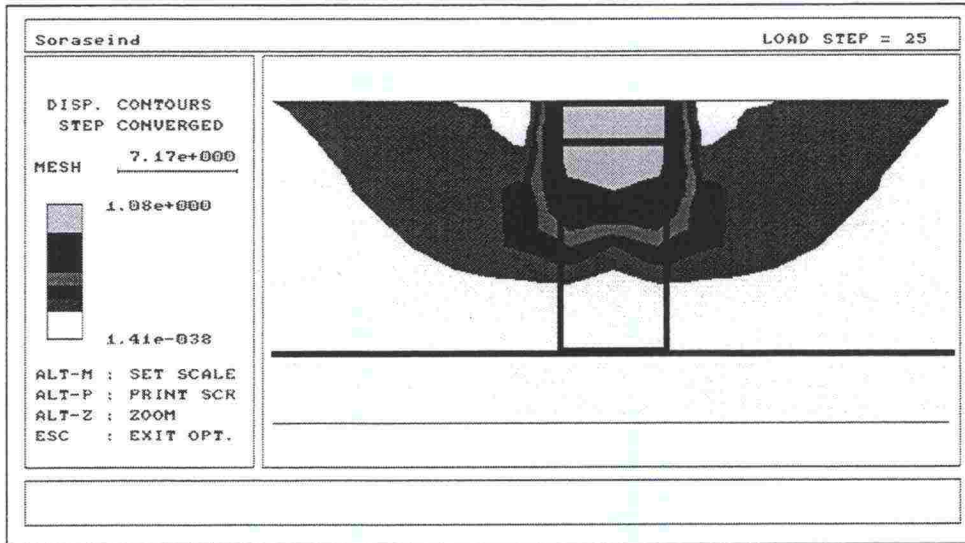


Kuva 35: Saven tilavuuspainon vaikutus murtokapasiteettiin kun $B=2\text{m}$, $H=5$ ja 7m , $c_u=10..40\text{kPa}$

5.2.6 Yhteenveto kapasiteetilaskelmista

Kuvassa 36 on esitetty tyypillinen murtumistilanteessa syntyvä siirtymäjakautuma. Kuvasta voidaan nähdä, että siirtymiä tapahtuu alueella, joka muistuttaa hyvin pitkälle kohdassa 4.2.1 esitetyn Madhavin ja Vitkarin mitoitusmenetelmän logaritmista spiraalia. Spiraalin alin kohta näyttäisi kulkevan

noin 2.5 kertaa perustuksen leveys B syvyydeltä. Spiraalin alin kohta mää-
rättyy soraseinän kitkakulman perusteella.



Kuva 36: Tyypillinen siirtymäjakautuma soraseinän murtumistilanteessa

Taulukossa 13 ja kuvassa 37 on vertailtu elementtimenetelmällä ja Madhavin ja Vitkarin menetelmällä saatavia murtokapasiteetteja tapauksessa, jossa $B=1.3\text{m}$, $H=7\text{m}$, $c_u=10..40\text{ kPa}$ ja perustamissyvyys 1m . Madhavin mallin laskelmia on yksinkertaistettu seuraavasti:

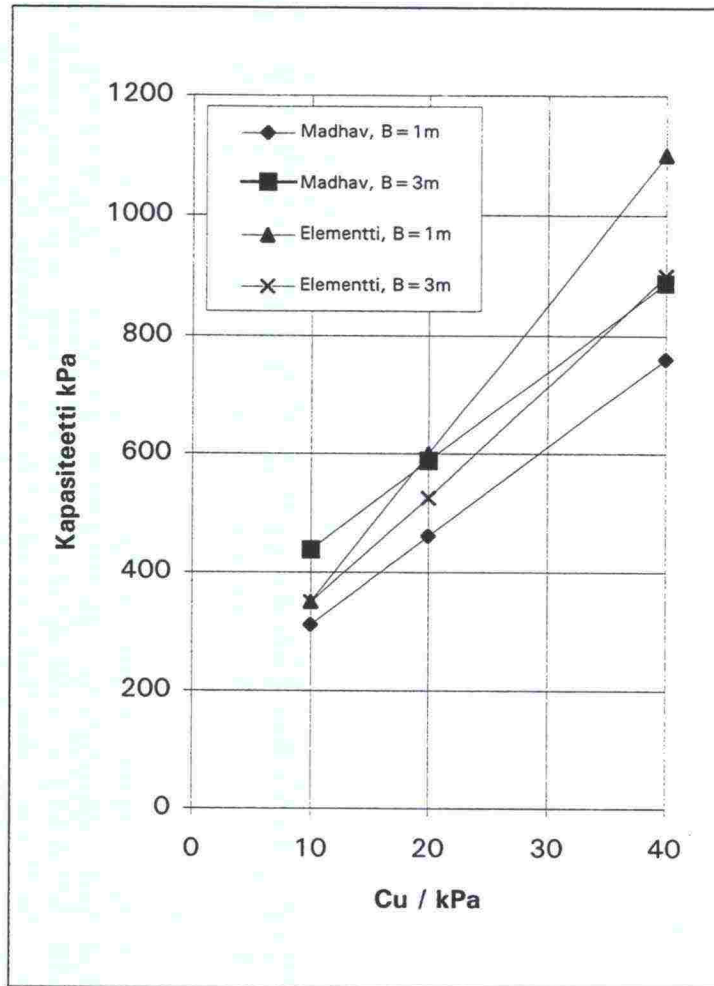
- seinän koheesio $C_1=0\text{ kPa}$ (elementtimenetelmässä 3 kPa)
- saven ja seinän tilavuuspainojen suhde $\gamma_1/\gamma_2 = 1$

Näillä oletuksilla saadaan soraseinän murtokapasiteetiksi Madhavin ja Vitkarin mukaan

$$q_{ult} = 15C_u + 7.5(\gamma_2 B/2) + 5.7D_f \gamma_2$$

Taulukko 13: Madhavin mallin ja elementtilaskelmien vertailu

B	Cu= 10 kPa		Cu= 20 kPa		Cu= 40 kPa	
	Madhav	Elementti	Madhav	Elementti	Madhav	Elementti
1	310	350	461	600	760	1 100
2	374	325	524	550	824	950
3	438	325	588	525	888	900



Kuva 37: Madhavin mallin ja elementtilaskelmien vertailu

Tuloksista nähdään, että pienillä saven leikkauslujuuden arvoilla laskelmat vastaavat paremmin toisiaan kuin suurilla leikkauslujuuden arvoilla. Huomattavaa on myös, että Madhavin mallissa murtokapasiteetti (tasainen pinta-kuorma) kasvaa perustuksen leveyden kasvaessa, kun taas elementtilaskelmien perusteella kapasiteetti laskee.

Elementtilaskelmissa pohjaveden pinnan oletettiin olevan perustuksen alapinnassa. Madhavin ja Vitkarin mallissa taas menetelmä perustuu kokonaisjännityksiin. Mikäli pohjavesi sijoitetaan niin syväälle elementtilaskelmissa, että se ei enää vaikuta murtokapasiteettiin, kasvaa elementtilaskelmien antama murtokapasiteetti edelleen taulukossa 13 ja kuvassa 36 esitetyistä. Suomessa pohjaveden pinta on kuitenkin usein hyvin pinnassa ja lähellä perustamistasoa.

Tehtyjen laskelmien perusteella voidaan todeta, että vaikka Suomessa on usein hyvin heikkoja luonnontilaisen maan leikkauslujuuksia, tuntuu soraseinän murtokapasiteetti silti nousevan riittävän suureksi, jotta sitä voitaisiin harkita käytettäväksi perustamismenetelmänä. Usein kuitenkin mitoittavaksi tekijäksi tulee painuminen, jota käsitellään seuraavaksi.

5.3 Painuma- ja siirtymätarkastelut

5.3.1 Perustuksen leveyden ja pehmeikön syvyyden vaikutus

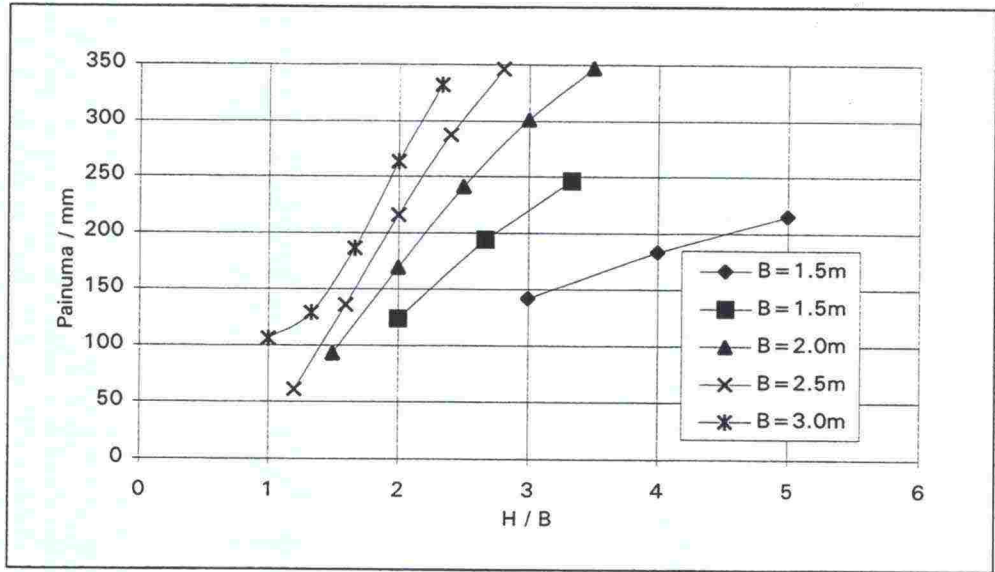
Perustuksen leveyden ja pehmeikön syvyyden vaikutusta painumiin tutkittiin taulukossa 14 esitetyille tapauksille. Lasketut tapaukset ovat samat kuin taulukossa 6, jossa oli esitetty murtokapasiteetit. Avoimen tila parametreina on käytetty taulukossa 5 esitettyjä arvoja. Arvot on valittu siten, että suljetun tilan ja avoimen tilan parametrit vastaisivat toisiaan. Kuormituksena on käytetty murtokuormitusta jaettuna varmuusluvulla $F=2$.

Taulukko 14: Perustuksen leveyden ja pehmeikön syvyyden vaikutus painumiin

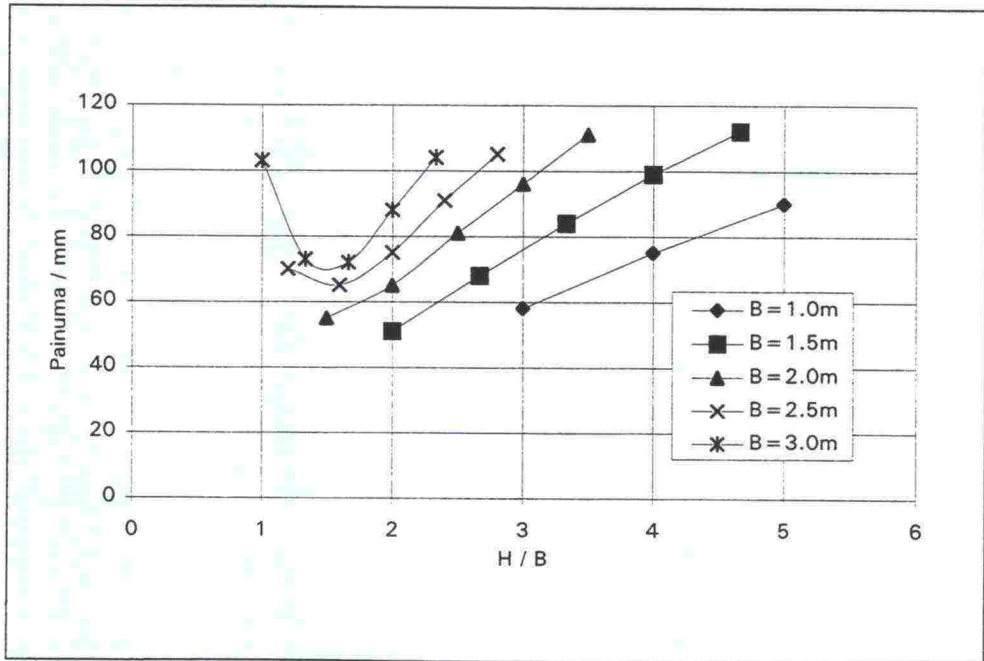
B	H	H/B	$c_u = 10 \text{ kPa}$		$c_u = 20 \text{ kPa}$		$c_u = 40 \text{ kPa}$	
			Kuormitus kPa	Painuma mm	Kuormitus kPa	Painuma mm	Kuormitus kPa	Painuma mm
			$\phi' = 30$ $c' = 1 \text{ kPa}$ $E_d = 1 \text{ MPa}$ $\nu = 0.33$		$\phi' = 20$ $c' = 5 \text{ kPa}$ $E_d = 5 \text{ MPa}$ $\nu = 0.4$		$\phi' = 15$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $E_d = 10 \text{ MPa}$ $\nu = 0.43$	
1	3	3	175	142	300	58	550	59
1	4	4	175	183	300	75	550	66
1	5	5	175	215	300	90	550	72
1	6	6	-	-	-	-	550	75
1.5	3	2	175	124	275	51	525	65
1.5	4	2.67	175	194	275	68	500	68
1.5	5	3.33	175	246	275	84	500	73
1.5	6	4	-	-	275	99	-	-
1.5	7	4.67	-	-	275	112	-	-
2	3	1.5	175	93	300	55	550	77
2	4	2	175	169	275	65	500	74
2	5	2.5	175	241	275	81	475	73
2	6	3	175	301	275	96	475	76
2	7	3.5	175	347	275	111	475	77
2.5	3	1.2	250	61	425	70	750	117
2.5	4	1.6	175	136	300	65	550	87
2.5	5	2	175	216	275	75	475	76
2.5	6	2.4	175	287	275	91	475	79
2.5	7	2.8	175	346	275	105	475	80
3	3	1	325	106	525	103	950	169
3	4	1.33	200	129	300	73	575	98
3	5	1.67	175	186	275	72	500	85
3	6	2	175	263	275	88	475	82
3	7	2.33	175	332	275	104	450	75

Kuvissa 38, 39 ja 40 on esitetty taulukossa 14 esitetyt tulokset graafisessa muodossa suljetun tilan leikkauslujuuden mukaan jaoteltuna. Kuvista voidaan nähdä että painumat ovat kauttaaltaan liian suuria, jos sallittavana pai-

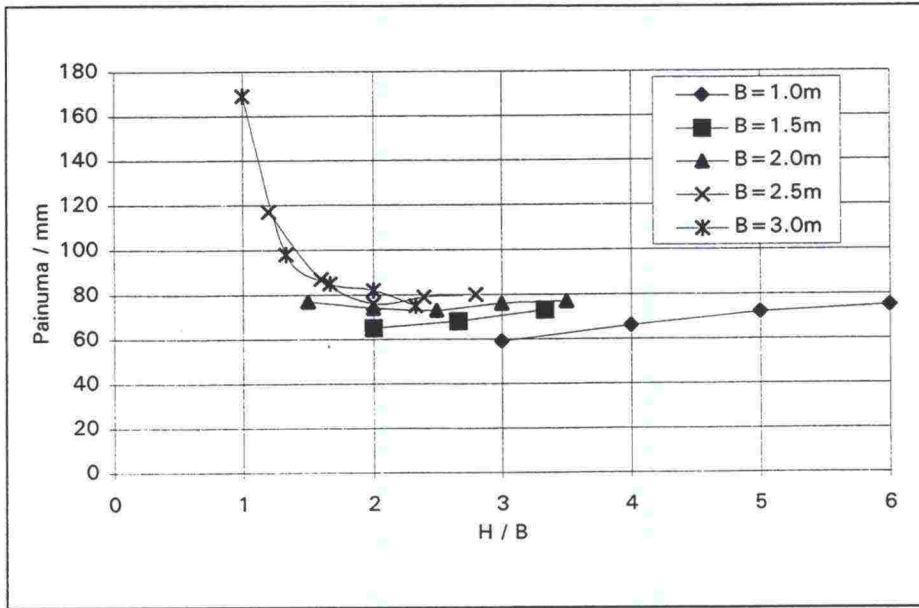
numana pidetään esimerkiksi Tielaitoksen ohjeessa TIEL2172068 Pohjanrakennusohjeet sillansuunnittelussa annettua 20 mm:n tasaisen painuman rajaa. Painumista voidaan kuitenkin vähentää perustusten omasta painosta aiheutuvan painuman määrä. Kuvista nähdään kuinka käyrien kaltevuus muuttuu sitä loivemmaksi, mitä suurempi muodonmuutosmoduuli (moduuli kasvaa kun suljettu leikkauslujuus kasvaa) on käytössä. Seuraavassa osiossa on tutkittu muodonmuutosmoduulin vaikutusta painumiin.



Kuva 38: Painumat saven suljetulla leikkauslujuudella $c_u = 10$ kPa



Kuva 39: Painumat saven suljetulla leikkauslujuudella $c_u = 20$ kPa



Kuva 40: Painumat saven suljetulla leikkauslujuudella $c_u = 40$ kPa

5.3.2 Poissonin luvun vaikutus

Zsoil-ohjelmassa vaakasuuntaiset jännitykset lasketaan lepopainekertoimen K_0 avulla seuraavasti:

$$\sigma_x = K_0 \sigma_y \quad (27)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (28)$$

Kolmiakσιαalikokeella mitatut saven avoimen tilan Poissonin luvut saattavat olla hyvinkin pieniä, jopa 0.1 luokkaa. Tämä aiheuttaa sen, että K_0 :sta tulee niin pieni ettei ohjelma kykene laskemaan edes alkujännityksiä. Normaalisti K_0 lasketaan seuraavasti:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (29)$$

Kun tiedetään ϕ :n arvo, voidaan tarvittava Poissonin luku ratkaista yhdistämällä kaavat 28 ja 29 seuraavasti:

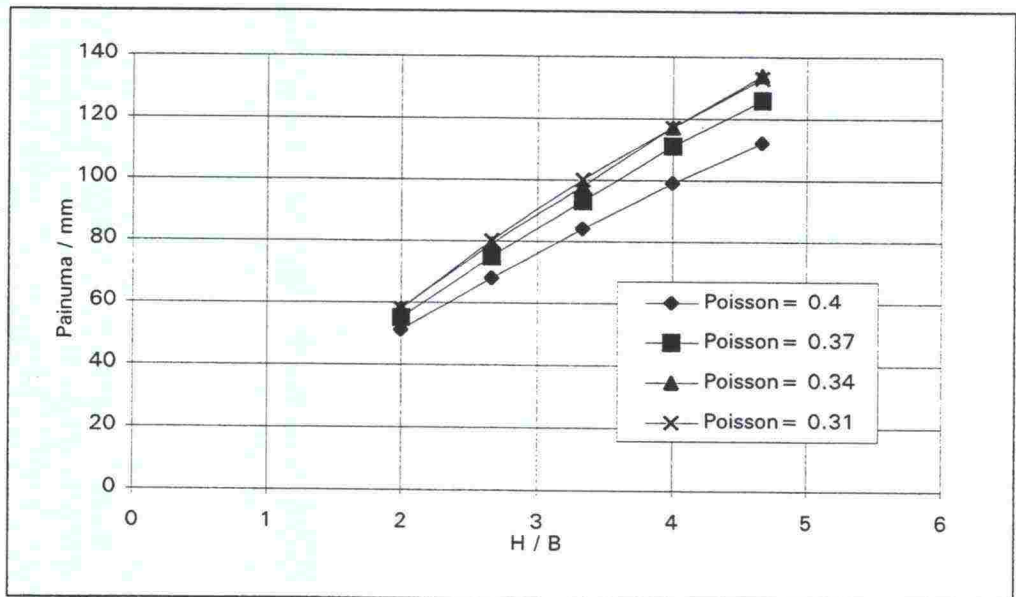
$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (30)$$

Poissonin luvun vaikutusta soraseinälaskelmissa tarkasteltiin mallilla, jossa perustuksen leveys B oli 1.5m ja pehmeikön syvyys H vaihteli 3..7 metriin. Materiaaliparametreina käytettiin savelle taulukossa 15 esitettyjä arvoja ja

Poissonin luvut vaihtelivat 0.4:stä 0.31:en. Tämä tarkoittaisi sitä, että saven tehokas kitkakulma vaihtelisi 20-33 asteeseen. Tulokset on taulukon 15 lisäksi esitetty kuvassa 41.

Taulukko 15: Poissonin luvun vaikutus painumiin

B	H	H/B	Kuormitus kPa	$c_u = 20$ kPa		$\phi' = 20$	
				$c' = 5$ kPa		$E_d = 5$ MPa	
				$\nu = 0.40$	$\nu = 0.37$	$\nu = 0.34$	$\nu = 0.31$
Painuma mm	Painuma mm	Painuma mm	Painuma mm				
1.5	3	2	275	51	55	58	58
1.5	4	2.67	275	68	75	79	80
1.5	5	3.33	275	84	93	98	100
1.5	6	4	275	99	111	117	117
1.5	7	4.67	275	112	126	134	133



Kuva 41: Poissonin luvun vaikutus painumiin

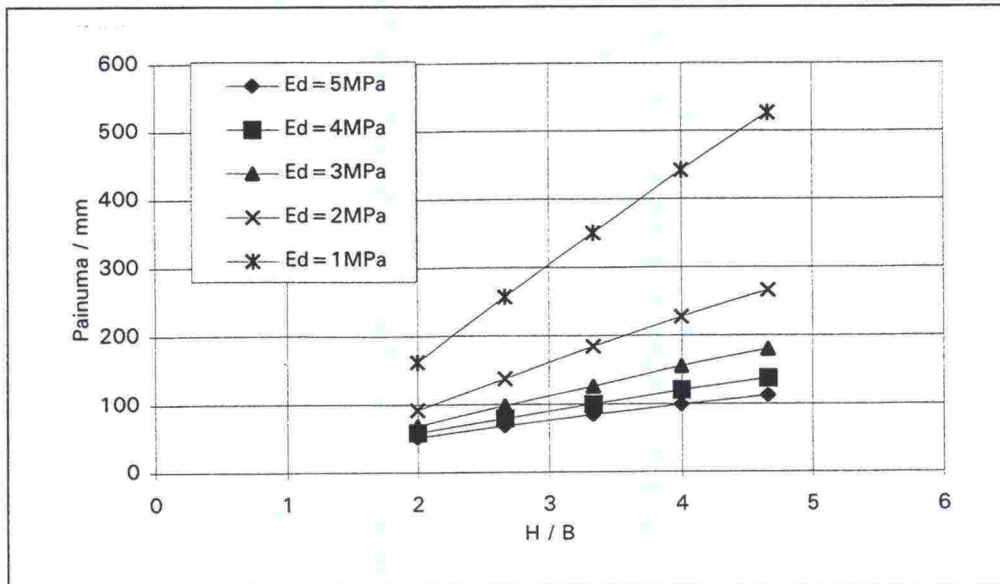
Tuloksista voidaan päätellä, että Poissonin luvun valinnalla ei ole kovin suurta vaikutusta painumiin.

5.3.3 Muodonmuutosmoduulin vaikutus

Saven muodonmuutosmoduulin vaikutuksen selvittäminen aloitettiin tekeillä laskentoja taulukon 16 mukaisesti. Muodonmuutosmoduulin arvoa vaihdettiin 1-5 MPa:n välillä ja laskentatiedoista selvitettiin moduulin vaikutusta pysty- ja vaakasiirtymiin. Taulukosta 16 ja kuvasta 42 selviää muodonmuutosmoduulin vaikutus maksimipainumaan. Tuloksista nähdään, että saven muodonmuutosmoduulin valinnalla on hyvin suuri merkitys painumiin.

Taulukko 16: Saven muodonmuutosmoduulin vaikutus painumiin

B	H	H/B	Kuormitus kPa	$c_u = 20 \text{ kPa}$		$\phi' = 20$		
				$c' = 5 \text{ kPa}$		$\nu = 0,4$		
				$E_d = 5 \text{ MPa}$	$E_d = 4 \text{ MPa}$	$E_d = 3 \text{ MPa}$	$E_d = 2 \text{ MPa}$	$E_d = 1 \text{ MPa}$
Painuma mm	Painuma mm	Painuma mm	Painuma mm	Painuma mm				
1.5	3	2	275	51	58	68	92	162
1.5	4	2.67	275	68	79	98	137	257
1.5	5	3.33	275	84	100	126	184	350
1.5	6	4	275	99	120	155	227	442
1.5	7	4.67	275	112	137	180	266	526

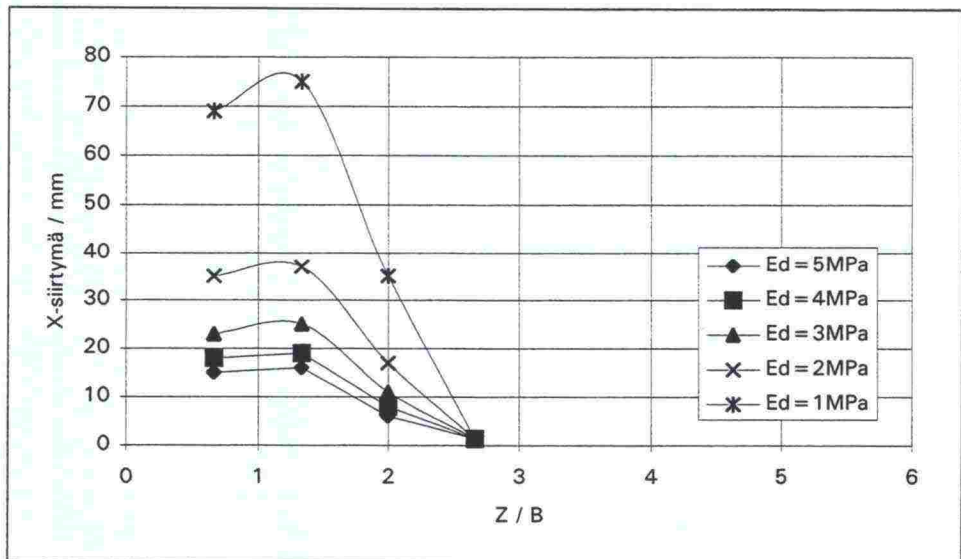


Kuva 42: Saven muodonmuutosmoduulin vaikutus painumiin

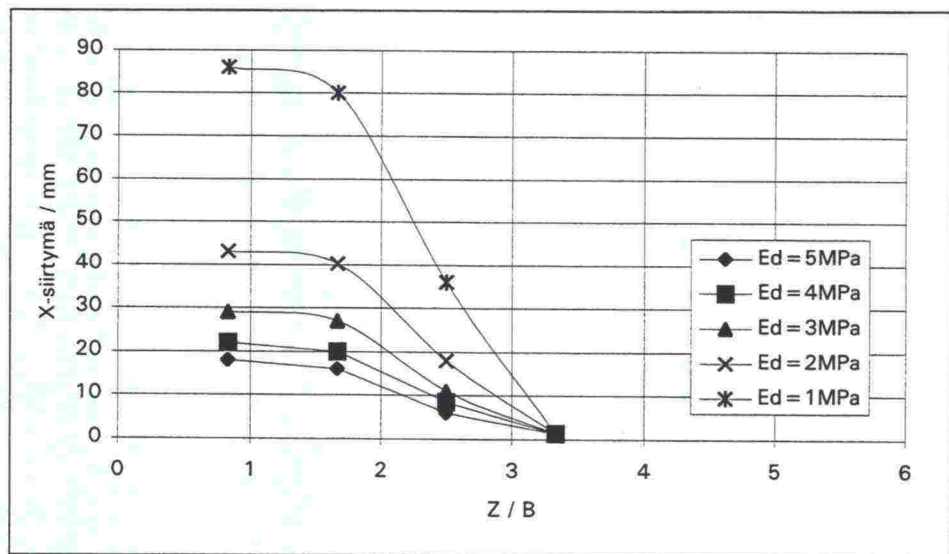
Soraseinän muodonmuutosmoduulin vaikutusta tutkittiin taulukon 16 viimeisellä mallilla $H=7\text{m}$. Seinän moduulille annettiin arvot 30, 60 ja 120 MPa. Maksimipainumiksi saatiin vastaavasti 110, 110 ja 112 mm. Näin ollen sora-seinän muodonmuutosmoduulilla ei näyttäisi olevan suurtakaan merkitystä painumiin.

Seuraavaksi pyrittiin selvittämään tarkemmin, kuinka saven muodonmuutosmoduulin arvo vaikuttaa siirtymiin soraseinän eri syvyyksillä. Analysointi suoritettiin tarkastelemalla tarkemmin taulukon 16 laskentatuloksia siten, että laskentatiedoista selvitettiin eri tarkastelusyvyyksillä tapahtuvia vaaka- ja pystysiirtymiä. Siirtymien tarkastelulinjaksi otettiin seinän ja luonnonmaan rajakohta. Jotta tuloksia voitaisiin vertailla kapasiteetilaskelmien tulosten kanssa, asetettiin siirtymätulokset koordinaatistoon, jossa vaaka-akselina on tarkastelusyvyys Z jaettuna perustuksen leveydellä B . Tarkastelut tehtiin seinämäisille rakenteille, eli malleilla joilla pehmeikön syvyys oli yli 2.5 kertaa

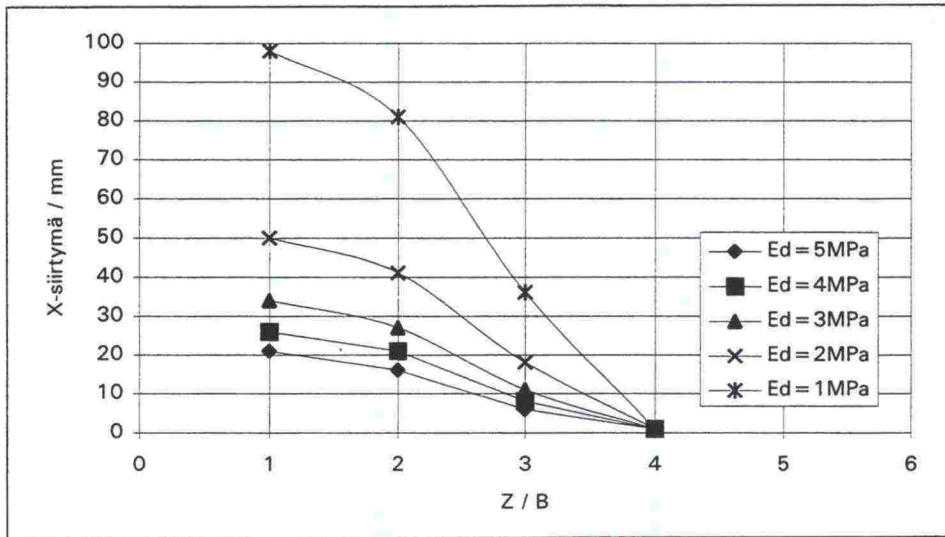
perustuksen leveys ($H > 4m$). Kuvissa 43, 44, 45 ja 46 on esitetty vaakasiirtymät ja kuvissa 47, 48, 49 ja 50 on esitetty pystysiirtymät.



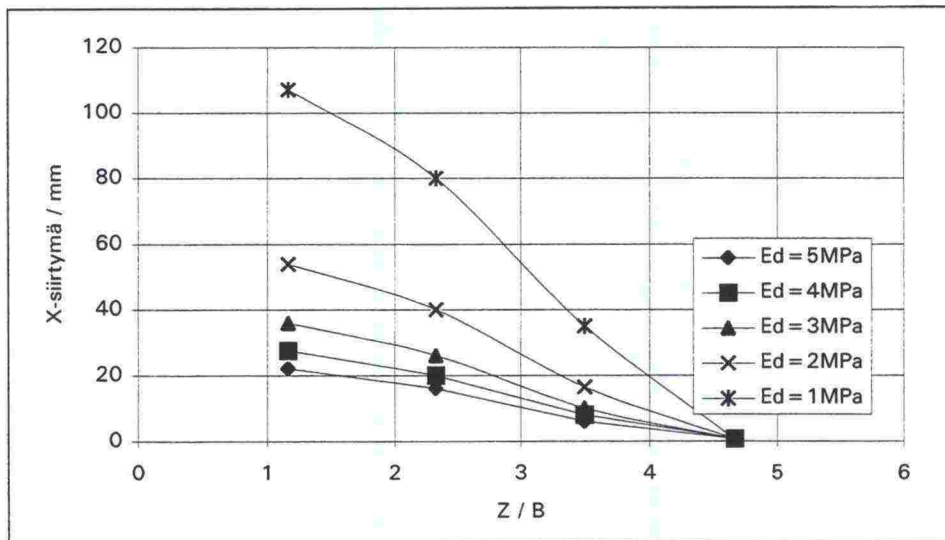
Kuva 43: Vaakasiirtymät kun $H=4m$



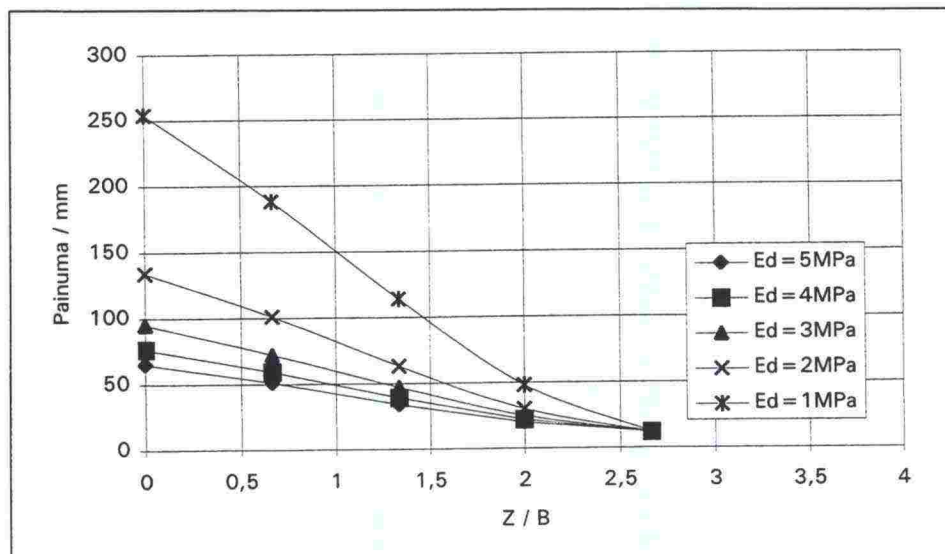
Kuva 44: Vaakasiirtymät kun $H=5m$



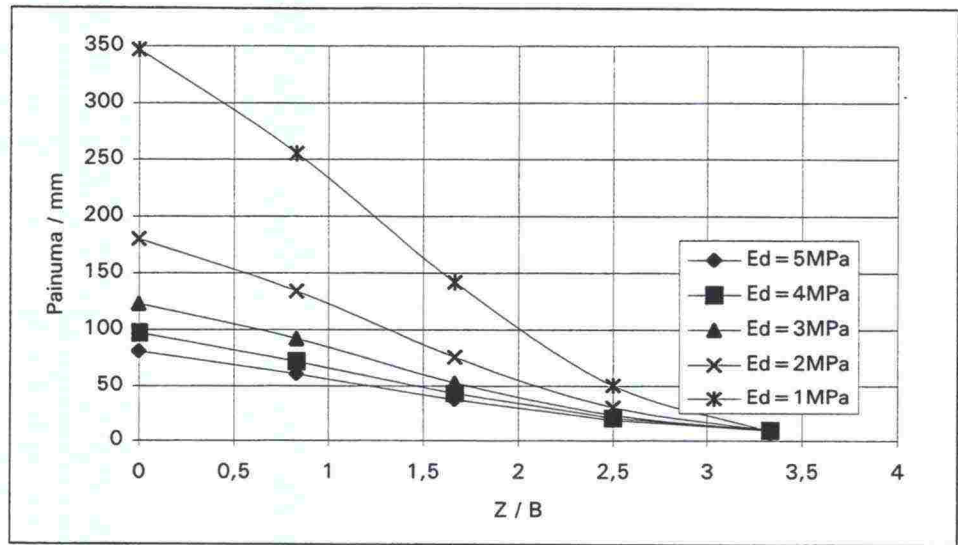
Kuva 45: Vaakasiirtymät kun H=6m



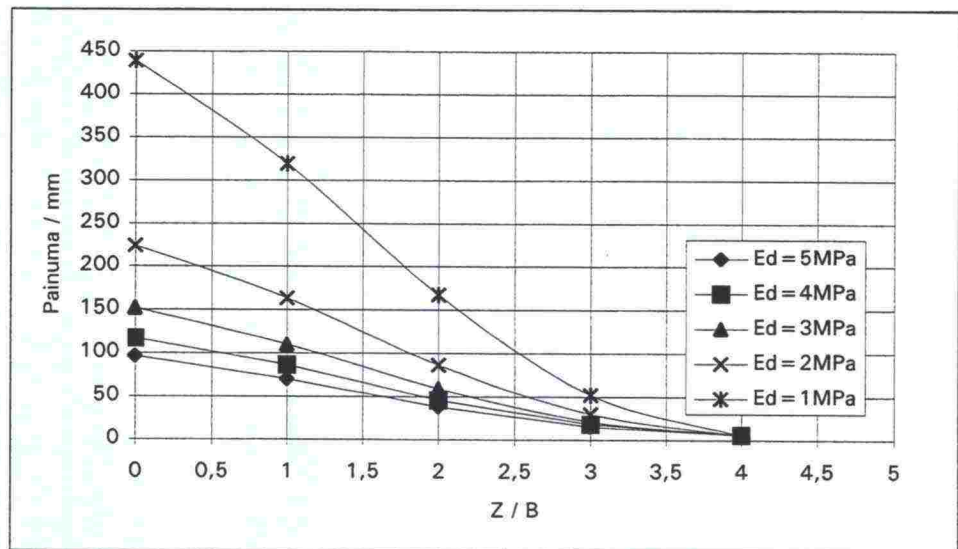
Kuva 46: Vaakasiirtymät kun H=7m



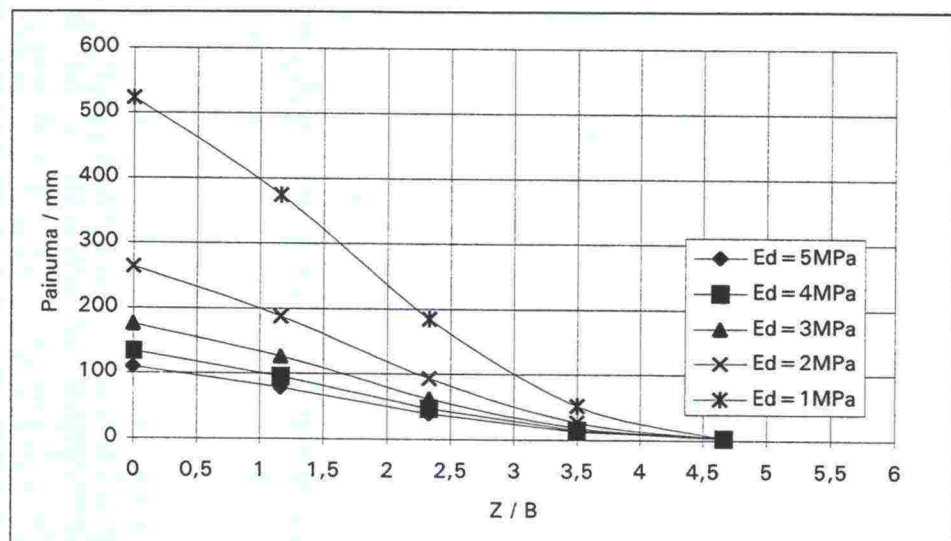
Kuva 47: Pystysiirtymät kun H=4m



Kuva 48: Pystysiirtymät kun H=5m



Kuva 49: Pystysiirtymät kun H=6m



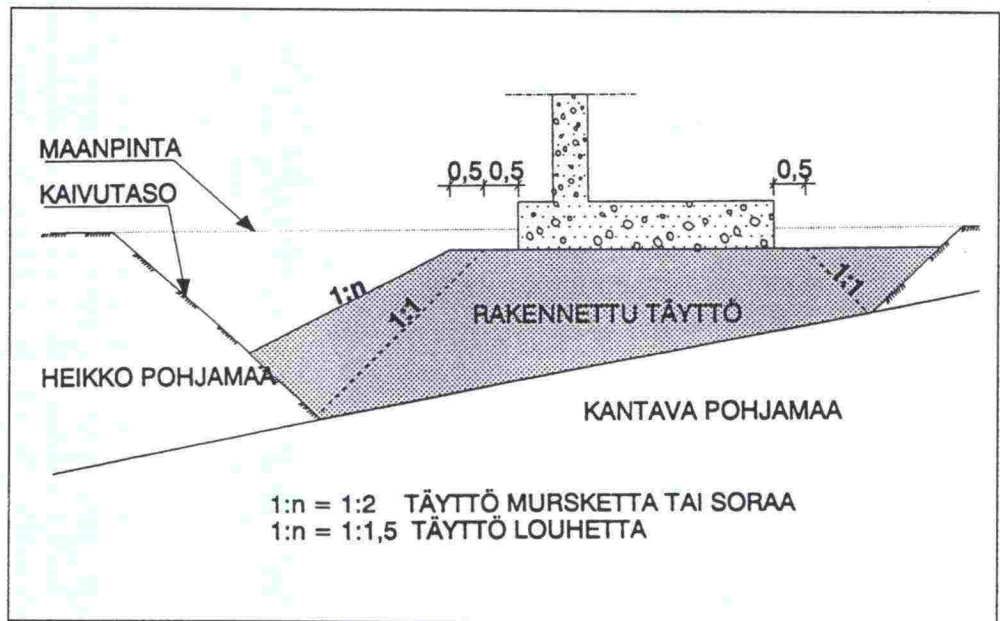
Kuva 50: Pystysiirtymät kun H=7m

Kuvista voidaan päätellä että vaaka- ja pystysiirtymät vähenevät voimakkaimmin noin syvyydellä 2-3 kertaa perustuksen leveys. Tämä tuntuu loogiselta, koska murtokapasiteetti määräytyy samalla alueella. Saven muodonmuutosmoduulin arvon vaikutus on suuri koko seinän alueella.

5.3.4 Soraseinän leventämisen vaikutus siirtymiin

Edellisissä osioissa tehtyjen laskelmien perusteella voidaan todeta, että jo pienillä luonnonmaan lujuuksilla saavutetaan huomattavia kapasiteetin arvoja. Ongelmaksi näyttäisikin muodostuvan painuminen.

Normaalisti, mikäli esimerkiksi sillan perustuksen alle tehtäisiin massanvaihto, tapahtuisi se tielaitoksen ohjeen TIEL2172068 Pohjanrakennusohjeet sil-lansuunnittelussa mukaisesti kuvassa 51 esitetyllä tavalla.

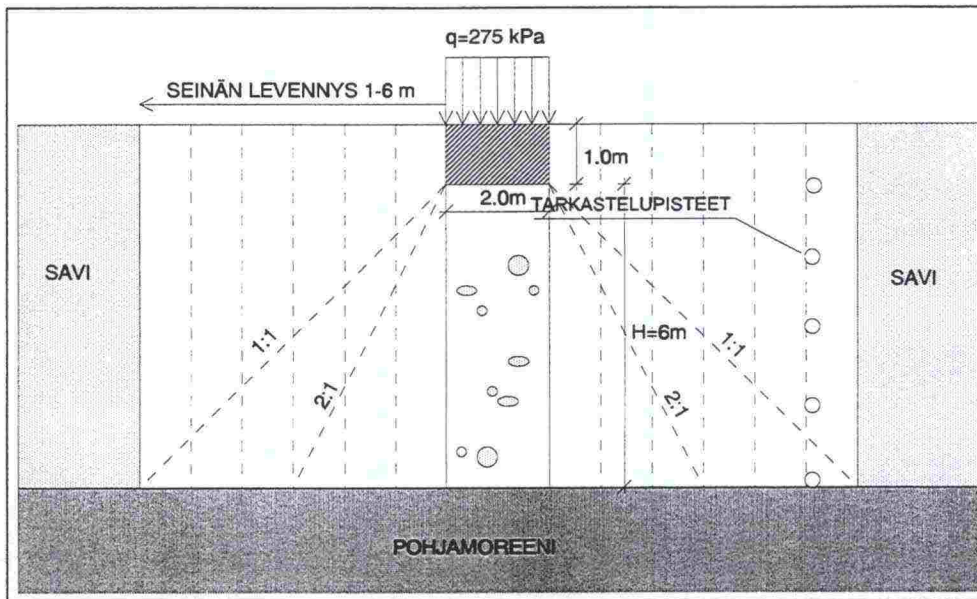


Kuva 51: Perustaminen täyteen varaan TIEL2172068 mukaan

Tässä kappaleessa on tutkittu mitä tapahtuu siirtymille kun soraseinää le-
vennetään suuremmaksi kuin perustus. Lähtötilanne on kuvan 52 mukainen.
Laskennoissa tutkittiin vaaka- ja pystysiirtymiä perustuksen vasemman reu-
nan linjalla syvyyksillä 0, 1.5, 3.0, 4.5 ja 6.0 metriä. Laskentaparametreina
on käytetty luonnontilaisen saven suljetun leikkauslujuuden arvoa 20 kPa
vastaavia avoimen tilan parametreja. Maalajiparametrit ja laskentatulokset
on esitetty taulukoissa 17 ja 18, sekä kuvissa 53-56. Laskenta tehtiin myös
tapaukselle, jossa oletettiin koko maapohjan olevan soraseinämaterialiaa
(levennys=ääretön).

Taulukoissa 17 ja 18 tummennetut ruudut esittävät rajakohtaa, jonka jälkeen
soraseinän leventämisellä ei näyttäisi olevan enää suurta merkitystä siirty-
mille.

Seinän yläpäässä 4 metriä suuremmat leventämiset eivät enää näyttäisi vai-
kuttavan painumiin, ja syvemmällä esimerkiksi 4.5 metrin syvyydellä jo yh-
den metrin levennys tiputtaa painumat hyvin pieniksi.



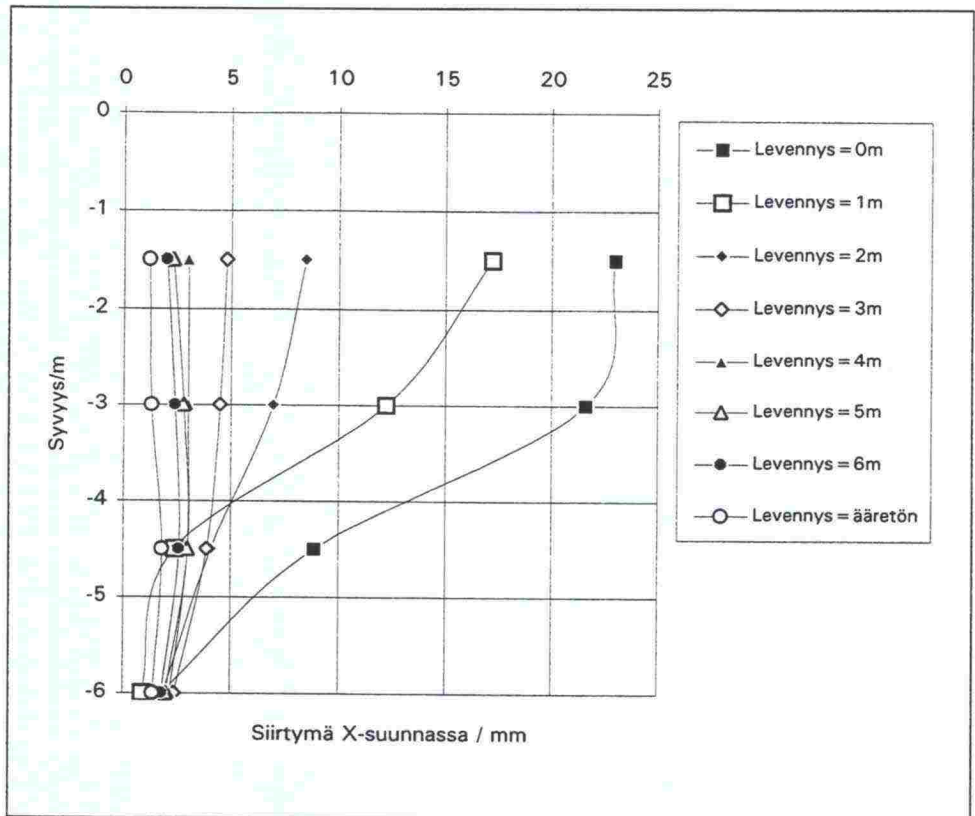
Kuva 52: Lähtötilanne soraseinän levennyyslaskelmia varten

Taulukko 17: Levennyksen vaikutus sivusiirtymiin

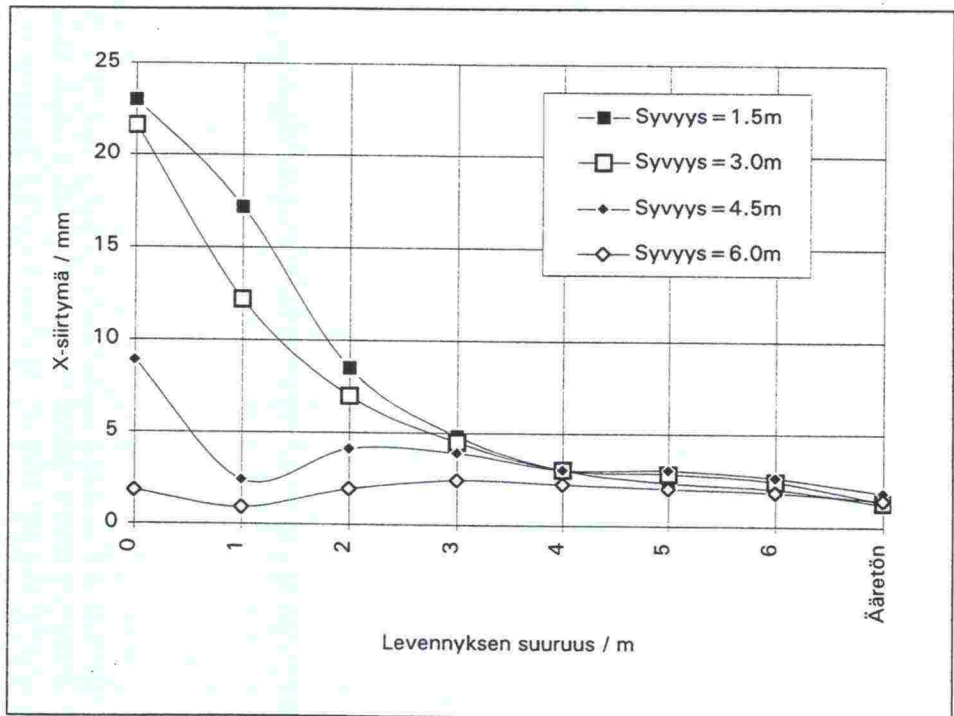
		$\phi' = 20$		$c' = 5 \text{ kPa}$		$E_d = 5 \text{ MPa}$		$\nu = 0.40$	
		Leven nys /m							
Syvyyks/m	0	1	2	3	4	5	6	ääre- tön	
1.5	23	17	9	5	3	2	2	1	
3	22	12	7	5	3	3	2	1	
4.5	9	12	4	4	3	3	3	2	
6	2	1	2	2	2	2	2	1	

Taulukko 18: Levennyksen vaikutus painumiin

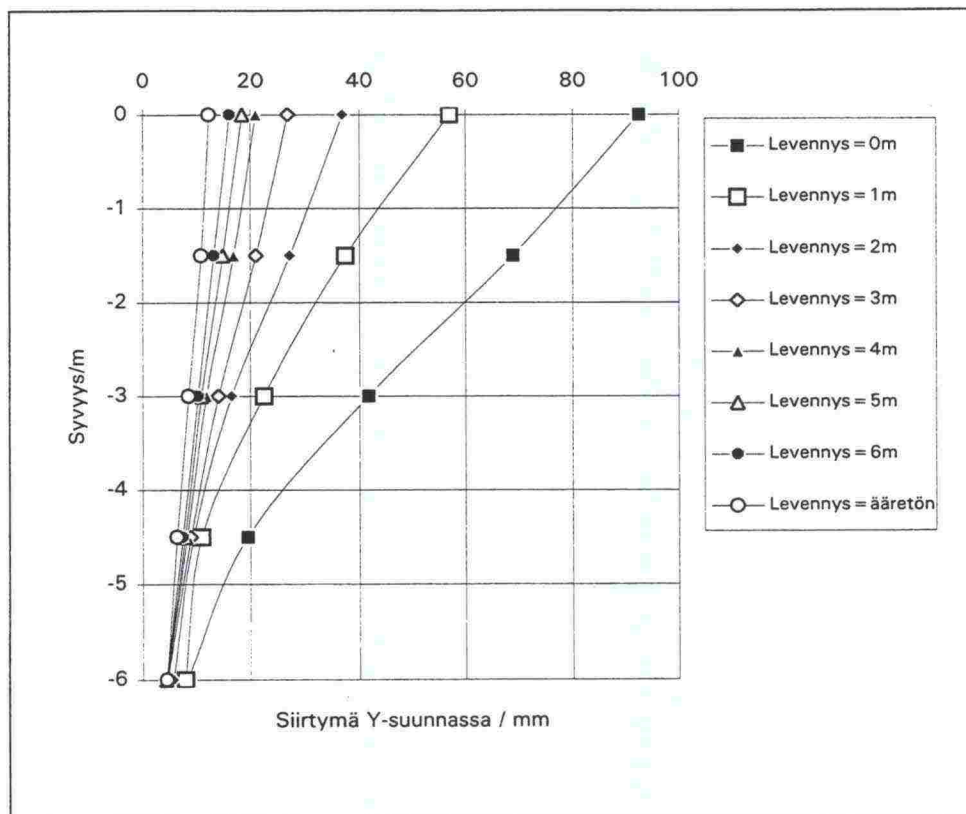
		$\phi' = 20$		$c' = 5 \text{ kPa}$		$E_d = 5 \text{ MPa}$		$\nu = 0.40$	
		Leven nys /m							
Syvyyks/m	0	1	2	3	4	5	6	ääre- tön	
0	93	57	37	27	21	19	16	12	
1.5	69	37	27	21	17	15	13	11	
3	42	23	17	14	12	11	10	9	
4.5	20	11	10	9	8	8	8	7	
6	8	8	6	5	5	4	4	5	



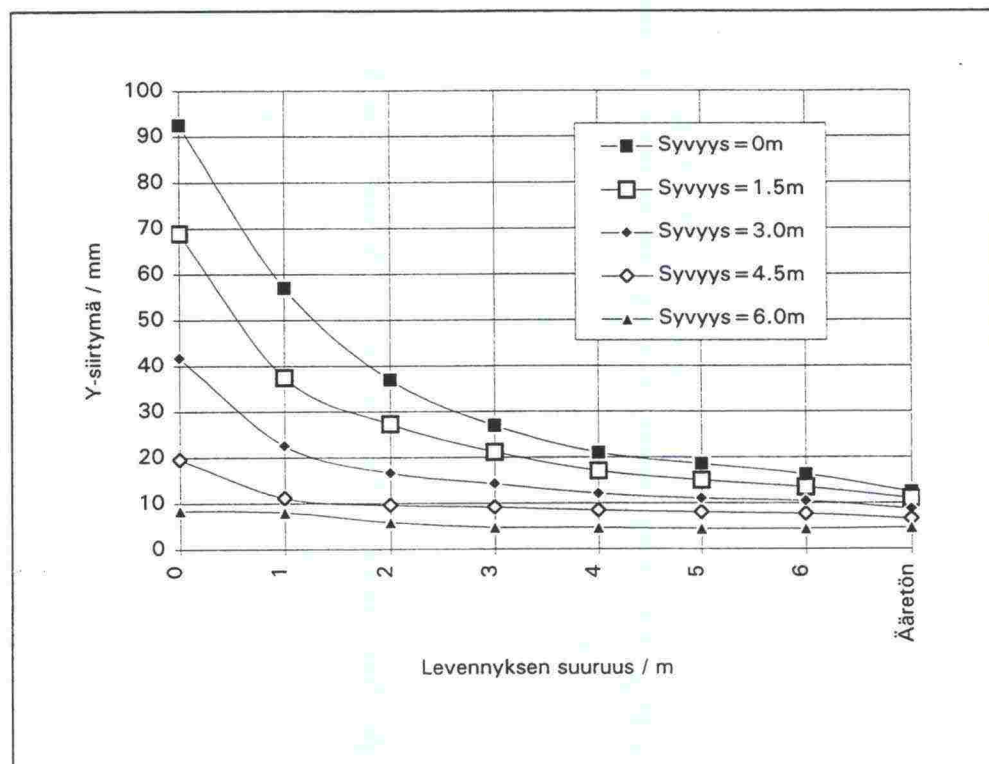
Kuva 53: Levennyksen vaikutus sivusiirtymiin



Kuva 54: Levennyksen vaikutus sivusiirtymiin



Kuva 55: Levennyksen vaikutus painumiin



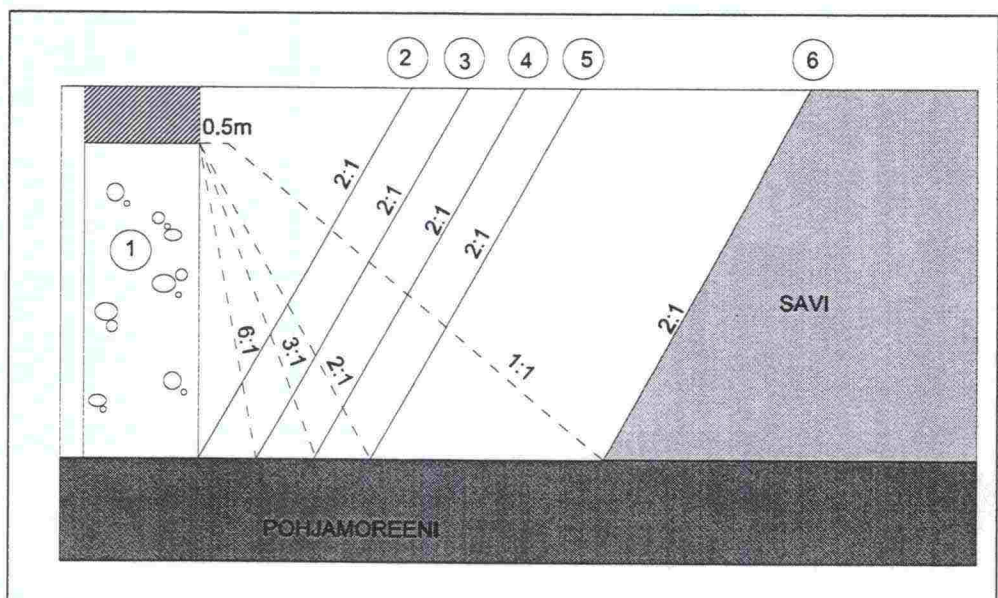
Kuva 56: Levennyksen vaikutus painumiin

Leventämisen vaikutuksia tutkittiin vielä kuvassa 57 esitetyillä malleilla. Läh-
töarvot ovat muutoin samat kuin kuvassa 52. Kuvassa 57 esitetyt numerot
tarkoittavat seuraavanlaisia malleja:

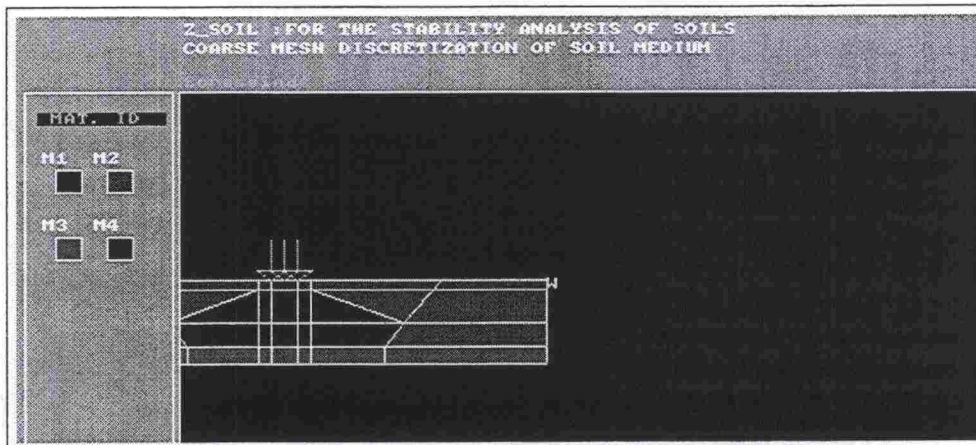
- 1) Pelkkä soraseinä
- 2) Täyttö tehdään soraseinän alapäästä 2:1 kaltevuudessa ylöspäin
- 3) Soraseinän alapää laajennetaan 6:1 kaltevuudessa anturan reunas-
ta (levennys 1m alapäässä), ja yläpää levennetään 2:1 linjassa seinän
alapäästä (levennys 4m yläpäässä)
- 4) Soraseinän alapää laajennetaan 3:1 kaltevuudessa anturan reunas-
ta (levennys 2m alapäässä), ja yläpää levennetään 2:1 linjassa seinän
alapäästä (levennys 5m yläpäässä)
- 5) Soraseinän alapää laajennetaan 6:1 kaltevuudessa anturan reunas-
ta (levennys 3m alapäässä), ja yläpää levennetään 2:1 linjassa seinän
alapäästä (levennys 6m yläpäässä)
- 6) Täyttö on ohjeen TIEL2172068 Pohjanrakennusohjeet sillansuunnit-
telussa mukainen. Tämän tapauksen elementtiverkko on esitetty ku-
vassa 58.

Taulukossa 19 ja kuvassa 59 on esitetty saadut painumat anturan reunassa.
Tuloksista voidaan todeta, että mallien 5 ja 6 painumien erotus on vain 3
mm vaikka täyte on niinkin paksu kuin 6 metriä. Mikäli koko maapohja olisi
täyttömateriaalia, olisivat painumat silti 12 mm, joten saavutettava hyöty
täytteen leventämisestä tapauksesta 5 äärettömän leveäksi jäisi 5 mm:ksi.

Kuvassa 60 on esitetty numeron 5 mukaisen mallin tarkempi kuva. Kuvan
täytteen mallia noudattamalla säästyisi perustuksen leveydestä ja täytön
paksuudesta riippuen 20-50% nykyisen ohjeen mukaisten kaivu- ja täyttö-
massojen määrässä. Jotta uusi esitys täytteen muodosta voitaisiin ottaa
käyttöön, vaatisi se kuitenkin vielä lisätarkasteluja erilaisissa pohjaolosuh-
teissa ja kuormitustapauksissa.



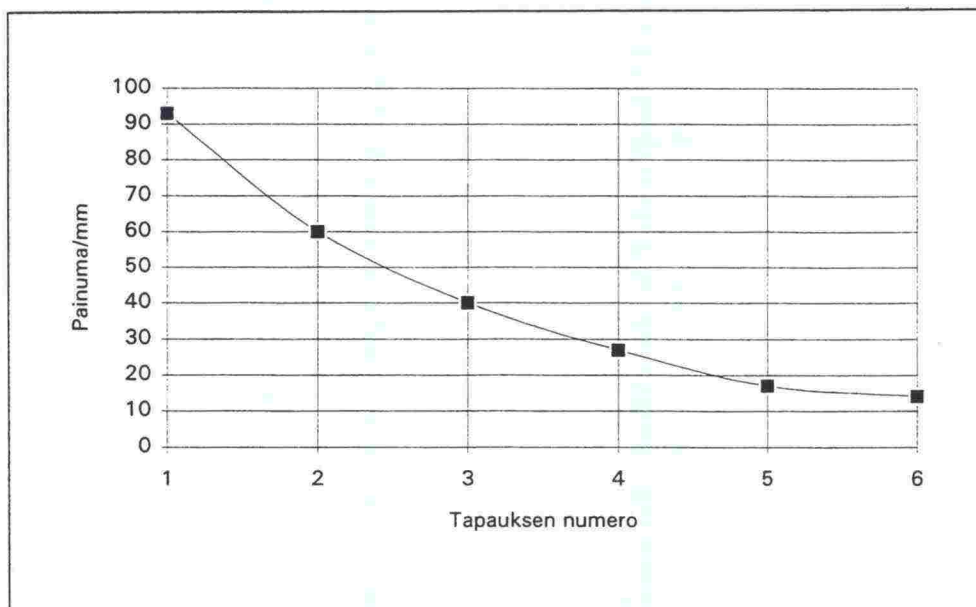
Kuva 57: Laskentamallien periaatekuvat levennyksen jatkotarkasteluja varten



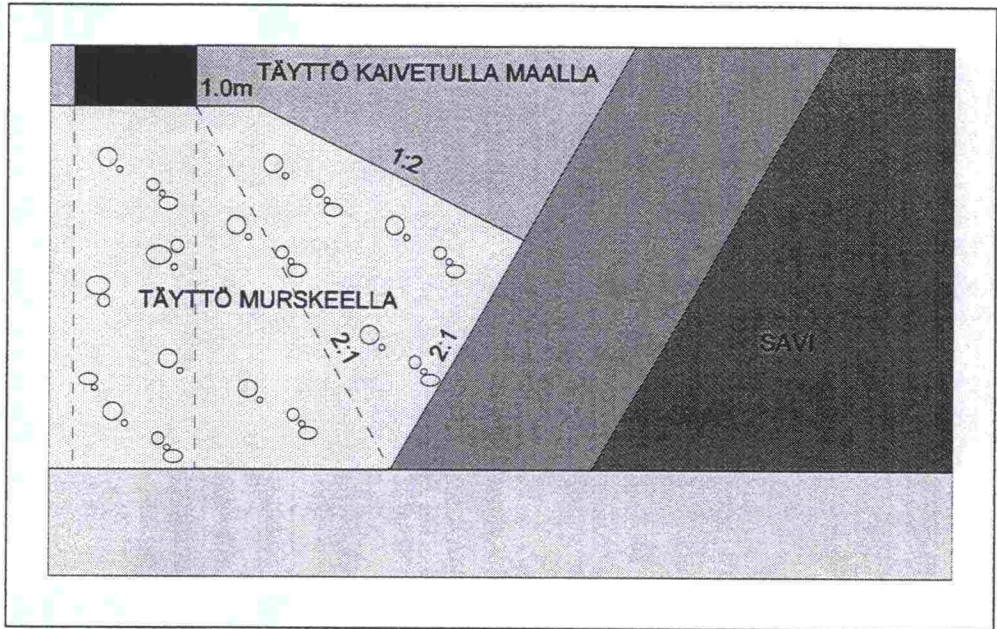
Kuva 58: Elementtiverkko Tielaitoksen ohjeen mukaisen täytön tarkasteluissa

Taulukko 19: Laskentatulokset eri täyttötötyypeille

Tapauksen numero	1	2	3	4	5	6
Painuma anturan vasemmassa reunassa mm	93	60	40	27	17	14



Kuva 59: Laskentatulokset eri täyttötötyypeille



Kuva 60: Esitys uudenmallisesta täytteen rakentamisesta

5.4 Soraseinän painumisen nopeus

Edellisessä osiossa tarkasteltiin soraseinän kokonaispainumaan vaikuttavia tekijöitä, ja todettiin, että painumat nousevat suhteellisen suuriksi mikäli käytetään seinämäistä rakennetta. Tässä osiossa tutkitaan karkeasti kuinka nopeasti painumat tapahtuvat. Lähtökohdaksi otetaan pelkkä soraseinä, koska oletettavasti painumat tapahtuvat tässä rakenteessa hitaammin kuin levitystyssä seinärakenteessa. Tarkastelu on suoritettu mallilla, jossa perustuksen leveys on 2 metriä ja pehmeikön syvyys on 6 metriä.

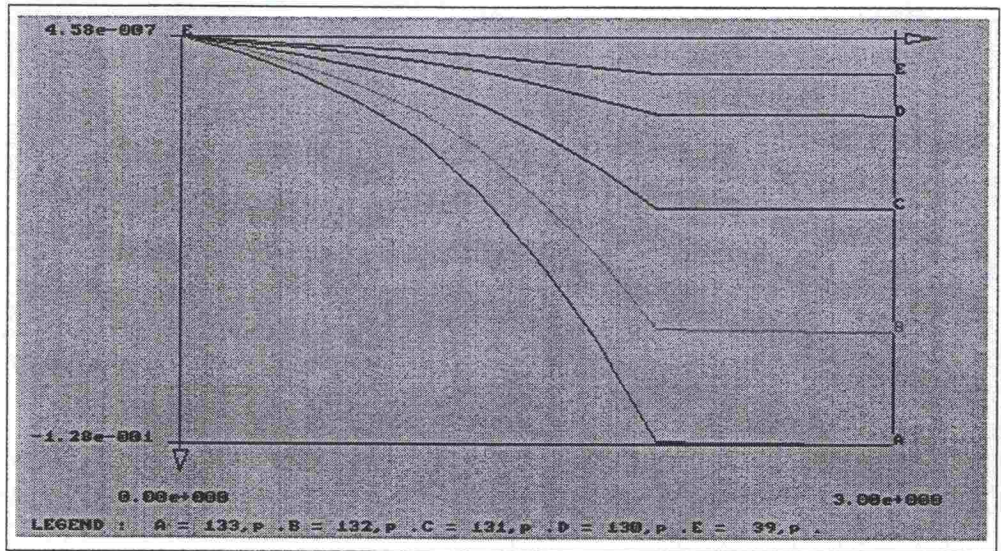
Painumisnopeuden tarkastelussa käytetyt laskentaparametrit on esitetty taulukossa 20. Kuormituksena on käytetty 275 kPa. Kuormitusfunktio on annettu siten, että maksimikuorma saavutetaan kahdessa päivässä.

Taulukko 20: Materiaaliparametrit painumisnopeuden tarkasteluja varten

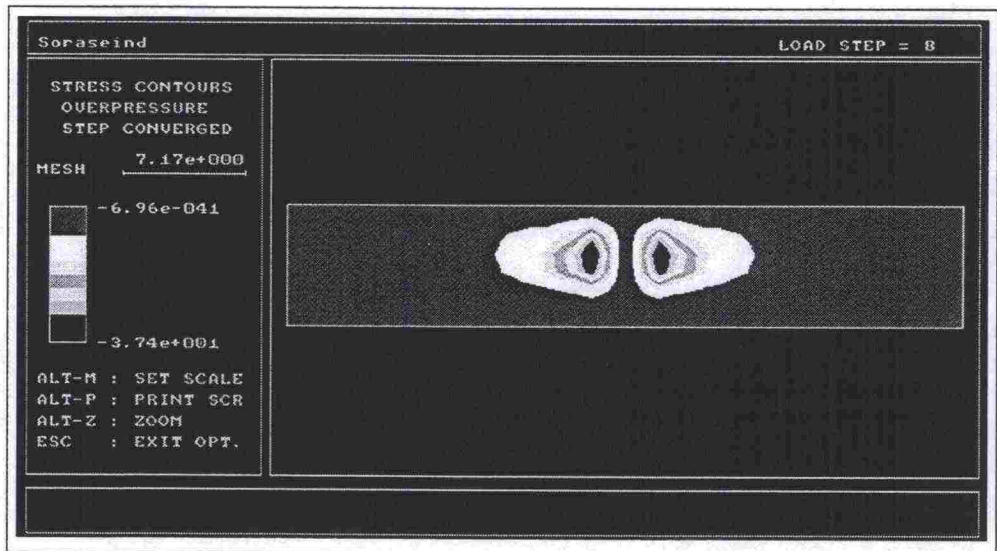
	Luonnonmaa	Soraseinä	Antura	Pohjamaa
Materiaali	Savi	Murske	Betoni	Moreeni
Materiaali-malli	Ext. Drucker-Prager	Ext. Drucker-Prager	Elastinen	Elastinen
c' / kPa	5	3	-	-
φ / °	20	40	-	-
E_d / kPa	5	120	30 000	20
ν	0.4	0.3	0.3	0.3
γ / kNm³	17	21	21	18
k_x, k_y m/vrk	864x10 ⁻⁹ =(10 ⁻¹¹ m/s)	86.4 =(10 ⁻³ m/s)	-	-
e₀	2	0.67	-	-

Kuvassa 61 on esitetty soraseinän painuma-aikakäyrät kolmen ensimmäisen päivän ajalta. Tarkastelupisteet ovat anturan vasemman reunan linjalta syvyksiltä A=0m (perustuksen alapinnasta, B=1.5m, C=3.0m, D=4.5m ja E=6.0m. Käyrien mukaan painuminen tapahtuu lähes kokonaan rakentamisen aikana. Kuvassa 62 on esitetty huokosvedenpaine kuormituksen saavuttaessa maksimiarvonsa kahden päivän kohdalla. Ylipainetta on maksimissaan vain 35 kPa:a. Kun laskelmia jatkettiin ensimmäisen vuoden ajan, lisääntyivät painumat rakentamisen aikaisesta 128 mm:n painumasta vain 9 mm. Näyttäisi siis siltä, että soraseinän konsolidoituminen tapahtuu hyvin nopeasti soraseinän toimiessa eräänlaisena suurena pystyोजना.

Mikäli soraseinää levennetään esimerkiksi edellisessä osiossa esitetyllä tavalla, nopeutuvat painumat entisestään koska kuormitus jakautuu hyvin vettä läpäisevään täytteeseen jolloin huokosveden ylipaine pääsee purkautumaan nopeasti.



Kuva 61: Painuma-aikakäyrä ajalla 0-3 päivää



Kuva 62: Huokosvedenpainejakautuma kuormituksen saavuttaessa maksimiarvon 275 kPa kahden päivän kohdalla

6.0 KOEKOHDE

6.1 Kohteen kuvaus

Koekohde Korkeamäen alikulku S9 sijaitsee Järvenpään pohjoispuolella lähellä Kellokosken keskustaa. Silta kuuluu osana tiehankkeeseen Järvenpää-Hämeenlinnan maantien 290 rakentaminen välillä Haarajoki-Nuppulinntie. Silta sijoittuu kyseisellä hankkeella paalulle 4670 jalankulkutien J7 alikulukäytäväksi.

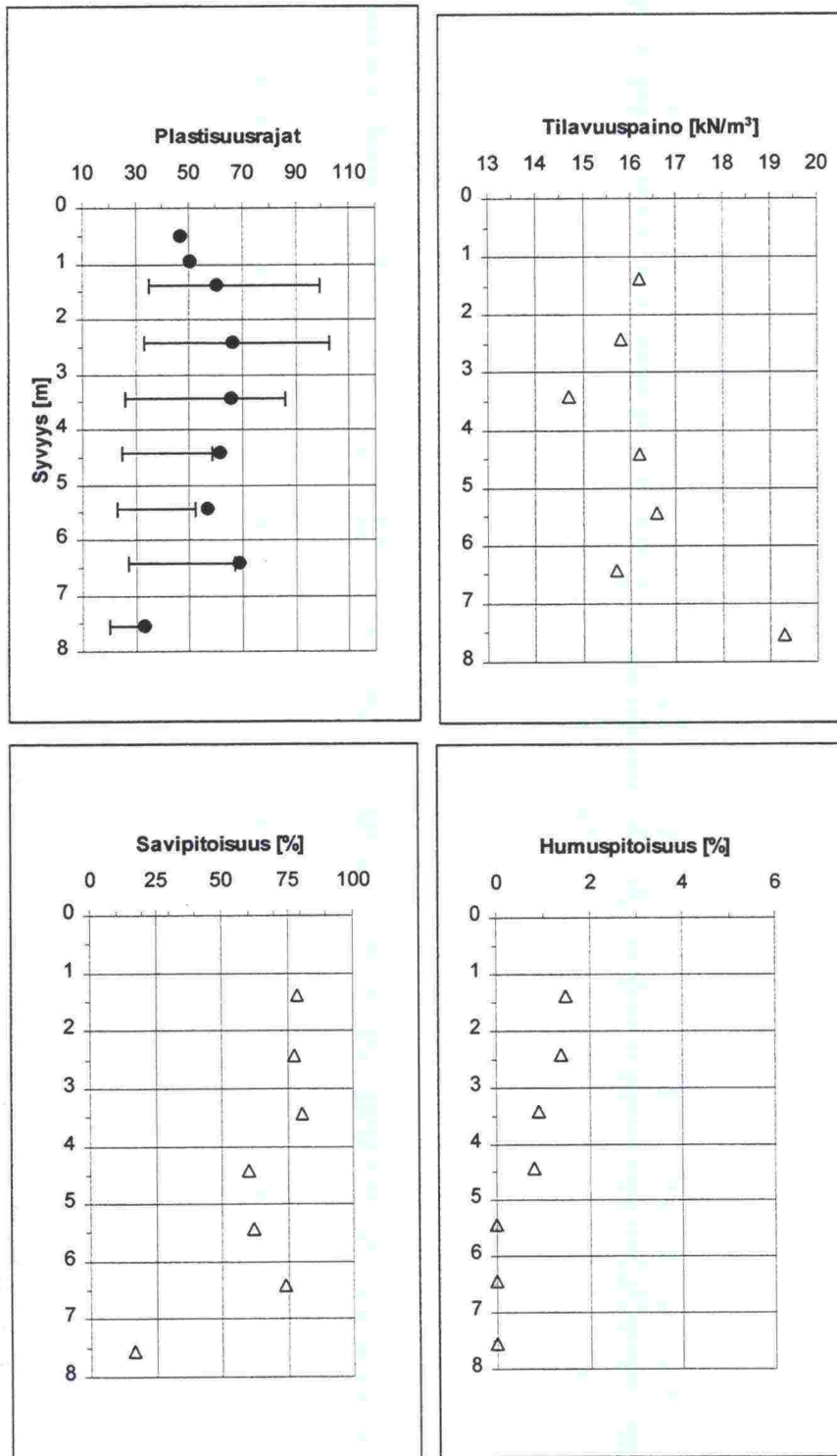
Silta on teräsbetoninen vinojalkainen laattakehäsilta (Blk II), jonka vapaa aukko on 5m, ja jalan korkeus 5 m. Tiesuunnitelmavaiheessa silta on suunniteltu perustettavaksi maanvaraisesti yhtenäiselle laatalle, sekä lisäksi on suunniteltu kevytsorakevennykset sillan tulopenkereiden alle. Penkereen korkeus siltapaikalla on noin 2.5 metriä. Siltapaikan tiesuunnitelmavaiheen luonnos on esitetty kuvassa 63.

6.2 Tehdyt tutkimukset ja maaperäkuvaus

Siltapaikka sijaitsee tasaisella pellolla. Tiesuunnitelmavaiheessa siltapaikkaa on tutkittu paino- ja siipikairalla. Lisäksi on tehty ödometrikokeita tielaitoksen geokeskuksessa sekä tutkittu pohjaveden pinta pohjavesiputkella. Tätä työtä varten otettiin kahdesta näytepisteestä (molemmilta anturalinjoilta) häiriintymättömiä näytteitä, joista tehtiin normaalien luokituskokeiden (kuva 65) lisäksi ödometri- (16 kpl) ja kolmiaksiaalikoheet (15 kpl).

Kokeiden perusteella voidaan maapohja jakaa 4 eri kerrokseen. Pinnassa on 4 metriä paksu vahvasti ylikonsolidoitunut lihava savi, jonka suljettu leikkauslujuus siipikairalla mitattuna on kerroksen alapinnassa heikoimmillaan noin 40 kPa. Tämän kerroksen alapuolella on 2 metriä paksu lievästi ylikonsolidoitunut lihava savi, jonka suljettu leikkauslujuus on 35-40 kPa. Seuraavana kerroksena on 1 metrin paksuinen normaalikonsolidoitunut savi, jonka suljettu leikkauslujuus on myös 35 kPa. Ennen pohjamoreenia on vielä noin 1.5 metrin paksuinen lievästi ylikonsolidoitunut savinen silttikerros, jonka leikkauslujuus on heikoimmillaan 45 kPa.

Vesipitoisuudet ovat suurimmillaan 70% ja pienimmillään 30%. Kuivakuorikerroksessa on hienousluku F noin 90 ja syvemmällä 26-70. Pohjaveden pinta on noin 7 metrin syvyydellä maanpinnasta kerrosten 3 ja 4 välisessä rajakohdassa.



Kuva 65: Koekohteen luokitusominaisuuksia

6.3 Koekohteen laskelmat

6.3.1 Laskentamallin muodostaminen

Laskentamallin mitat

Tiesuunnitelmavaiheesta poiketen sillan perustamistasoa päätettiin nostaa yhdellä metrillä, jolloin sillan jalan korkeudeksi tulee 4m. Perustuksen leveydeksi valittiin 2 metriä, jolloin ohjeen TVH 723446 Teräsbetoninen laattakehäsilta (BlkII), anturan tehokkaalle pinta-alalle tulisi pohjapainetta 300 kPa. Laskentojen edetessä tämä perustuksen leveys osoittautui hyväksi valinnaksi. Muut sillan mitat pysyivät vastaavina kuin tiesuunnitelmavaiheen luonnoksessa. Tarkasteltava tilanne on esitetty kuvassa 64.

Elementtiverkko

Koekohteesta muodostettiin Zsoil-laskentamalli tekemällä sillan vasemmasta puoliskosta elementtiverkko tasotapauksena. Zsoil-ohjelmassa reunaehdot muodostuvat siten, että siirtymät vaakasuunnassa ovat estetty, mutta pystysiirtymät sallitaan. Täten riittää, että sillasta mallinnetaan vain toinen puoli (Koska silta on symmetrinen rakenne, ei vaakasiirtymiä symmetria-akselilla pitäisi tapahtua). Sillan rakentamisen simuloiminen on suoritettu kuvassa 66 esitetyllä tavalla. Initiaalitalanteessa on soraseinä jo asennettu maahan, koska ohjelmasta johtuen sen rakentamista ei voida simuloida.

Materiaaliparametrit

Materiaaliparametreina on käytetty taulukossa 21 ja 22 esitettyjä arvoja. Leikkauslujuuden redusointi on suoritettu hienousluvun perusteella tielaitoksen ohjeen TIEL 3200150 Tiegeotekniikan yleiset perusteet. Hienousluvun perusteella ei redusointia ole tarvinnut suorittaa kuin kuivakuorikerroksessa. Kuivakuorikerroksessa on käytetty suljettuna leikkauslujuutena alla olevan maakerroksen leikkauslujuutta.

Taulukko 21: Koekohteen maapohjan kerrosjako ja parametrit

Kerros	Syvyys m	Maalaji	γ kN/m ³	c_u kPa	c' kPa	ϕ'	E_{u50} MPa	E_{d50} MPa	ν	σ_p kPa	Malli
1	0-4	liSa	16	31	8	26	15	12	0.36	194	DP-ext.
2	4-6	liSa	16	35	11	17	11	4	0.41	96	DP-ext.
3	6-7	liSa	16	35	0	25	16	1.5	0.37	100	DP-ext.
4	7-8.5	saSi	19	40	0	34	13	5	0.31	150	DP-ext.

Taulukko 22: Sillan, soraseinän, ja penkereen parametrit elementtilaskelmia varten

Rakenne	Materiaali	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ'	E_d MPa	ν	Malli
Soraseinä	Sr	21	3	40	120	0.3	DP-ext.
Penger	Sr	21	3	40	30	0.3	DP-ext.
Silta	betoni	25	-	-	30 000	0.3	elastic
Pohjamoreeni	Mr	20	-	-	20	0.3	elastic

Kuormitukset

Rakentamisvaiheissa 2 ja 3 on käytetty työnaikaista liikennekuormitusta 10 kPa vaarallisimmassa paikassa, eli leikkausluiskan päällä. Rakentamisvaiheissa 5 on käytetty RIL 144-1983 Rakenteiden kuormitusohjeet kuormaluokan 1 mukaisesti penkereen päällä 20 kPa:n liikennekuormaa ja sillalla kuormakaavion 1 mukaan sovitettua kuormitusta.

Sovitus on suoritettu kuvan 67 mukaisesti siten, että akseliryhmä on sijoitettu kahdelle kuormakaistalle tien poikkisuunnassa, ja kuormituksen on oletettu jakautuvan 2:1 kaltevuudessa siltarakenteessa. Kuormakaavion 1 mukaiset kuormat on tämän jälkeen jaettu anturan alapinnan tason jakautumislevydellä. Menettely ei vastaa todellista tehokasta kuormitusjakautumaa, joka saataisiin perinteisillä menetelmillä laskettuna, mutta koska laskentaohjelma soveltuu vain tasotapauksille, ei perustuksen tehokasta pituutta voida mallintaa.

Vaakasuoria kuormia, kuten jarrukuormaa, ei malliin sisällytetty, koska symmetrian vuoksi laskentaohjelma olisi ottanut sen huomioon myös "toisella puolella" siltaa.

Kuvasta 66 ilmenee skaalauksen tuloksena saadut kuormitukset.

6.3.2 Varmuustarkastelut

Laskentojen suoritus

Varmuustarkastelut suoritettiin suljetun tilan parametreilla siten, että Driven Load-ajolla poistettiin ja lisättiin elementtejä niin, että saatiin kuvassa 66 esitetyt rakentamisen vaiheet simuloitua. Rakentamisvaiheissa 3 ja 5 tehtiin liukupintatarkastelut varmuusluvun selvittämiseksi.

Varmuustarkastelut suoritettiin kahdella tapauksella, joissa toisessa soraseinä on rakennettu ja toisessa silta perustetaan luonnontilaisen maan varaan.

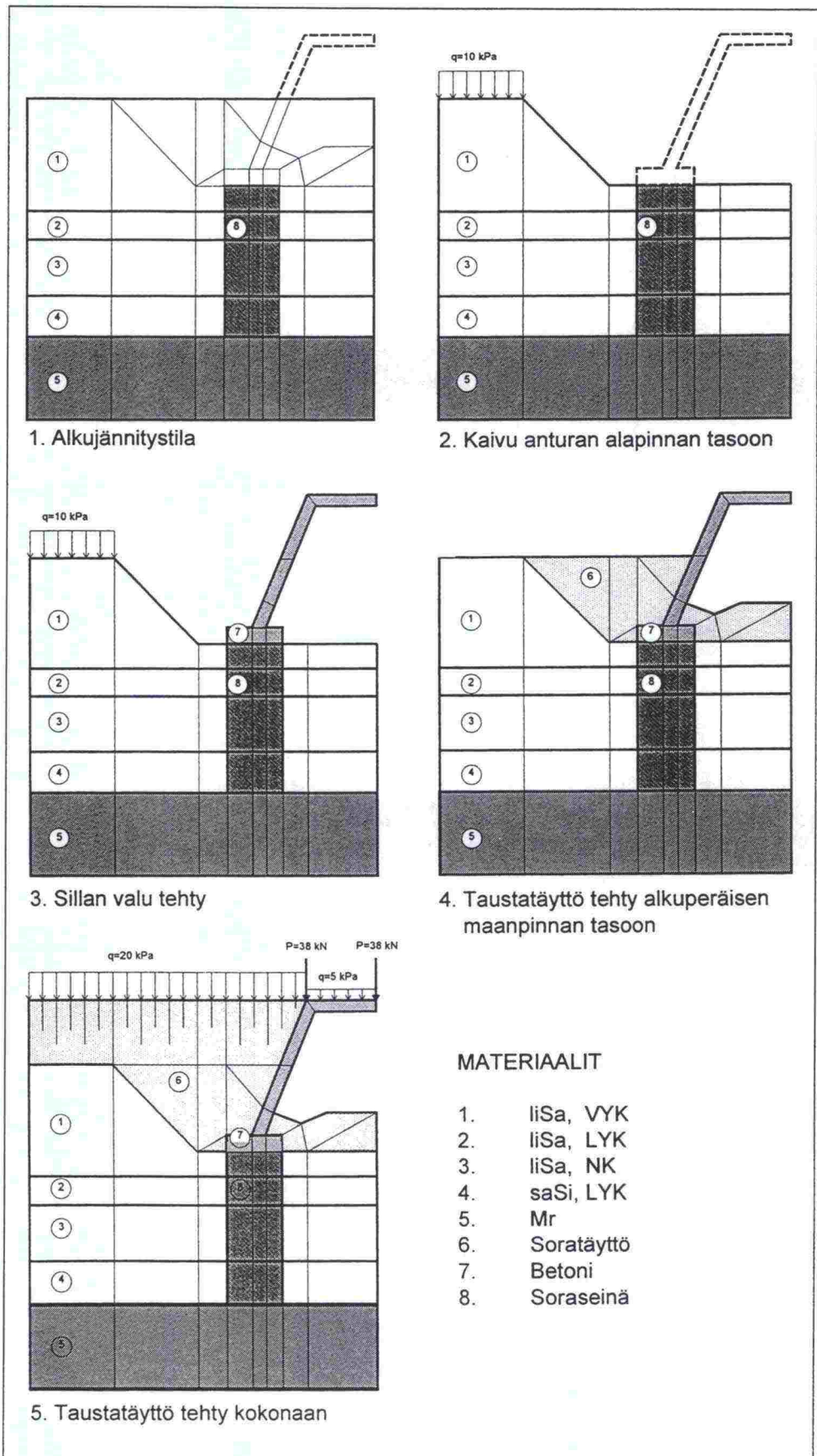
Laskentojen tulokset

Kuvassa 68 on esitetty siirtymävektorit murtotilanteessa kun silta on perustettu soraseinän varaan. Varmuusluvut on esitetty taulukossa 23.

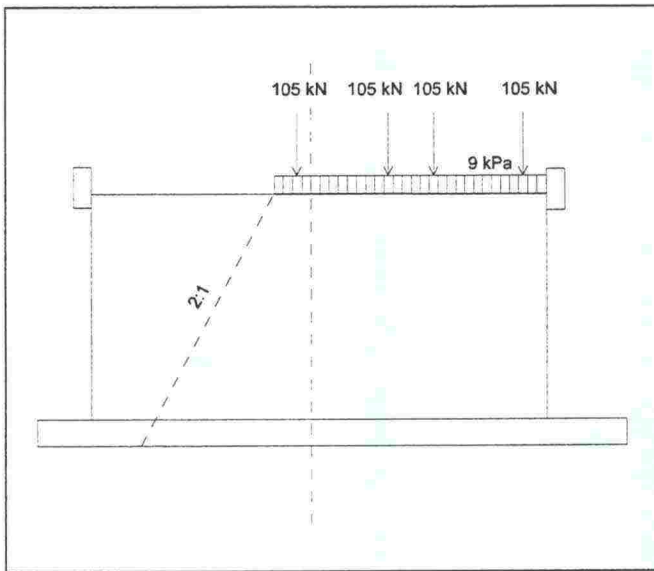
Taulukko 23: Varmuuskertoimet

Perustamistapa	F kun kaivu on anturan alapinnan tasossa	F kun silta on rakennettu kokonaan
Soraseinä	-	2.5
Ilman soraseinää	>3	1.7 (ei kevytsoraa)

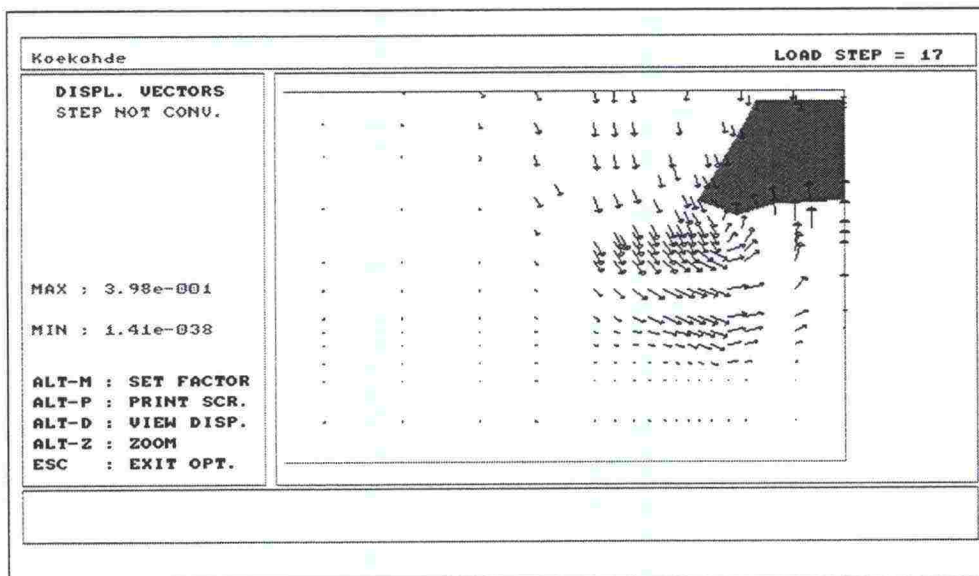
Kuvasta 68 nähdään, että lopullisessa rakentamistilanteessa murtuminen tapahtuu sillan takaa lähtevällä liukupinnalla, joten mitoittavaksi tekijäksi ei tule tässä tapauksessa itse soraseinän kantavuus vaan tiepenkereen vakaavuus silta-aukkoon päin. Koska varmuus tiepenkereen sortumista vastaan on suurempi kuin 2, voidaan sanoa, että soraseinälläkin on riittävä kokonaisvarmuusluku $F > 2$ pohjarakennusohjeiden mukaan.



Kuva 66: Koekohteen rakentamisen mallinnus



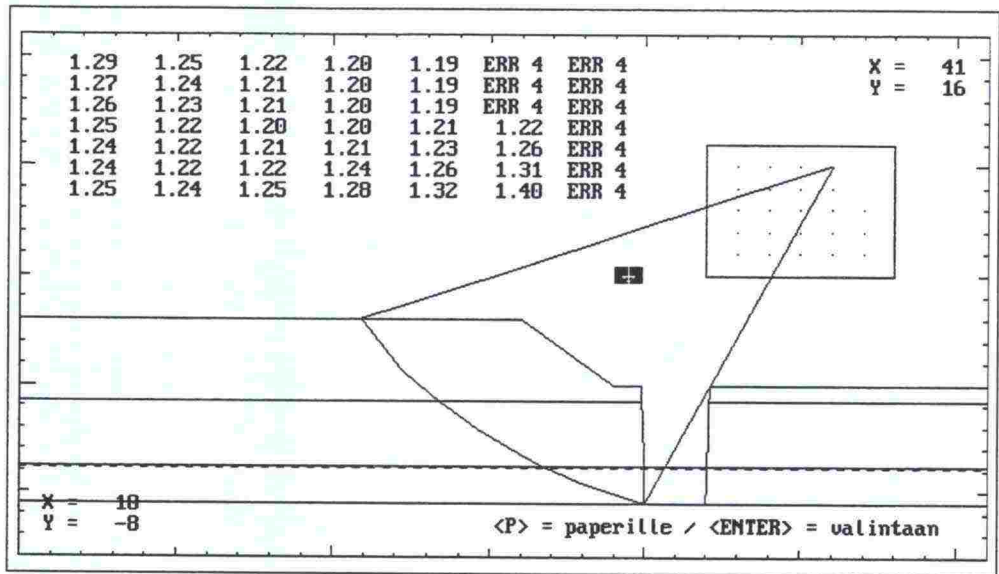
Kuva 67: Kuormituksen skaalaus siltarakenteessa.



Kuva 68: Siirtymävektorit murtotilanteessa, kun silta on perustettu soraseinän varaan

Työnaikainen varmuus

Työnaikaista varmuutta soraseinäkaivannon ollessa auki arvioitiin Fulgeovakavuusohjelmalla. Laskentaparametreina on käytetty samoja arvoja kuin elementtilaskelmissakin. Työnaikaisena kuormituksena on käytetty 10 kPa seinäkaivannon molemmilla puolilla. Kaivannon vakavuudeksi on saatu kuvan 69 mukaisesti $F=1.19$. Mikäli liukupinnan päätyvaikutukset otetaan huomioon, nousee kaivannon varmuus karkeasti laskettuna noin $F=1.46$. Täyttö tulee tehdä välittömästi kaivua seuraten.



Kuva 69: Soraseinäkaivannon työnaikainen vakavuus $F=1.19$

6.3.3 Painumatarkastelut

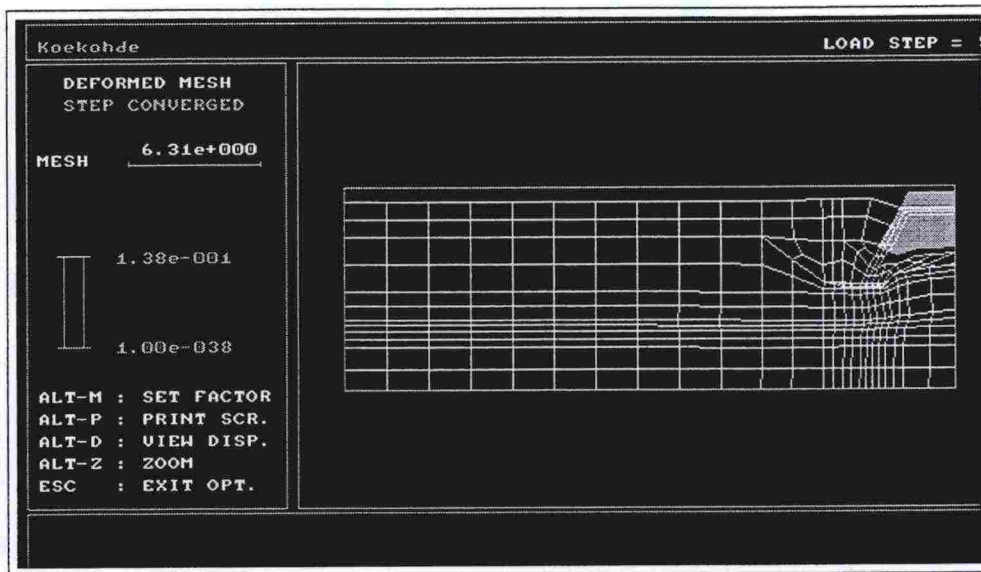
Laskentojen suoritus

Painumatarkastelut suoritettiin käyttämällä taulukoissa 21 ja 22 esitettyjä avoimen tilan parametreja. Painumatarkasteluissa tutkittiin vain primäärisen konsolidaatiopainuman kokonaismäärää, konsolidaatiopainuman nopeutta ei tutkittu. Kuormituksina käytettiin samoja kuormia kuin kantavuustarkasteluisakin. Laskelmat suoritettiin sekä soraseinän varaan perustetulla mallilla, että ilman soraseinää perustetulla mallilla.

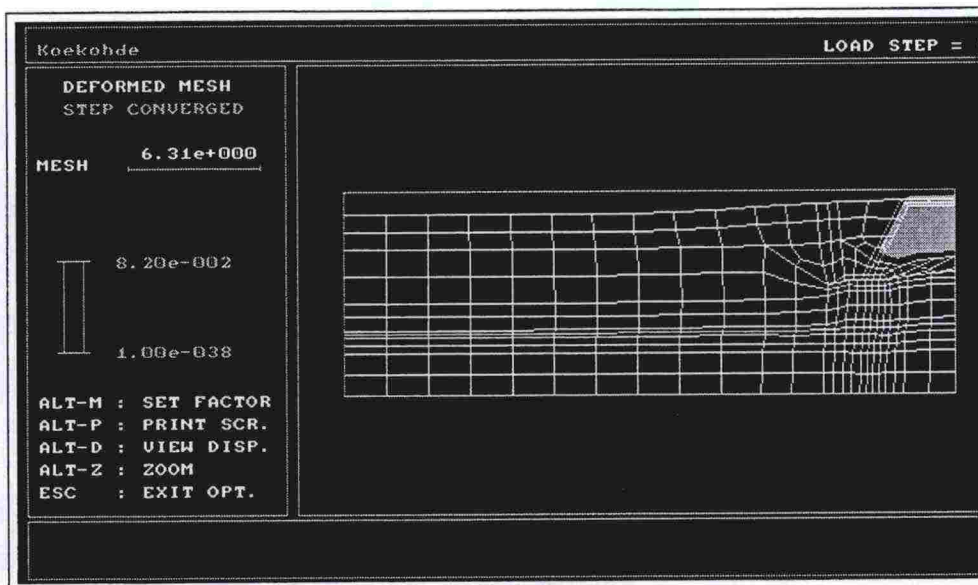
Rakentamisen simulointi tehtiin samaan tapaan kuin varmuustarkastelut. Driven Load-ajolla poistettiin ja lisättiin elementtejä, sekä vaihdettiin materiaaleja siten, että saatiin kuvassa 66 esitetyt rakentamisvaiheet laskettua.

Laskelmien tulokset

Primäärisen konsolidaation loppupainumaksi anturan alla saatiin soraseinälle perustettaessa 23 mm, ja ilman soraseinää 90 mm. Kuvissa 70 ja 71 on esitetty tapausten deformoituneet verkot.



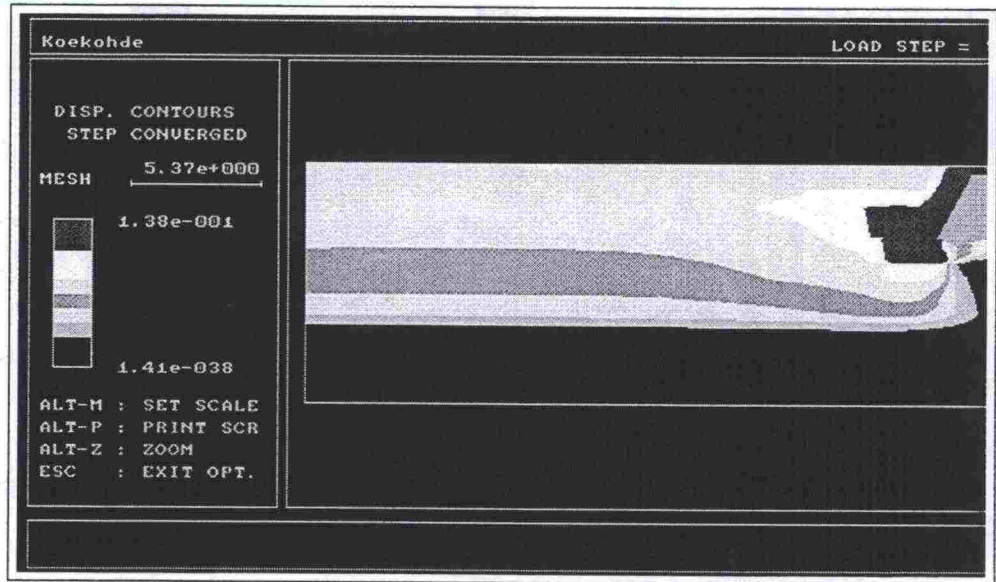
Kuva 70: Verkon muuttuminen perustettaessa ilman soraseinää



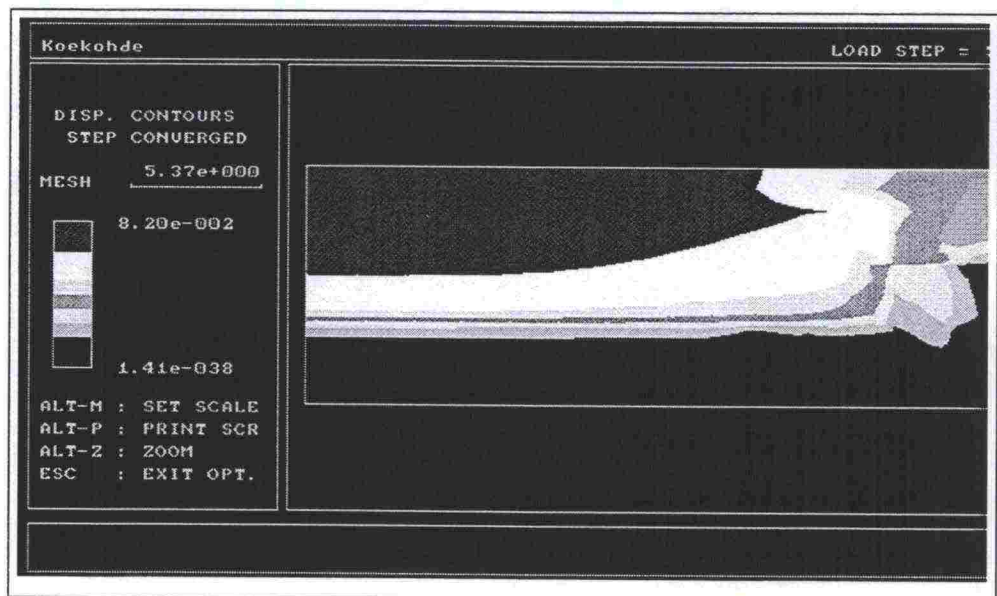
Kuva 71: Verkon muuttuminen perustettaessa soraseinän varaan

Kuvista 70 ja 71 nähdään, että ilman soraseinää perustettaessa siltapaikka painuu enemmän kuin tulopenger, kun taas perustettaessa soraseinän varaan, painuu tulopenger eniten. Kuvissa 72 ja 73 on esitetty siirtymien suuruus ja kuvassa 74 pääjännitykset soraseinän varaan perustettaessa.

Kuvassa 75 on esitetty pystysuoran kokonaisjännityksen jakautuminen. Jakautuman perusteella voidaan todeta, että anturan alapinnassa vaikuttaa suuruusluokaltaan samanlainen jännitys, kuin mitä saadaan esimerkiksi ohjeen TVH 723446 Teräsbetoninen laattakehäsilta mukaan, eli noin 250 kPa.

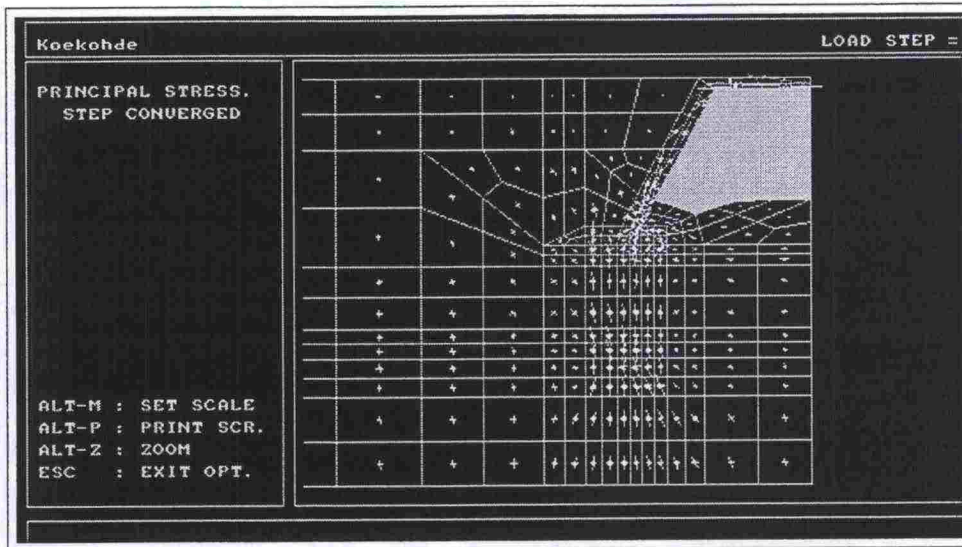


Kuva 72: Siirtymät kun silta perustetaan maan varaan (silta painuu eniten)

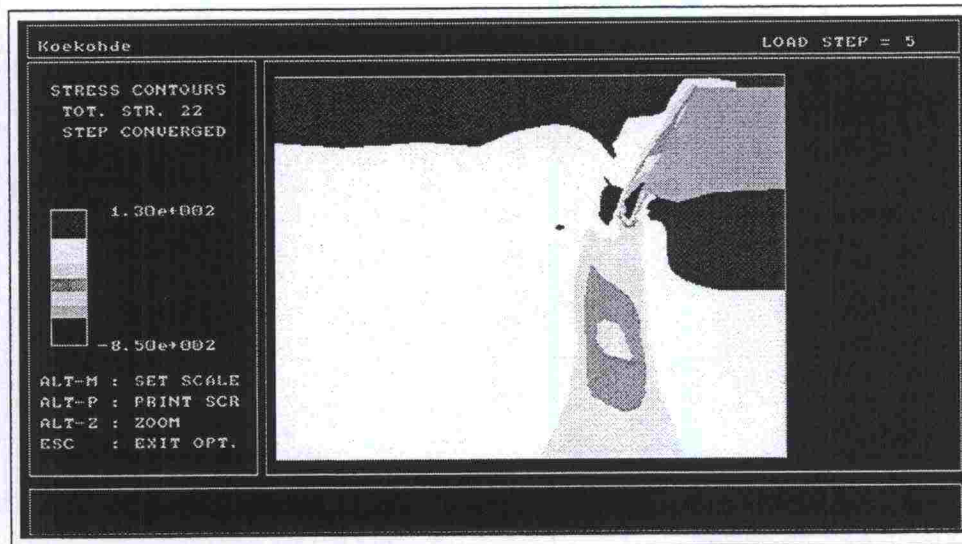


Kuva 73: Siirtymät kun silta perustetaan seinän varaan (penger painuu eniten)

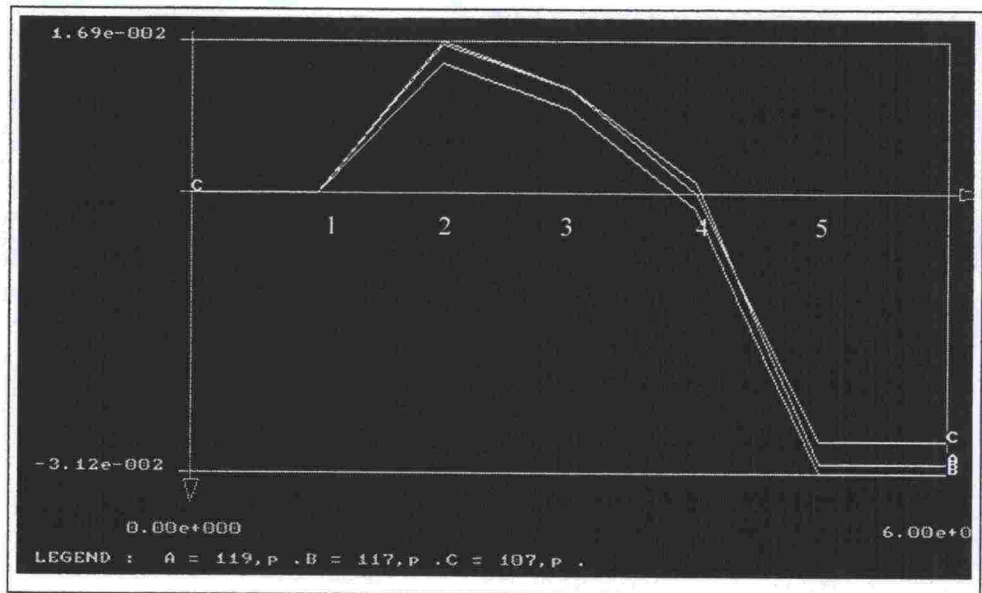
Eri rakentamisvaiheissa tapahtuvat siirtymät näkyvät kuvasta 76. Kuvaan on lisätty numerot joista näkyy painumien suuruudet eri rakentamisvaiheen loppussa. Piste A on anturan alapinnan vasemmassa reunassa, piste B on anturan keskiliinjalla ja piste C on anturan oikeassa reunassa. Kuvasta nähdään hyvin, kuinka painuminen ylittää luonnonmaan kimmoisen palautumisen vasta kun taustatäyttö tehdään luonnontilaisen maanpinnan tasoon. Kuvassa esitetty laskelma on tehty Time Depended Process-ajolla, joten loppupainuma on eri suuri kuin Driven Load- ajolla tehty laskelma. Painumien kehittyminen tapahtuu kuitenkin samalla tavoin.



Kuva 74: Pääjännitykset soraseinän varaan perustettaessa.



Kuva 75: Pystysuorat kokonaisjännitykset



Kuva 76: Siirtymien kehittyminen anturan alapinnassa rakentamisen aikana

Loppupainuman suuruuden 23 mm perusteella voidaan todeta, että sillan perustaminen onnistuu soraseinän varaan.

Tiesuunnitelmavaiheessa silta on suunniteltu perustettavaksi yhtenäiselle laatalle. Vinojalkaiselle kehälle tehtävän laatan kustannukset ovat karkeasti arvioituna 100 000,- . Lisäksi sillan taakse on suunniteltu kevytsorakevennykset estämään yhtenäisen laatan ylösnousua. Kevennyksen määrä on 680 m³rtr, joten kustannukseksi tulee 680 m³rtr x 200,- eli 136 000,-. Soraseinärakenteen hinnaksi tulee 400 m³rtr x 80,- eli noin 36 000,-. Näin ollen kustannussäästöt tiesuunnitelmavaiheeseen verrattuna ovat 200 000,-. Soraseinärakenne näyttäisi olevan kyseisessä kohteessa hyvin kilpailukykyinen ratkaisu.

7. PÄÄTELMÄT JA SUOSITUKSET

Soraseinärakennetta voidaan käyttää vaihtoehtoisena perustamismenetelmänä mm. lyhyille paalutuksille, stabiloinneille, yhtenäisille maanvaraisille laatoille tai esikuormitukselle. Tässä osiossa on lyhyesti esitetty päätelmät joita tämän diplomityön puitteissa on syntynyt, ja lisäksi on esitetty suosituksia rakenteen mitoittamiseksi.

Kaivannon vakavuus

Ongelmaksi soraseinää suunniteltaessa tulee kaivannon vakavuus. Mahdollisimman suurien materiaalisäästöjen saamiseksi kaivannon reunojen kaltevuuden tulisi luonnollisesti olla mahdollisimman jyrkät, mutta tällöin on vaara että kaivanto sortuu. Kaivannon vakavuutta voidaan tarkastella alustavasti nopealla käsinlaskentamenetelmällä seuraavasti [Slunga, Autio 1990]:

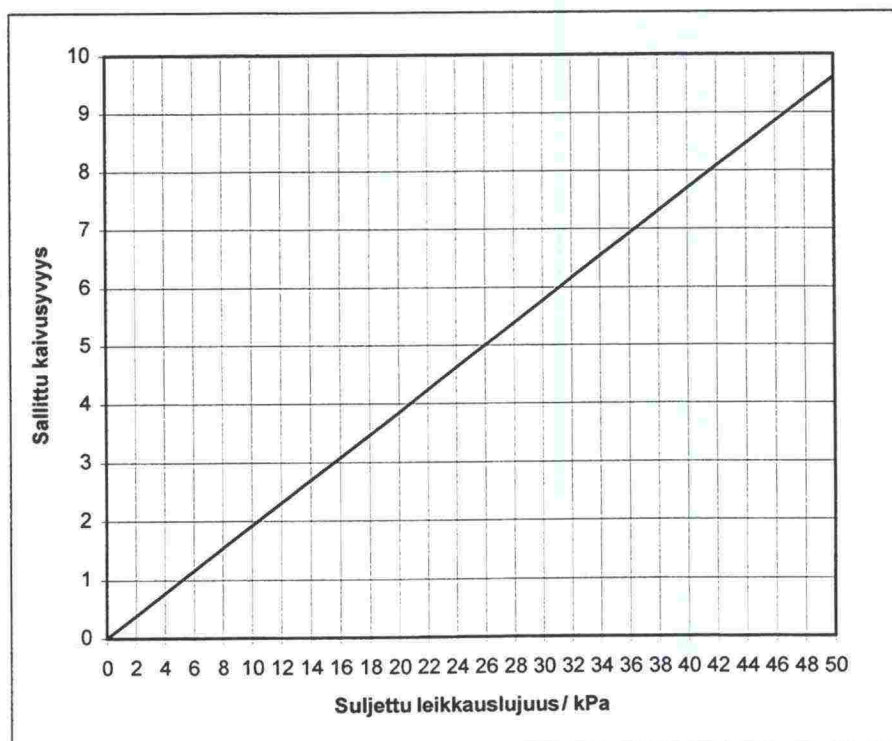
$$H_c = 4c_u / \gamma \quad (31)$$

H_c = suurin kaivussyvyys johon tukematon pystysuora seinä voidaan ulottaa

γ = koheesiomaan tilavuuspaino

c_u = pohjamaan suljettu leikkauslujuus

Alla olevassa kuvassa 77 on esitetty käyrä, jossa yllä mainittua kaavaa on sovellettu siten, että työnaikaisena varmuuslukuna on käytetty $F=1.30$. Käyrää voidaan soveltaa mikäli ulkopuolisia kuormituksia ei ole. Käyrä pätee vain lyhyen ajan vakavuuden suhteen. Koheesiomaan tilavuuspainona on käytetty 16 kN/m^3 .



Kuva 77: Pystysuoran leikkauksen kriittinen kaivussyvyys koheesiomaassa

Soraseinän kapasiteetti

Tämän diplomityön puitteissa on käynyt selväksi, että jo pienillä saven suljetun leikkauslujuuden arvoilla saadaan soraseinälle huomattavia kapasiteetin arvoja. Diplomityössä on tutkittu kapasiteetteja tasaisella pintakuormalla, eikä laskelmissa ole otettu huomioon kuormitusresultantin mahdollista vinoutta. Kapasiteetilaskelmissa tulisikin ensin selvittää perustuksen tehokas pinta-ala, jonka jälkeen kapasiteettitarkastelut tulisi tehdä tehokkaalle pinta-alalle tulevilla kuormituksilla.

Elementtilaskelmissa huomattiin, että seinän murtokapasiteetti ei enää lisääntynyt kun seinän korkeus oli suurempi kuin 2.5 kertaa perustuksen leveys B.

Käsinlaskentamenetelmistä soraseinän nopeisiin kapasiteetilaskelmiin näyttäisi soveltuvan Hughes ja Withersin malli muunneltuna seuraavasti:

$$q_{\text{ult}} = \frac{(1 + \sin\phi)}{(1 - \sin\phi)} (\sigma_{r_0} + 4c_u) \quad (32)$$

$$\sigma_{r_0} = D_f \gamma_2 \quad (33)$$

Yhdistämällä kaavat (32) ja (33) saadaan:

$$q_{\text{ult}} = \frac{(1 + \sin\phi)}{(1 - \sin\phi)} (D_f \gamma_2 + 4c_u) \quad (34)$$

q_{ult} = soraseinän murtokapasiteetti, kPa

ϕ = soraseinän kitkakulma

σ_{r_0} = koheesiomaan vaakasuuntainen alkujännitys, kPa

D_f = perustamissyvyys, m

γ_2 = koheesiomaan tilavuuspaino, kN/m³

Myös Madhavin ja Vitkarin, Brownsin ja Steinfieldin malleilla voidaan tarkastella kapasiteetteja. Nämä mallit on esitetty tarkemmin luvussa 4.

Tässä diplomityössä esitettyjä käyriä voidaan käyttää arvioitaessa seinien kapasiteetteja sikäli kuin laskelmissa käytetyt reunaehdot täyttyvät tarkasteltavassa mallissa. Tarkasteluissa tulee käyttää RIL 121-1988 Pohjarakennusohjeet maanvaraisen perustuksen kantokyvylle esitettyä kokonaisvarmuusluku F=2.

Soraseinän painumatarkastelut

Mikäli soraseinärakennetta suunnitellaan kohteeseen, joka ei ole painumille altis, on soraseinärakenne hyvin käyttökelpoinen. Hyvin usein käy kuitenkin niin, että mitoittavaksi tekijäksi soraseinien mitoituksessa muodostuu painumien hallinta.

Soraseinän painumakäyttäytyminen on hyvin monimutkainen, eikä sitä voida perinteisillä menetelmillä kunnolla hallita. Tämän hetken tietämyksellä voitaisiinkin karkeasti sanoa, että painumien hallinta onnistuu parhaiten:

- soraseinää leventämällä kuvassa 60 esitetyllä tavalla
- esikuormittamalla soraseinää painopenkereellä
- vahvistamalla soraseinän yläosaa teräsverkoilla tai geovahvisteilla niin, että vaakasuuntaiset siirtymät estetään
- suurentamalla anturaa

Soraseinän painumat tapahtuvat hyvin nopeasti joten, jos esikuormituksena käytetään esimerkiksi painopengertä, ei pitkiä painuma-aikoja tarvita.

Jatkotutkimusten tarve

Jatkotutkimuksissa tulisi esimerkiksi koekohteessa keskittyä soraseinien painumakäyttäytymiseen. Koekohteeseen tulisi asentaa inklinometriputket soraseinän viereen, josta seurattaisiin soraseinän vaakasiirtymiä. Soraseinään tulisi sijoittaa painumatarkkailulevyt siten, että painumia seurattaisiin eri syvyyksillä. Anturan alle tulisi sijoittaa paineanturat, joista seurataan pohjapaineen jakautumaa ja sen suuruutta. Lisäksi tulisi asentaa huokosvedenpaineputket seinän viereen, josta nähdään huokospaineen väheneminen eri syvyyksillä.

Teoriapuolella tulisi yleisen painumakäyttäytymisen lisäksi tutkia mm. kuormitusresultantin vaikutusta sekä seinän yläosan vahvistamisen vaikutusta painumiin.

8. YHTEENVETO

Tässä diplomityössä selvitettiin soraseinärakenteiden soveltuvuutta perustamismenetelmäksi Suomessa. Soraseinärakenteen voidaan katsoa olevan eräänlainen kavennettu massanvaihto. Suomessa nykyisten ohjeiden mukaan tehtävät perustusten alapuoliset täytöt johtavat suhteellisen massiivisiin massamääriin kun pehmeikön syvyys kasvaa. Tämän työn eräänä tarkoituksena olikin myös selvittää, onko massanvaihtoa mahdollisuutta kaventaa.

Ulkomailla ei soraseinärakenteita ole varsinaisesti käytetty, vaan käytössä ovat sorasta tai kivistä tehdyt sorapilarit (stone columns). Sorapilareiden käyttöä kokeiltiin ensimmäisen kerran jo 1830-luvulla. Kuitenkin vasta 1960-luvulla kivipilareita tehtiin ensimmäisen kerran koheesiomaahan.

Sorapilareiden rakentamismenetelmiä on maailmalla kehitelty useita mm. täryhuuhtelulaitteistoon perustuvat menetelmät, dynaaminen korvausmenetely, Franki-paalu-systeemiin perustuva menetelmä, sekä reiän poraukseen perustuvat menetelmät.

Suomessa soraseinärakenteita on käytetty vähän. Käyttökohteita on ollut parikymmentä lähinnä talonrakennuspuolella anturoiden alla korvaamassa esim. paalutusratkaisua. Soraseinät on rakennettu yksinkertaisesti kaivamalla ja täyttämällä.

Sorapilareiden ja soraseinien mitoitukseen on ulkomailla kehitetty monia eri menetelmiä. Menetelmät perustuvat yleensä pilarin tai seinän välissä vaikuttaviin passiivi- ja aktiivimaanpaineen mukaisiin jännitystarkasteluihin, mutta osassa menetelmiä on kehitelty erimuotoisiin liukupintoihin perustuvia mitoituskaavoja. Vertailulaskelmat eri mitoitusmenetelmillä osoittivat, että hajonta eri menetelmillä saatavista kapasiteeteista on suuri.

Kirjallisuudesta löytyneet sorapilareiden painumatarkastelut on kehitelty yleensä pilarikentille, joten niiden tarkasteluja ei tässä työssä ole esitetty. Varsinaiseen soraseinän painumakäyttäytymiseen ei kirjallisuudesta löytynyt tietoa.

Z-Soil-elementtiohjelmalla tarkasteltiin soraseinien murtokapasiteetti- ja painumakäyttäytymistä mallilla, jossa pohjamaan oletettiin olevan homogeenista savea ja soraseinän oletettiin olevan perustuksen levyinen. Seinän yläpäähän sijoitettiin antura jota kuormitettiin tasaisella pintakuormalla.

Kapasiteettitarkasteluissa soraseinän kuormitusta lisättiin 25 kPa:n lisäksi niin kauan, että murtuminen tapahtui. Laskelmissa perustuksen leveys vaihteli 1-3 metrin välillä, soraseinän korkeus 3-7 metrin välillä, pohjamaan suljettuna leikkauslujuutena käytettiin 10, 20, 40 kPa, ja perustamissyvyytinä 1 ja 2 metriä.

Kapasiteettitarkasteluista huomattiin, että soraseinän murtokapasiteetti ei enää lisääntynyt sen jälkeen, kun soraseinän korkeus H oli suurempi kuin 2.5 kertaa perustuksen leveys B. Tämä johtui taas siitä, että soraseinän materiaaliparametreja pidettiin vakiona. Mikäli soraseinän kitkakulmaa pienennetään, siirtyy kapasiteetin raja syvemmälle kuin 2.5 kertaa perustuksen le-

veys. Kapasiteettitarkasteluissa huomattiin lisäksi, että suurimpana tekijänä seinän kapasiteettiin vaikuttaa pohjamaan suljettu leikkauslujuus. Leikkauslujuuden kaksinkertaistaminen näyttäisi puolitoistakertaistavan murtokapasiteetin. Perustamissyvyyden lisäämisellä yhdestä kahteen metriin, pohjavedenpinnan alentamisella, sekä saven tilavuuspainon lisäämisellä oli huomattavasti vähemmän vaikutusta murtokapasiteettiin.

Soraseinien painumatarkastelut tehtiin samanlaisilla malleilla kuin kapasiteettitarkastelut. Kuormituksena käytettiin murtokapasiteettia, joka jaettiin kokonaisvarmuusluvulla $F=2$. Perustuksen leveyden ja seinän korkeuden lisäksi tutkittiin Poissonin luvun, muodonmuutosmoduulin ja soraseinän leventämisen vaikutusta painumiin.

Lujuusparametreista muodonmuutosmoduulilla oli erittäin suuri vaikutus painumiin. Muodonmuutosmoduulin kaksinkertaistaminen pienensi kokonaispainumaa perustuksen alareunassa noin puoleen. Poissonin luvulla ei ollut juurikaan merkitystä painumien suuruuteen.

Suurimmat vaakasiirtymät keskittyivät luonnollisesti samalle alueelle jolla varsinainen murtuminenkin tapahtui, eli noin 2.5 kertaa perustuksen leveyden syvyiselle alueelle. Tällä tiedolla on merkitystä siinä vaiheessa kun mietitään, millä tavalla vaakasiirtymät saadaan poistettua jollakin rakenneratkaisulla.

Soraseinän leventämisen vaikutusta painumiin tutkittiin ensin yksinkertaisella mallilla, jossa seinää levennettiin koko soraseinän matkalla saman verran. Tuloksista nähtiin, että seinän leventämisellä oli suurin vaikutus painumiin seinän yläpäässä. Tämän jälkeen tutkittiin seinän leventämistä malleilla, joissa seinää levennettiin enemmän seinän yläpäässä kuin alapäässä. Laskentatuloksia verrattiin nykyisen ohjeen mukaisesti tehdyn täytön painumiseen. Laskentojen tuloksena voidaan todeta, että täytön kaventaminen on mahdollista.

Laskentojen tuloksena esitettiin uusi täytön rakentamisen malli, jonka mukaan luonnonmaa poistettaisiin 2:1 linjassa anturan reunasta, ja muutoin täyttö tehtäisiin kuten nykyisissä ohjeissa esitetään. Materiaalisäästöinä saataisiin esimerkkilaskelman mallilla 45%.

Painumanopeutta tarkasteltiin mallilla, jossa soraseinä oli perustuksen levyinen. Vedenläpäisevyyskertoimena käytettiin 10^{-11} m/s ja soraseinälle 10^{-3} m/s, eli vedenläpäisevyudeksi valittiin rakeisuuden perusteella alin mahdollinen. Tulokset osoittivat, että seinän painuminen tapahtuu hyvin nopeasti, riittävässä määrin jo rakentamisaikana. Soraseinä toimii eräänlaisena suurena pystyोजना, jota kautta pohjamaan huokosveden ylipaine pääsee nopeasti purkautumaan. Tästä ominaisuudesta johtuen näyttäisi siltä, että soraseinien esikuormittaminen esimerkiksi painopenkereellä olisi hyvä keino painumien hallitsemiseksi.

Koekohteena mitoitettiin Mt290 välillä Haarajoki-Nuppulinnantie Korkeamäen alikulku S9. Sillan perustaminen soraseinän varaa mallinnettiin rakentamisvaiheittain ja saatuja painumia verrattiin painumiin ilman soraseinää. Tulosten perusteella voidaan todeta, että sillan perustaminen onnistuu soraseinän varaan. Tiesuunnitelmavaiheessa silta on suunniteltu perustettavaksi

yhtenäiselle laatalle ja lisäksi tulopenkereiden taakse on suunniteltu kevytsorakevennykset. Tiesuunnitelmavaiheen perustamismenestelmästä aiheutuu noin 240 000,- markan kustannukset kun taas soraseinän rakentaminen maksaa noin 40 000,-. Näin ollen kustannussäästöt tiesuunnitelmavaiheeseen verrattuna ovat karkeasti 200 000,-.

KIRJALLISUUS

Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M., Harada, K. 1979. The Composer - A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns. International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Vol. 1. E.N.P.C. Paris. ss. 271-277.

Bell, F.G. 1975. Methods of Treatment of Unstable Ground. Lontoo. 215 s.

Brown, R.E. 1970. Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils. Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. 2. 15 s.

Browns, J. 1978. Initial Bearing Capacity of Stone Columns and Sand Piles. CR Symposium Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice. Sydney 1978. Vol. 1. ss. 497-512.

Browns, J. 1978. Die Anfangstreiglast von Schottersäulen im Bindigen Untergrund. Die Bautechnik, Heft 8. 9 s.

Colleselli, F., Mazzucato, A., Previatello, P., Spalatro, A. Improvement of Soil Foundation by Vibratory Methods. Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki 1983. A.A.Balkema, Rotterdam. ss.223-228.

De Cock, F., D'hoore, S. 1994. Deep Soil Improvement by Rammed Stone Columns - Two Case Histories for Large Diameter Storage Tanks. DF. Belgia.

Gibson, R.E, Anderson, W.F. 1961. In-Situ Measurements of Soil Properties With the Pressumeter. Civil Engineering, Vol.56, No. 568

Hamed, J.T., Das, B.M., Echelberger, W.F. 1986. Bearing Capacity of a Strip Foundation on Granular Trench in Soft Clay. Civil Engineering in Practice. Design Engineers, Pergamon Press. ss.359-376.

Hughes, J.M.O, Withers, A.J. 1974. Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns. Ground Engineering, Vol.7, N:o 3. ss.44-49.

Jebe, W., Bartels, K. 1983. The Development of Compaction Methods with Vibrators from 1976 to 1982. Eight European Conference on Soil Mechanics

and Foundation Engineering. Helsinki 1983. A.A.Balkema, Rotterdam. ss.259-267.

Liausu, P. 1984. Reinforcement de Couches de Sol Compressibles par Substitution Dynamique. Proceedings of International Conference In-Situ Soil and Rock Reinforcement Conference, Paris. ss. 151-155.

Madhav, M.R, Vitkar, P.P. 1975. Strip Footing on Weak Clay Stabilized With a Granular Trench or Pile. Canadian Geotechnical Journal Vol.15. ss. 605-609.

Manelius, M., Immonen, J., Smura, M. 1993. Tiegeotekniikan yleiset mitoitustuserusteet. Tielaitoksen selvityksiä 24/1993. Geokeskus. Painatuskeskus Oy. Helsinki. 24 s.

Moseley, M.P, Priebe, H.J, 1993. Vibro Techniques. Ground Improvement. Pub. CRC Press, Florida. ss. 1-19.

Munfakh, G.A, Abramson, L.W, Barksdale, R.D, Juran, I. 1987. In-Situ Groud Improvement. Soil Improvement. Geotecnical Special Publication No.12. American Society of Civil Engineers, New York. ss. 1-17.

Slunga, E., Autio, J. 1990. Maa- ja kallioluiskien vakavuus. Geomekaniikka II. RIL 157-II. Suomen rakennusinsinöörien liitto ry. ss. 111-112.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 1983. Rakenteiden kuormitusohjeet RIL 144. Vammalan kirjapaino. Vammala. 171 s.

Tielaitos 1991. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. TIEL 2172068. Valtion painatuskeskus. Pasila. 69s.

Tie- ja vesirakennushallitus, sillansuunnittelutoimisto. 1988. Teräsbetoninen laattakehäsilta (BLK II). TVH 723446. Helsinki. 10 s.

Vesic, A.S. 1972. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, N:o SM3. ss. 265-290.

Z_Soil.PC. 1993. User Manual Version 2.1. Zace Services Ltd, Lausanne.

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 13/1997 Tieliikenneolojen kokeminen Suomessa. Henkilö- ja kuorma-autoilijoiden mielipiteet tienpidoon kehittämistarpeista. TIEL 3200460
- 14/1997 Vuoropuheluopas. TIEL 3200461
- 15/1997 Erikoiskovabitumistabilointikokeilut. TIEL 3200462
- 16/1997 Tiekokemus, tierakenteet ja taide. TIEL 3200463
- 17/1997 Autoilukokemus; Mekanisoitu liike ja virtualisoituva maisema. TIEL 3200464
- 18/1997 Syvästabiloinnin mitoitusohje. TIEL 3200465
- 19/1997 PAB-V-päällystetutkimukset 1996. TIEL 3200466
- 20/1997 Liikenne ja maankäyttö. TIEL 3200467
- 21/1997 Tiensuunnittelun ja rakennussuunnittelun kehittäminen. Kehittämistarpeita koskeva selvitys. TIEL 3200468
- 22/1997 Muuttuvien keliopasteiden vaikutukset kuljettajan toimintaan. TIEL 3200469
- 23/1997 Masuunihiekan käyttö päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200470
- 24/1997 Haja-asutusalueiden vetovoimatekijät ja asukkaiden liikkumiskäyttäytyminen TIEL 3200471
- 25/1997 Ajokäyttäytyminen leveäkaistaisella moottoriliikennetiellä vt 12 Lahti - Uusikylä. TIEL 3200472
- 26/1997 Tavallisen ja leveäkaistaisen moottoriliikennetien liikennevirran ominaisuudet; Vt 12 Lahti-Uusikylä. TIEL 3200473
- 27/1997 Selvitys lin osayleiskaavoituksen ja vt 4:n yleissuunnittelun yhteensovittamisesta. TIEL 3200474
- 28/1997 Geotekniikan informaatiojulkaisuja: Tien kevennysrakenteet. TIEL 3200475
- 29/1997 Tielaitoksen ympäristöraportti 1996. TIEL 3200411-97
- 30/1997 Teiden pohjavesisuojausosuuksissa käytettävien maatiivisteiden vedenläpäisevyyden määrittäminen. TIEL 3200476
- 31/1997 Saksa ja Hollanti: toimivat liikenteen välttämisen strategiat. TIEL 3200477
- 32/1997 Simulointi liikenteen telematiikan vaikutusten tutkimusvälineenä. TIEL 3200478
- 33/1997 Pyöräilyn ja joukkoliikenteen yhdistäminen. Keskieurooppalaisten ratkaisujen soveltaminen Suomeen. TIEL 3200479
- 34/1997 Kiviaineksen raemuodon vaikutus päällysteen kulutuskestävyyteen. Minikoetien talvien 1995-1996 ja 1996-1997 tulokset. TIEL 3200480
- 35/1997 Palaturpeen käyttö tierakenteessa. TIEL 3200481
- 36/1997 Kotka-Hamina sääohjatun tien yhteiskuntataloudellisuus. TIEL 3200482
- 37/1997 Kalkkijauheen laadun vaikutus asfalttipäällysteen ominaisuuksiin. TIEL 3200483