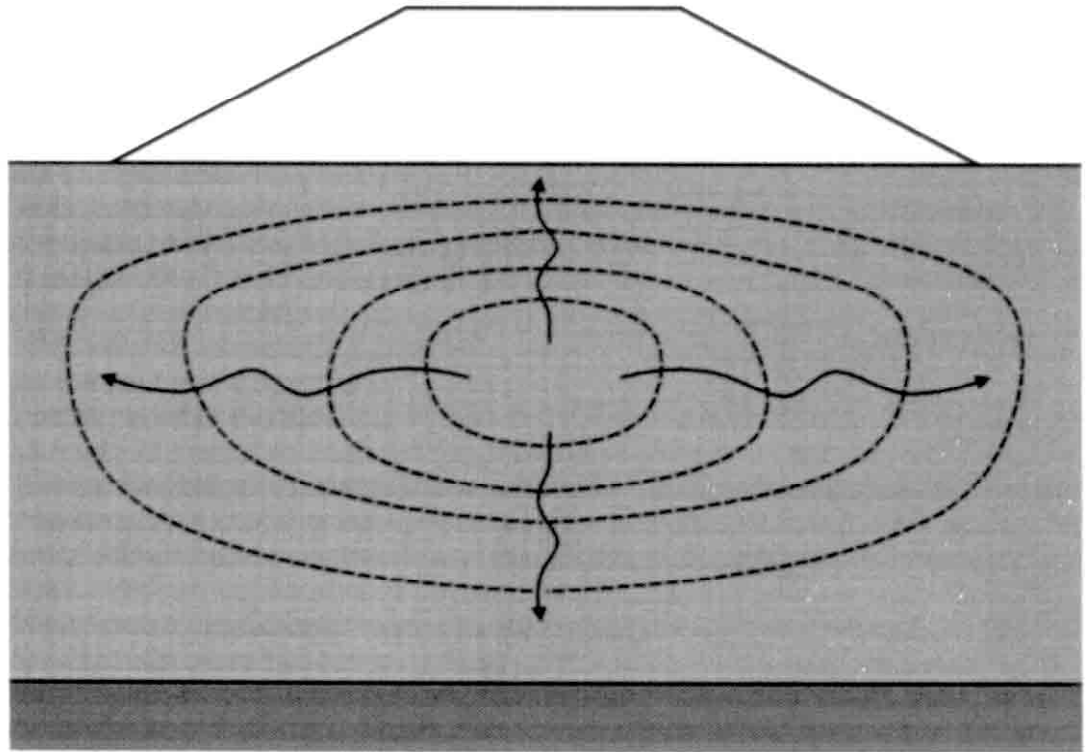


Maanvarainen tiepenger savikolla

Suunnitteluohje



Tielaitoksen
selvityksiä
67/1994

Helsinki 1994

Geokeskus

Tielaitoksen selvityksiä
67/1994

Geotekniikan informaatiojulkaisuja

Maanvarainen tiepenger savikolla

Suunnitteluohje

Tielaitos
Geokeskus

Helsinki 1994

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-014-8
TIEL 3200276
Painatuskeskus Oy
Helsinki 1995

Julkaisun kustannus ja myynti:
Tielaitos, hallinnon palvelukeskus,
painotuotepalvelut
Telefax (90) 1487 2652

Tielaitos

Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 148 721

Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Maanvarainen tiepengeri savikolla. [Vägbank på lera utan jordförstärkning]. Helsinki 1994, Tielaitoksen selvityksiä 67/1994. 50 sivua + 2 liitettä. ISBN 951-726-014-8. ISSN 0788-3722. TIEL 3200276

Asiasanat geotekniset laskelmat, vakavuusanalyysit, painumat, maapenkereet, pehmeiköt

TIIVISTELMÄ

Informaatiojulkaisun tarkoituksena on esitellä suunnittelu- ja laskentaohjeita sekä suosituksia erikoisesti savikolle sijoittuvan tiepenkereen perustamiseksi maavaraisena. Julkaisu perustuu pääosin tielaitoksen geokeskuksen toimeksiannosta TKK:n pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa laadittuun loppuraporttiin "Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat", jossa esitetyt menetelmät on tässä julkaisussa harkinnan mukaan sekä lyhennelty että täydennetty. Menetelmien perusteita käsitellään myöskin ja kriittisten tilojen periaatteiden mukaisesti.

Julkaisussa esitellään aluksi pehmeikölle sijoittuvan tiepenkereen geotekniiseen suunnitteluun liittyvät suunnitteluvaiheet, suunnittelun osatehtävät ja suunnittelukriteerit. Suunnittelu- ja mitoitusohjeita on esitetty erikseen sekä pengerrysvaiheelle että sitä seuraavalle rakennusajalle ja käyttöajalle. Lisäksi on esitetty, kuinka ohjeita sovelletaan vaiheittain pengertämistä mitoitettaessa. Kustakin vaiheesta on esitetty ohjeita stabiiliteetin, painuman, huokospaineen ja sivusiirtymien laskemiseksi.

Julkaisun liitteenä on esimerkkejä suomalaisten kohteiden pehmeiden geoteknisten kerrosten materiaaliparametreista.

Publications on geotechnical information. Road embankments on soft soils. [Maanvarainen tiepenger savikolla]. Helsinki 1994, Finnish National Road Administration. Report 67/1994. 50 p., 2 app.. ISBN 951-726-014-8. ISSN 0788-3722. TIEL 3200276

Key words geotechnical design, soft soils, road embankment, stability analysis, settlement calculation

ABSTRACT

The purpose of this information publication is to present calculation methods and guidelines for road embankment design on soft soils. The publication is based on the final report "Geotechnical calculations for the road embankments on soft soils", made by the laboratory of soil mechanics and foundation engineering in the Helsinki University of Technology and financed by the Finnish National Road Administration. The methods presented in that final report have been shortened and completed. The basic principles for the analysis and methods presented in this publication are the concepts of yielding and critical states.

The publication consists of description of the design stages, the planning process and the design criteria for the geotechnical design of road embankments on soft soil. Instructions for the analysis, dimensioning and design are presented both for the construction in one or several stages, for the consolidation stages and for the period of usage. The instructions include stability analysis and calculation of settlements, pore pressures and lateral displacements.

Examples of soil parameters for soft natural cohesive soils of Finland are presented in appendix.

ALKUSANAT

Tämä maanvaraisen tiepenkereen geoteknistä mitoitusta savipehmeiköllä käsittelevä julkaisu kuuluu Geotekniikan informaatiojulkaisuja sarjaan, jonka tarkoituksena on tuottaa geosuunnittelijoille tietoa tämän hetkisestä hyvästä pohjarakentamis- ja perustamiskäytännöstä tierakentamisen alalla.

Julkaisun on tehnyt Pauli Vepsäläinen YS-Yhdyskunta Oy:stä.

Työtä ovat valvoneet Matti Lojander Teknillisestä korkeakoulusta, Mikko Smura Uudenmaan tiepiiristä sekä Aarno Valkeisenmäki ja Panu Tolla geokeskuksesta.

Julkaisun tekijä ja valvojat kiittävät kommentteista, joita saatiin työn aikana järjestetyssä seminaarissa. Seminaariin osallistuivat Jaakko Heikkilä Turun IPT Oy:stä, Juha Liukas SITO Oy:stä, Matti Kolhinen geokeskuksesta, Heikki Koski Hämeen tiepiiristä, Esko Rauhala Turun tiepiiristä ja Pentti Salo geokeskuksesta.

Tielaitos
Geokeskus

Sisältö

1 JOHDANTO	9
2 TEHTÄVÄKUVAUS	10
2.1 Osatehtävät	10
2.2 Suunnittelukriteerit	11
3 PENGERRYSSVAIHEEN MITOITUS	12
3.1 Stabiiliteetin laskenta	12
3.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen	12
3.1.2 Leikkauslujuus	15
3.1.3 Huokospaine	18
3.1.4 Stabiiliteetin laskentamenetelmiä	20
3.2 Painuman laskenta	21
3.2.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen	21
3.2.2 Materiaaliparametrit	23
3.2.3 Painuman laskentamenetelmät	23
3.3 Huokosylipaineen laskenta	24
3.4 Sivusiirtymien arviointi	26
4 MITOITUS PENGERRYSSVAIHEEN JÄLKEEN	29
4.1 Stabiiliteetin laskenta	29
4.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen	29
4.1.2 Materiaaliparametrit ja suljetun leikkauslujuuden kasvu	30
4.1.3 Stabiiliteetin laskentamenetelmät	31
4.2 Painuman laskenta	33
4.2.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen ja painuman komponentit	33
4.2.2 Primaarisen konsolidaatiopainuman suuruus	37
4.2.3 Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus	39
4.2.4 Sekundaaripainuman laskenta	43
4.3 Sivusiirtymien arviointi	45
5 VAIHEITTAIN PENGERRYS	47
5.1 Stabiiliteetin laskenta	47
5.2 Painuman laskenta	48
6 KIRJALLISUUS	49

Liitteet:

Liite 1: Koheesiomaalajien ominaisuuksia

Liite 2: Ominaisarvoja löyhän tilan kitkakulmalle

1 JOHDANTO

Tässä julkaisussa esitetään suunnittelu- ja laskentaohjeita sekä suosituksia pehmeikölle sijoittuvan maanvaraisen tiepenkereen perustamiseksi maavaraisena.

Julkaisussa esitettyjen ohjeiden soveltamisalue on seuraava:

- Kysymyksessä on tiepenger, joka perustetaan savipehmeikölle luonnontilaisten maakerrosten varaan.
- Tässä ohjeessa rajoitutaan käsittelemään koheesiomaalajeista (myös liejuisista ja silttisistä) koostuvista kerroksista muodostunutta maapohjaa. Savikerrosten välissä voi esiintyä vettä läpäiseviä kitkamaakerroksia.

Laskentamenetelmiä esiteltäessä pääpaino on klassisissa menetelmissä.

Julkaisu perustuu pääosin tielaitoksen geokeskuksen toimeksiannosta teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa laadittuun pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geoteknisiä laskelmia koskevaan loppuraporttiin 3 (LR3) (Korhonen et al 1993), jossa esitettyjä menetelmiä on tässä julkaisussa harkinnan mukaan sekä lyhennetty että täydennetty. Toisena tärkeänä lähdeoteoksena on julkaisua laadittaessa käytetty kirjaa "Embankments on soft clays" (Leroueil et al 1990). Täydentäviä tietoja löytyy erityisesti em. lähdeoteoksista.

2 TEHTÄVÄKUVAUS

2.1 Osatehtävät

Pehmeikölle sijoittuvan maanvaraisen tiepenkereen geotekninen suunnittelu ja mitoitus on aina taitoa ja kokemusta vaativa tehtävä. Työ edellyttää paitsi varsinaista eri suunnitteluvaiheissa tapahtuvaa geoteknistä tarkastelua myös hyvää yhteistyökykyä suunnittelu- ja projektiorganisaation muiden jäsenten kanssa.

Suunnitteluhankkeen alussa on tilaajan kanssa sovittava kriteerit erityisesti painumien osalta.

Geoteknisten vaihtoehtojen ja kustannusten sekä yksityiskohtaisen geoteknisen suunnittelun tarpeita varten tulisi mahdollisimman aikaisessa vaiheessa selvittää mm. seuraavia seikkoja:

- Linjauksen ja tasauksen muutosmahdollisuudet ja vaikutukset.
- Käytettävissä oleva tiealue ja siihen kohdistuvat rajoitukset.
- Tiealueelle sijoittuvien rakenteiden aiheuttamat rajoitukset.
- Ympäristön ja läheisten rakenteiden aiheuttamat rajoitukset.
- Käytettävissä oleva rakennusaika.
- Penger materiaalien saatavuus ja laatu.
- Päällysrakenne.
- Varmuusluvut vakavuustarkastelmissa.
- Tien laatutason mukaiset painumakriteerit käyttötilassa.
- Teknisiin ratkaisuihin liittyvät riskit.
- Rakennus- ja kunnossapitokustannusten aiheuttamat rajoitukset.

Valinta eri pohjanvahvistus- ja rakentamistapojen välillä tehdään yhteistyössä rakennuttajan kanssa teknisten, taloudellisten ja ympäristöllisten tekijöiden perusteella.

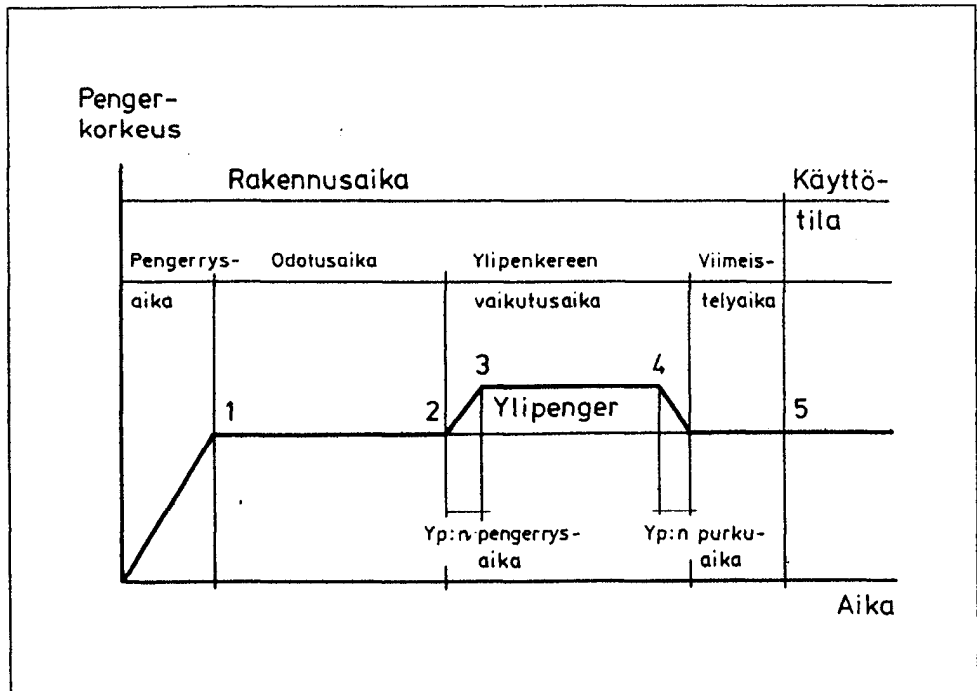
Varsinainen pehmeikölle sijoittuvan tiepenkereen geotekninen suunnittelu sisältää seuraavat neljä toisiinsa linkittyvää osatehtävää:

1. Rakennuspaikan pohjatutkimukset eri suunnitteluvaiheissa ja niitä täydentävät laboratoriotutkimukset sekä in situ-mittaukset. Tutkimusten laajuus ja laatu riippuvat mm. pohjasuhteista, kohteen laajuudesta ja vaativuudesta ja ennakoituista pohjavahvistus- ja rakentamisvaihtoehdoista.
2. Penkereen geometrian (poikkileikkauksen) suunnittelu ja mitoitus stabiiliteetilaskelmien avulla. Tällöin on otettava huomioon myös käytettävissä oleva tiealue mahdollisia vastapenkereitä tai luiskaloivennuksia varten sekä käytettävissä oleva rakennusaika vaiheittain pengerrystä varten.

Stabiiliteetilaskelmat tehdään sekä pengerrysvaiheen lopussa että käyttötilassa. Vaiheittain pengerrettäessä pyritään ottamaan huomioon konsolidaatioprosessin aikana tapahtuva suljetun leikkauslujuuden kasvu ja stabiiliteetilaskelmat tehdään esimerkiksi kuvassa 1 esitetyissä kuormitustilanteissa.

3. Penkereen painuman suuruuden ja painumanopeuden laskelmat pengerrys- ja odotusaikana sekä käyttötilassa. Käyttötilan painumista selvitetään rakenteen suunnitellun käyttöiän mukainen kokonaispainuma sekä painumisnopeus erityisesti heti tien valmistumisen jälkeen, ja tuloksia verrataan asetettuihin painumakriteereihin. Tarvittaessa selvitetään myös rutiinikunnossapitojaksoina tapahtuvat painumakertymät. Koska painumien merkitys korostuu käyttötilassa, ovat pengerrys- ja odotusaikana seurantamittausten avulla saadut tarkistukset ja viitteet erityisen merkityksellisiä.
4. Seurantamittausjärjestelmän suunnittelu ja rakentamisjärjestyksen ja aikataulun tarkempi määrittely tai tarkistus seurantamittaustulosten perusteella. Mittausjärjestelmän tarkoituksena on varmistaa (tarvittaessa lisätoimenpiteiden avulla) rakenteen tyydyttävä käyttäytymisen rakennusaikana ja käyttötilassa. Mittausjärjestelmän tarve ja laajuus riippuu kohteen vaikeudesta ja tärkeydestä. Erityisesti sitä tarvitaan, kun penger rakennetaan vaiheittain. Järjestelmä asennetaan hyvissä ajoin ennen penkereen rakentamista ja sen tulisi toimia myös tien käyttöaikana.

Lisäksi osatehtävänä saattaa olla penkereestä maapohjaan aiheutuvien sivusiirtymien vaikutusten selvittäminen putkijohtoihin, paaluperustuksiin, voimajohtopylväisiin jne.



Kuva 1: Stabiiliteetin mahdolliset laskentatilanteet.

2.2 Suunnittelukriteerit

Pehmeikölle sijoittuvien maanvaraisten tiepenkereiden suunnittelussa noudatettavia kriteereitä ja kuormaohjeita on esitetty julkaisussa "Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet", TIEL3200150.

Rakenteiden suunniteltu käyttöikä on tien painumamitoituksessa 30 vuotta.

3 PENGERRYSVAIHEEN MITOITUS

3.1 Stabiiliteetin laskenta

3.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen

Pehmeiden maakerrosten mekaanista käyttäytymistä maanvaraisen tiepenkereen alla voidaan havainnollistaa tarkastelemalla penkereen keskilinjalle sijoittuvan maa-alkion jännityksiä (kuva 2 a). Penkereen keskilinjalla pääjännitykset pysyvät koordinaattiakselien suuntaisina pengerkorkeudesta riippumatta, jolloin on mahdollista laskea ko. pääjännitykset ja jännityspolut.

Tarkastellaan kuvassa 2 a esitetyn maa-alkion jännityspolkuja, kun penkereen korkeutta H kasvatetaan monotonisesti nolla-arvosta murtoon asti. Tarkasteltavan maakerroksen oletetaan olevan ylikonsolidoitunut. Alkion tehokkaiden jännitysten polku on esitetty katkoviivalla $O'P'F'C'$ ja kokonaisjännitysten polku yhtenäisellä viivalla $OPFC$ kuvassa 2 b sekä huokosylipaineiden polku viivalla $O'P'F'C'$ kuvassa 2 c. Maa-alkion käyttäytymisessä voidaan erottaa seuraavat vaiheet (Leroueil et al 1990):

1. vaihe, kun pengerkorkeus $H = 0 \dots H_1$.

- Maa-alkio on ylikonsolidoituneessa tilassa.
- Kokonaisjännitysten polku liikkuu pisteestä O pisteeseen P ja vastaava tehokkaiden jännitysten polku täysin suljetussa tilassa on $O'U'$. Huokospaineen heikon kehittymisen seurauksena tehokkaiden jännitysten polku liikkuu todellisuudessa myötöpinan Y sisällä pisteestä O' pisteeseen P' . Piste O' kuvaa alkion jännityksiä luonnontilassa ennen pengerkuorman rakentamista ja piste P' alkion esikonsolidaatiojännitystilaa. Maa-alkio muuttuu normaalikonsolidoituneeksi pisteessä P' .
- Huokosylipaine kehittyy pisteiden O' ja P' välillä lineaarisesti mutta hitaammin kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\Delta u = B_1 \Delta \sigma_v \quad (1)$$

$$B_1 < 1.0$$

Kriittinen pystyjännitys pisteessä P' , jossa maa-alkio muuttuu normaalikonsolidoituneeksi, vastaa kriittistä pengerkorkeutta $H_1 = H_{nc}$:

$$H_{nc} = \frac{\sigma_p' - \sigma_{vo}'}{I_\sigma \gamma_r (1 - B_1)} \quad (2)$$

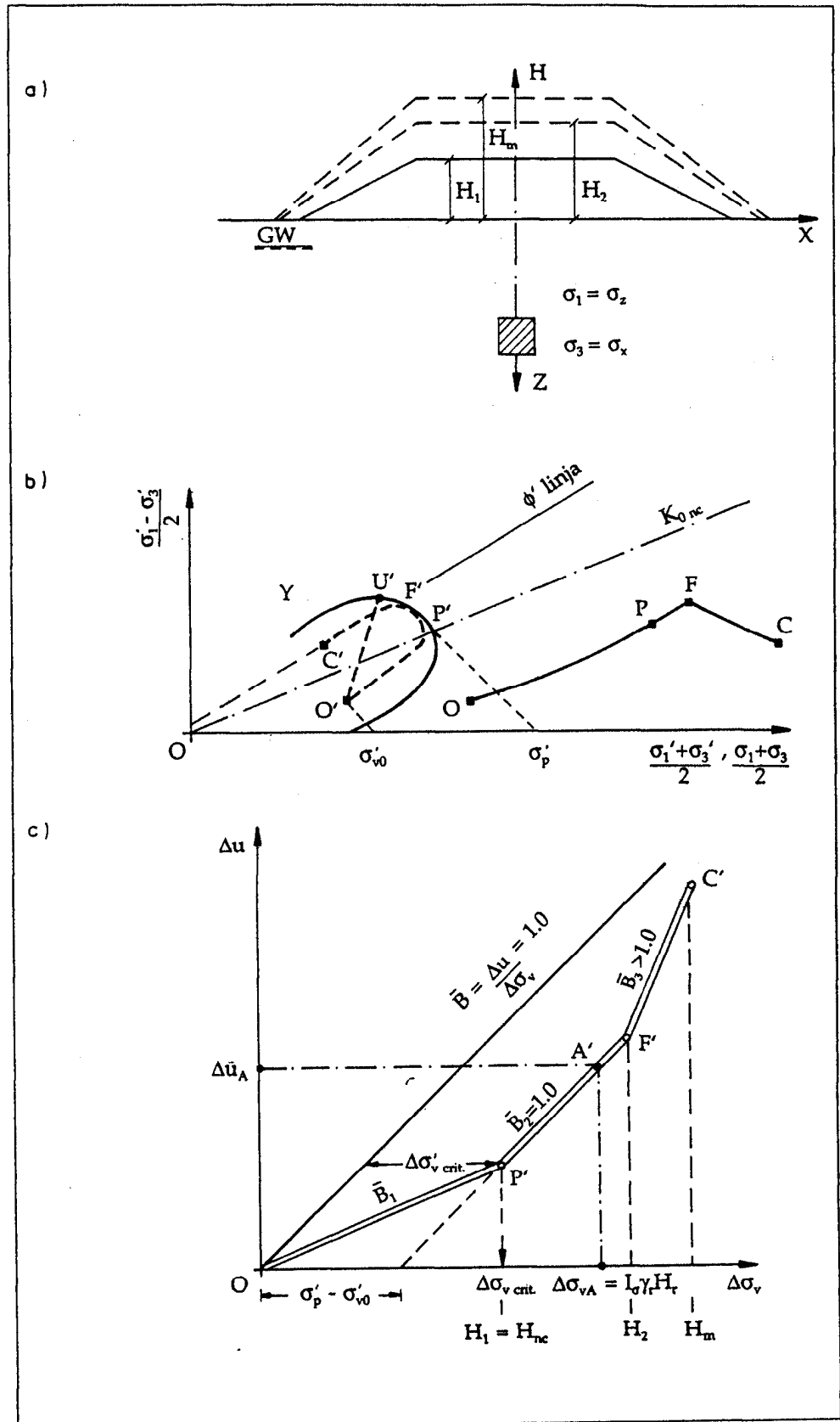
σ_p' on tehokas konsolidaatiojännitys

σ_{vo}' vallitseva tehokas jännitys

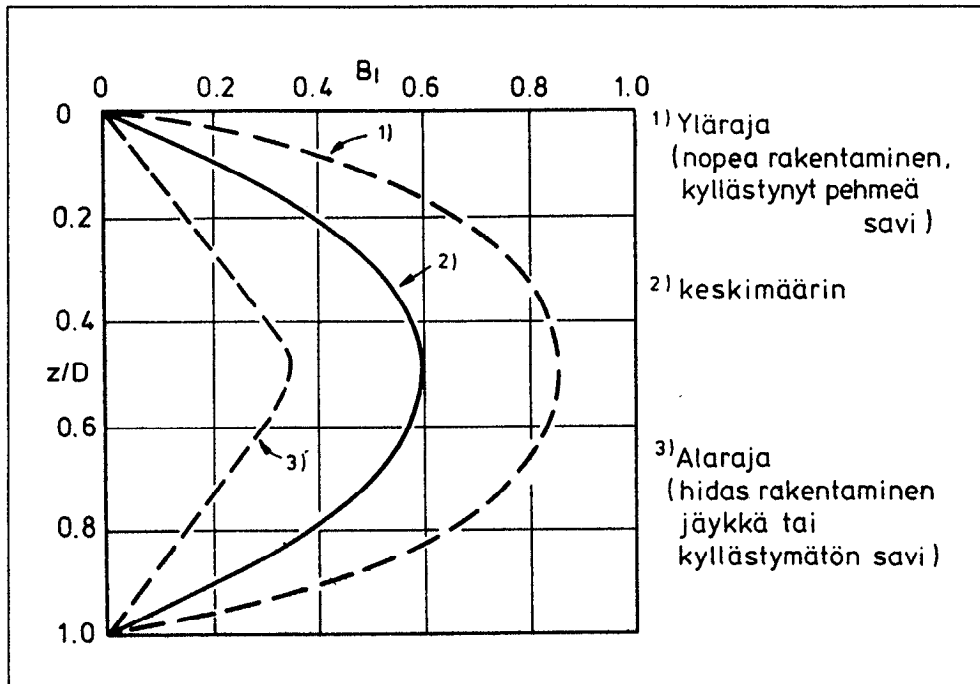
γ_r penkereen tilavuuspaino

I_σ pystyjännityksen influenssiarvo (kuva 3)

B_1 huokospaineparametri (kuva 3)



Kuva 2: Periaatekuva pehmeän maakerroksen mekaanisesta käyttäytymisestä penkereen alla.
 a) Maa-alkion sijainti, b) jännityspotit, c) huokosylipaineen kehittyminen.



Kuva 3: Huokospaineparametrin B_1 jakautuminen suhteellisen syvyyden mukaan. D on pehmeikön syvyys (Leroueil et al 1990).

2. vaihe, kun pengerkorkeus $H = H_1 \dots H_2$.

- Maa-alkio on normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa.
- Tehokkaiden jännitysten polku liikkuu myötöpinnalla pisteestä P' pisteeseen F' . Pisteessä F' myötöpinta leikkaa kriittisen tilan linjan (murtosuoran), jolloin maa-alkio alkaa paikallisesti murtua.
- Huokosylipaine kehittyy tällä välillä yhtä suurena kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \quad (3)$$

3. vaihe, kun pengerkorkeus $H = H_2 \dots H_m$.

- Maa-alkio on murtotilassa.
- Tehokkaiden jännitysten polku liikkuu murtosuoraa pitkin. Maa-alkio alkaa paikallisesti murtua pisteessä F' ja murtuminen leviää penkereen alla alkioista toiseen, kun pengerkorkeutta lisätään. Penger sortuu, kun penkereen alla murtotilassa olevat alkiot muodostavat yhtenäisen, kinemaattisen liukupinnan mahdollistavan alueen.
- Alkion murtotilassa huokosylipaine kehittyy nopeammin kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\Delta u = B_3 \Delta \sigma_v \quad (4)$$

$$B_3 > 1.0$$

Suomalaisissa normaalikonsolidoituneissa savissa maanvaraisen penkereen stabiileetti määräytyy 2. ja 3. vaiheen mukaan (jännityspolku $P'F'C'$).

3.1.2 Leikkauslujuus

Tiepenkereen alla olevaan pehmeään, normaalikonsolidoituneeseen maapohjaan mobilisoituva leikkauslujuus määritetään periaatteellisesti kuvassa 2 b pisteiden F' ja C' väliltä. Loogisimmin määrittäminen tehdään kriittisen tilan tehokkaita lujuusparametreja (= tehokas kitkakulma kriittisessä tilassa) käyttäen. Tällaista määrittäystapaa ja samalla tehokkaiden jännitysten analyysiä käytetään kehittyneissä FEM-ohjelmissa (esim. CRISP-90, ZSOIL_PC2, PLAXIS).

Käytännössä maapohjaan mobilisoituvaa leikkauslujuutta kuvataan usein suljetun leikkauslujuuden avulla, jolloin vastaavaa analyysintapaa sanotaan kokonaisjännitysten menetelmäksi.

Tehokkaisiin lujuusparametreihin ja samalla tehokkaiden jännitysten analyysiin liittyy pengerrysvaiheessa heikkouksia (Tavenas et al 1980), jotka liittyvät sekä huokospaineen määrittämiseen että varmuuskertoimen tulkitsemiseen. Tästä syystä seuraavassa tarkastellaan lähemmin pengerrysvaiheessa mobilisoituvaa leikkauslujuutta τ_f suljetun leikkauslujuuden c_u avulla (Leroueil et al 1990).

$$\tau_f = \mu c_u \quad (5)$$

τ_f on maapohjaan mobilisoituva leikkauslujuus

μ redusointikerroin, empiirinen korjauskerroin

c_u suljettu leikkauslujuus

Suljettu leikkauslujuus c_u mitataan maastossa siipikairalla.

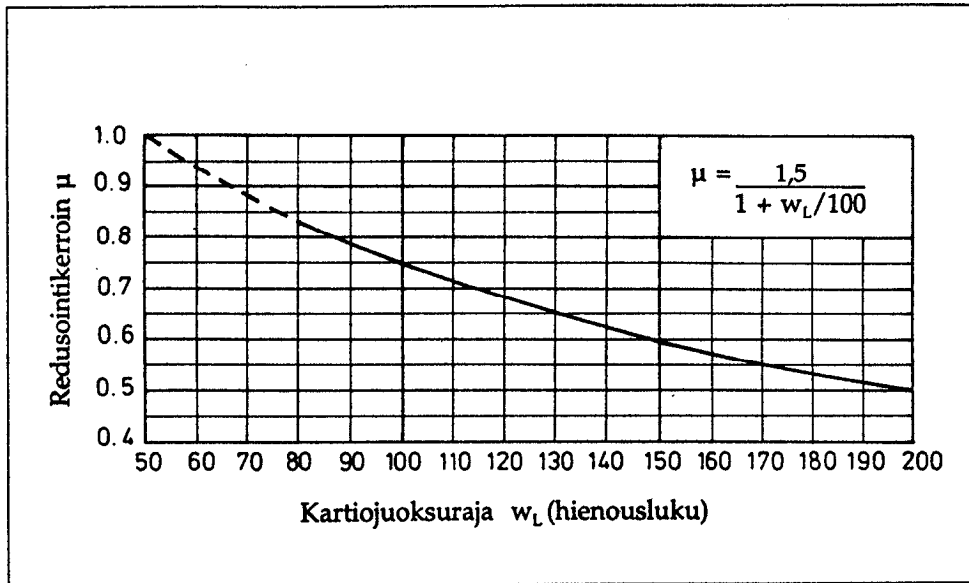
Siipikairalla mitattu suljettu leikkauslujuus tulee pääsääntöisesti redusoida, mutta suunnittelija valitsee käytettävän tavan redusointikertoimen määrittämiseksi tapauskohtaisen tilanteen perusteella (Helenelund 1977, Slunga et al 1985, Bergdahl et al 1993).

Redusointikerroin μ suositellaan määrittäväksi tiegeotekniikan yleisissä mitoitusperusteissa (TIEL3200150) esitettyllä kartiojuoksurajaan w_L perustuvalla menetelmällä (kuva 4) silloin, kun kartiojuoksuraja voidaan määrittää luotettavasti (Karlsson 1974).

Kuivakuoren leikkauslujuuden määrittäminen on esitetty taulukossa 1 ja kuvassa 5 (Tavenas et al 1980, Bergdahl et al 1993, Lefebvre et al 1987). Koska kuivakuoren lujuudella on usein merkittävä vaikutus vakavuuslaskennan tulokseen, on suositeltavaa arvioida kuivakuoren lujuus taulukossa 1 esitettyjä eri menetelmiä käyttäen jotta sen vaikutus varmuusluvun suuruuteen tulisi havainnolliseksi.

Kuvissa 5a ja 5b esitetyt menetelmät perustuvat kuivakuoresta siipikairalla tai kartiokokeella tehtyihin mittaustuloksiin. Kuva 5a: Lujuus määritetään geometrisesti, kuivakuoren alareunassa lujuus on siipikairalla mitattu redusoinnaton lujuus. Kuva 5b: Lujuus on enintään puolet siipikairalla tai kartiokokeella mitatusta redusoinnattomasta kuivakuoren lujuudesta, kuitenkin enintään 50 kPa, ja kuivakuoren alareunassa lujuus on pehmeän kerroksen redusoitu lujuus. Kuva 5c: Lujuus penkereen keskellä on enintään neljäsosa penkereen painosta ja vähintään kuivakuoren alapuolella oleva redusoitu lujuus, sekä pengerrysluiskan alareunan kohdalla kuivakuoren lujuus on alapuolella olevan pehmeän kerroksen redusoitu lujuus.

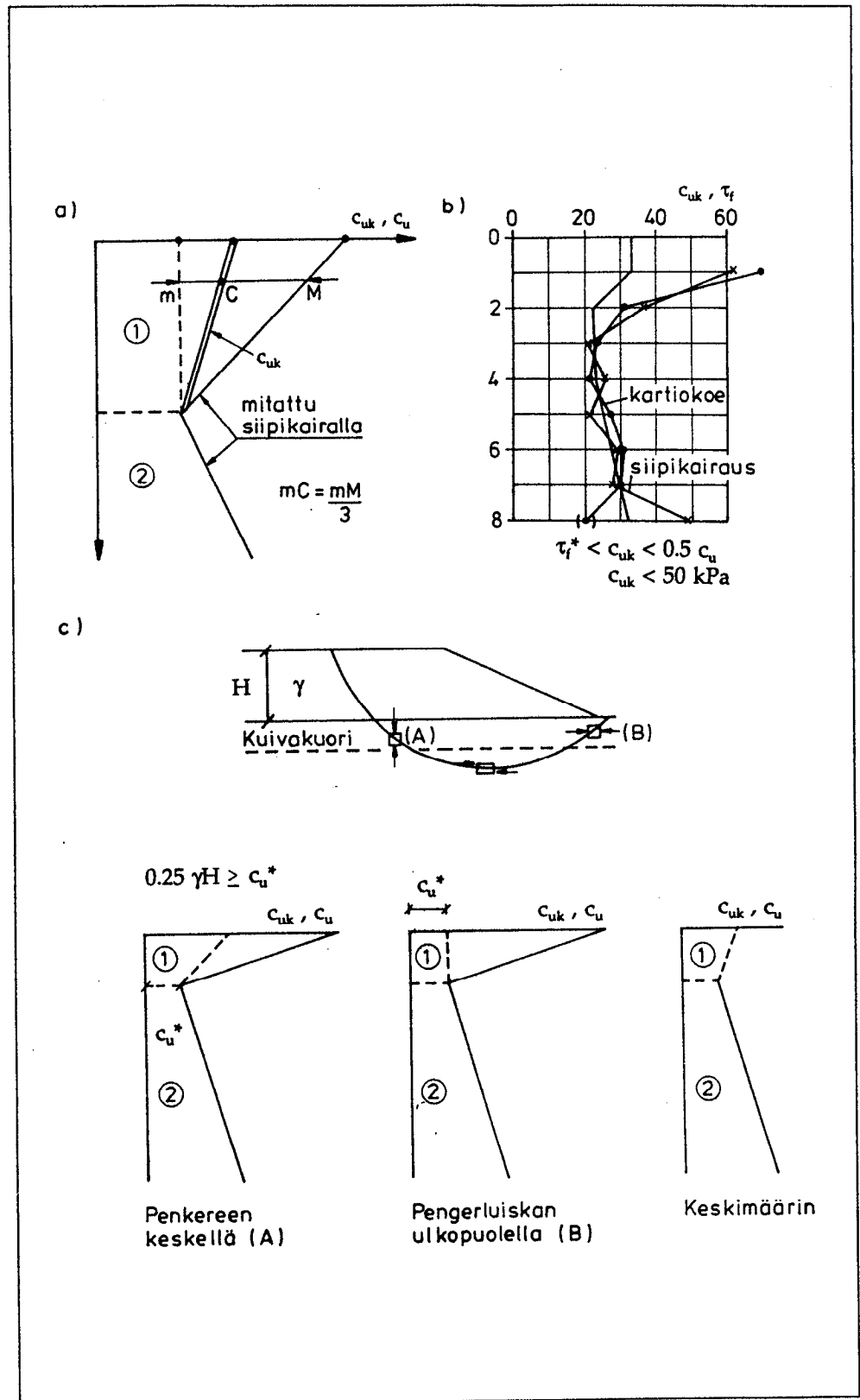
Eo. tavoilla määritettyjä kuivakuoren leikkauslujuuksia c_{uk} ei redusoida.



Kuva 4: Redusointikertoimen μ määrittäminen maan kartiojuoksurajan w_L perusteella normaalikonsolidoituneessa tai lievästi ylikonsolidoituneessa savessa.

Taulukko 1: Kuivakuoren lujuuden määrittystapoja.

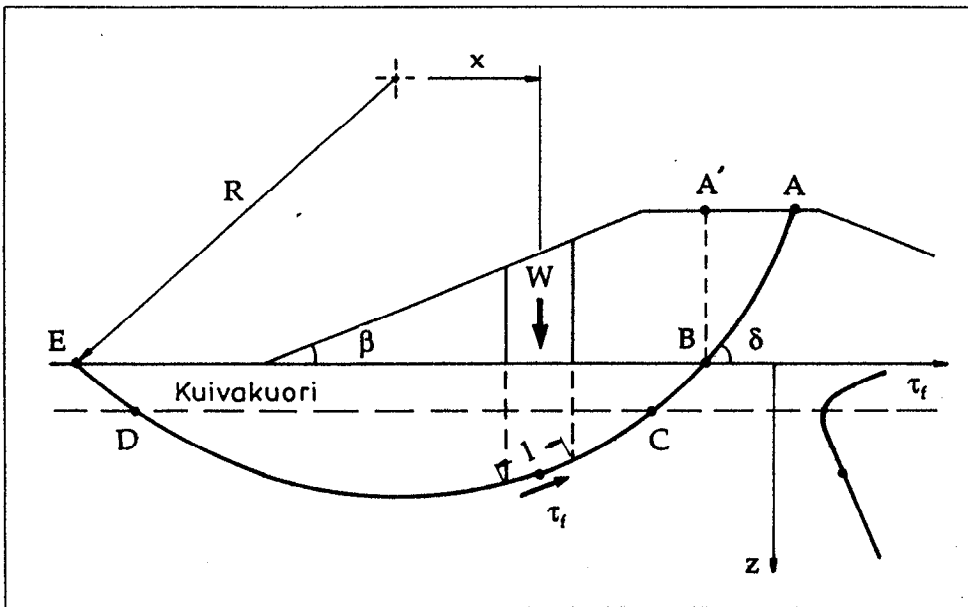
MENETELMÄ	KUVAUS	PARAMETRIT
1. Lujuusparametrien määrittäminen kolmiakselikokeilla	Liukupinnan muodonmuutos yhteensopivien lujuusparametrien määrittäminen	Kolmiakselikoe, kuivakuori: τ_f , c' , ϕ' muodonmuutoksen ϵ_1 funktiona
2. Tavenas et al. 1980, kuva 4a	Suljetun leikkauslujuuden c_u mittaustulosten empiirinen korjaus	Siipikairaus, kuivakuori: c_u (redusoimaton)
3. Bergdahl et al. 1993, kuva 4b	Suljetun leikkauslujuuden c_u mittaustulosten empiirinen korjaus	Siipikairaus tai kartiokoe, kuivakuori: c_u (redusoimaton)
4. Lefebvre et al. 1987, kuva 4c	Kuivakuoren suljetun leikkauslujuuden empiirinen määrittäminen kuivakuoren alapuolelta mitatun siipikairauslujuuden ja pengerkorkeuden perusteella	Siipikairaus, kuivakuoren alapuoli: c_u (redusoimaton). Penkereen mitat ja tilavuuspaino.



Kuva 5: Kuivakuoren leikkauslujuuden c_{uk} määrittystapoja. a) Tavenas et al 1980, b) Bergdahl et al 1993 c) Lefebvre et al 1987. c_{uk} kuivakuoren leikkauslujuus, c_u siipikairalla mitattu redusoimaton leikkauslujuus, τ_f redusoitu leikkauslujuus. ① c_{uk} :ta ja c_u :ta ei redusoida, ② c_u (kuivakuoren alla) redusoidaan laskelmia varten, * redusoitu lujuus.

Pengermateriaalin (kitkamaata) lujuuden otaksutaan muodostuvan kitkasta ja mobilisoituvan täydellisesti penkereen läpi kulkevalla liukupinnalla (kuva 6). Lujuusparametrina käytetään tehokkaan kitkakulman residuaaliarvoa ϕ_r' (Leroueil et al 1990). Liukupintalaskelmissa tulee lisäksi ottaa huomioon seuraava ehto (kuva 5):

$$\delta \geq 45^\circ + \phi_r'/2 \quad (6)$$



Kuva 6: Stabiileetin laskenta ympyränmuotoisen liukupinnan avulla. Lähtökohdat.

3.1.3 Huokospaine

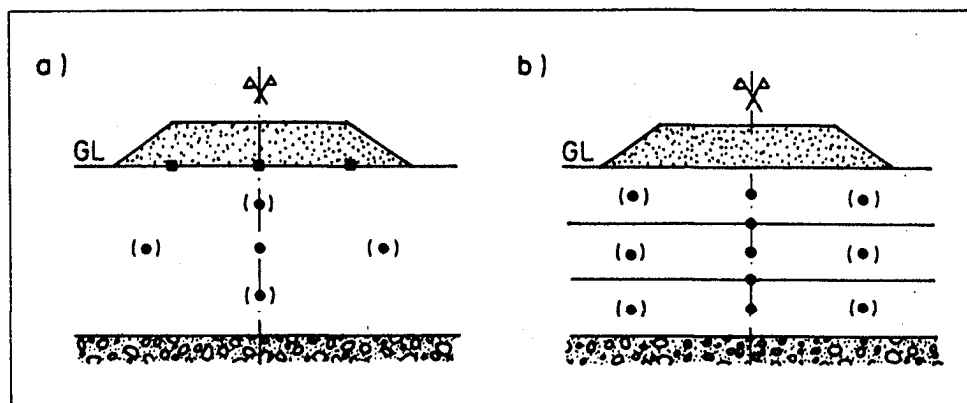
Edellä on todettu, että pengerrysvaiheessa stabiileetti suositellaan laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysiä käyttäen. Tällöin maapohjaan pengerrysvaiheessa muodostuva huokosylipaine (kuva 2) sisältyy jo implisiittisesti suljettuun leikkauslujuuteen c_u .

Huokosylipainelaskelmia tarvitaan kuitenkin seuraavissa stabiileettilaskentatapauksissa:

- Pengertäminen tapahtuu hitaasti (luku 4).
- Pengertäminen tehdään vaiheittain (luku 5).
- Analysointi tehdään tehokkaiden jännitysten analyysiä käyttäen.
- Maapohja on hyvin ylikonsolidoitunutta.

Huokosylipaineen laskentamenetelmiä on esitelty luvussa 3.3.

Työnaikaisilla huokospaineen mittauksilla on mahdollista selvittää maakerrosten tilaa ja myös penkereen murtumisriskiä (Leroueil et al 1990). Mittaustuloksia voidaan käyttää myös painumisnopeuslaskelmien alkuehtoja määrittäessä. Huokospainekärjet asennetaan tällöin ennen pengerrystöiden aloittamista penkereen keskelle eri syvyyksissä oleviin geoteknisiin kerroksiin (kuva 7). Mittaukset aloitetaan hyvissä ajoin ennen penkereen rakentamista vallitsevan paineen u_0 selvittämiseksi. Huokospainemittauksia joudutaan penkereen rakentamisaikana tekemään verraten tiheästi. Samanaikaisesti huokospainemittausten kanssa selvitetään penkereen korkeus ja muu geometria sekä tarvittaessa tilavuuspaino. Kaikki tulokset taulukoidaan.



Kuva 7: Huokospainekärkien sijainti eri tapauksissa.
a. Homogeeninen, b. kerroksellinen maapohja

Huokosylipaine Δu lasketaan huokospaineen mittaustuloksista u seuraavasti:

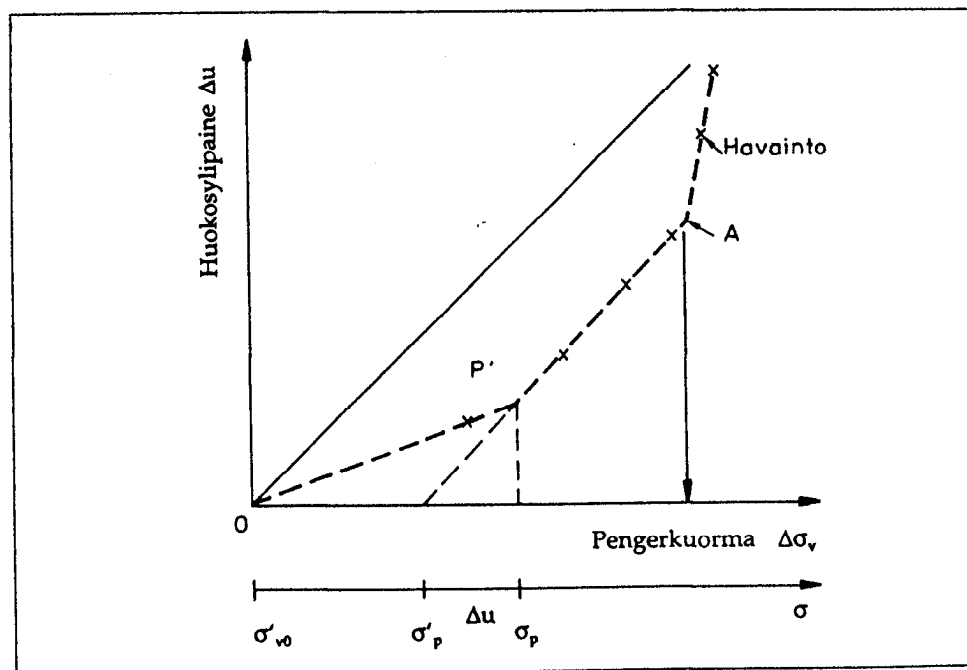
$$\Delta u = u - u_0 \tag{7}$$

Pystysuora lisäjännitys $\Delta\sigma_v$ lasketaan pengermateriaalin tilavuuspainon γ ja pengerkorkeuden H avulla:

$$\Delta\sigma_v = I_\sigma \gamma H \tag{8}$$

I_σ on lisäjännitysten influenssiarvo ko. paikassa ja syvyydessä. I_σ lasketaan tilanteeseen sopivalla kimmoteoreettisella menetelmällä (esim. Boussinesqin menetelmä tai sen laajennukset). (Kuva 23).

Jokaista huokospainekärkeä kohti tehdään kuvan 8 mukainen kuvaaja. Esi-konsolidaatiojännitys σ_p' ko. huokospainekärkeä vastaavassa kerroksessa saadaan kuvaajassa esitetyllä tavalla. saatuja tuloksia verrataan aikaisempiin suunnitteluajankohdan lähtötietoihin ja tehdään tarvittaessa muutossuunnitelmat.



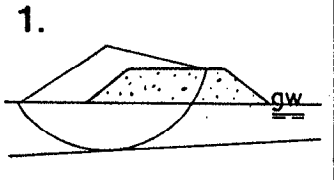
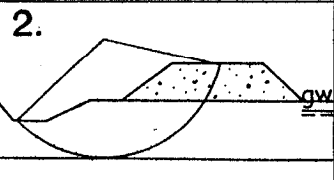
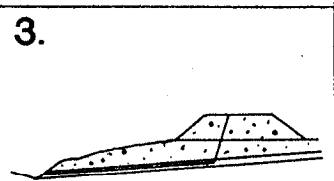
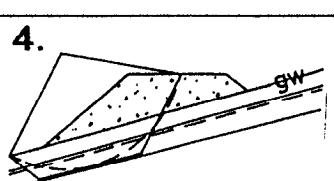
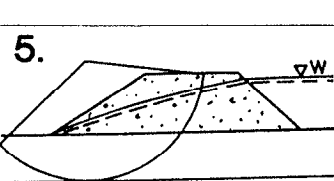
Kuva 8: Tehokkaan konsolidaatiopaineen σ_p' ja murtoriskikohdan A määrittäminen huokospainehavainnoista.

Penkereellä on erityinen murtumisriski, jos havaintopisteparit (kuva 8) menevät pisteen A yläpuolelle. Tällaisessa tapauksessa pengerrys on välittömästi lopetettava. Erityisesti sensitiivisillä savilla saattaa kuitenkin olla mahdollista, ettei selvää pisteen A ylitystä havaita tarpeeksi ajoissa ennen murtumista.

3.1.4 Stabiiliteetin laskentamenetelmiä

Pehmeiköllä sijaitsevan maanvaraisen penkereen stabiiliteetti lasketaan pengerrysvaiheessa kokonaisjännitysanalyysiä käyttäen. Stabiiliteetin laskentamenetelmistä löytyy runsaasti kirjallisuutta (esim. Korhonen et al 1993, Slunga 1990, Chowdhury 1978). Suositeltavia laskentatapoja ja -menetelmiä erilaisissa geometria-, kuormitus- ja pohjasuhteissa on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2: Maanvarainen tiepengerrys pehmeiköllä. Tavallisimmat stabiiliteetin laskentamenetelmät.

TAPAUSET	KUVAUS	ANALYYTTINEN MENETELMÄ	NUMEERINEN MENETELMÄ
1. 	Tavanomainen tapaus	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM
2. 	Kaivanto tms. penkereen vieressä	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM *
3. 	Ohut, pehmeä maakerros, jossa liukuminen tapahtuu	1. Kiilamenetelmä 2. Janbun menetelmä	FEM *
4. 	Pengerrysrinteessä	1. Kiilamenetelmä 2. Janbun menetelmä 3. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä	FEM *
5. 	Pengerrys toimii maapatona. suotopaine-kuormitus, märkäviiva.	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM *

* suositeltava

Ympyräliukupintoihin perustuvalla yksinkertaistetulla Bishopin menetelmällä saadaan useimmissa tapauksissa riittävän tarkka tulos. Jos maapohjassa on ohut, pehmeä savikerros, jossa liukuminen tapahtuu, on kuitenkin sopivampaa käyttää liukupintoja jotka eivät ole ympyränmuotoisia (esim. kiilamenetelmä, Janbun menetelmä, Chowdhury 1978).

Stabiiliteetilaskelmat kokonaisjännitysanalyysillä voidaan tehdä myös numeerisiin menetelmiin perustuvilla FEM- (Finite Element Method) tietokoneohjelmilla. Ratkaisut perustuvat tällöin staattisen ylärajan etsintään, jolloin vapaudutaan liukupinnan muodosta. FEM-ohjelmat ovat erityisen sopivia silloin, kun rakenteen geometria, pohjasuhteet tai kuormitukset ovat monimutkaisia (tapaukset 2...5 taulukossa 2). Stabiiliteetilaskelmiin sopivia FEM-ohjelmia on kansainvälisesti tarjolla (esim. ZSOIL, PLAXIS, SIGMA) PC- ja Windows-ympäristöissä.

3.2 Painuman laskenta

3.2.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen

Maan mekaanista käyttäytymistä penkereen keskiliinjan alapuolella sijaitsevassa pehmeän maan alkiossa on havainnollistettu kuvassa 9 (Leroueil et al 1990). Varsinaista pengerrysvaihetta kuvassa edustavat viivat O'P'A' ja pengerrysvaiheen jälkeistä konsolidaatiotilaa viiva A'D'. Tässä luvussa keskitytään pengerrysvaiheen painumiin.

Maa-alkion käyttäytymisessä voidaan erottaa luvussa 3.1.1 esitetyt vaiheet:

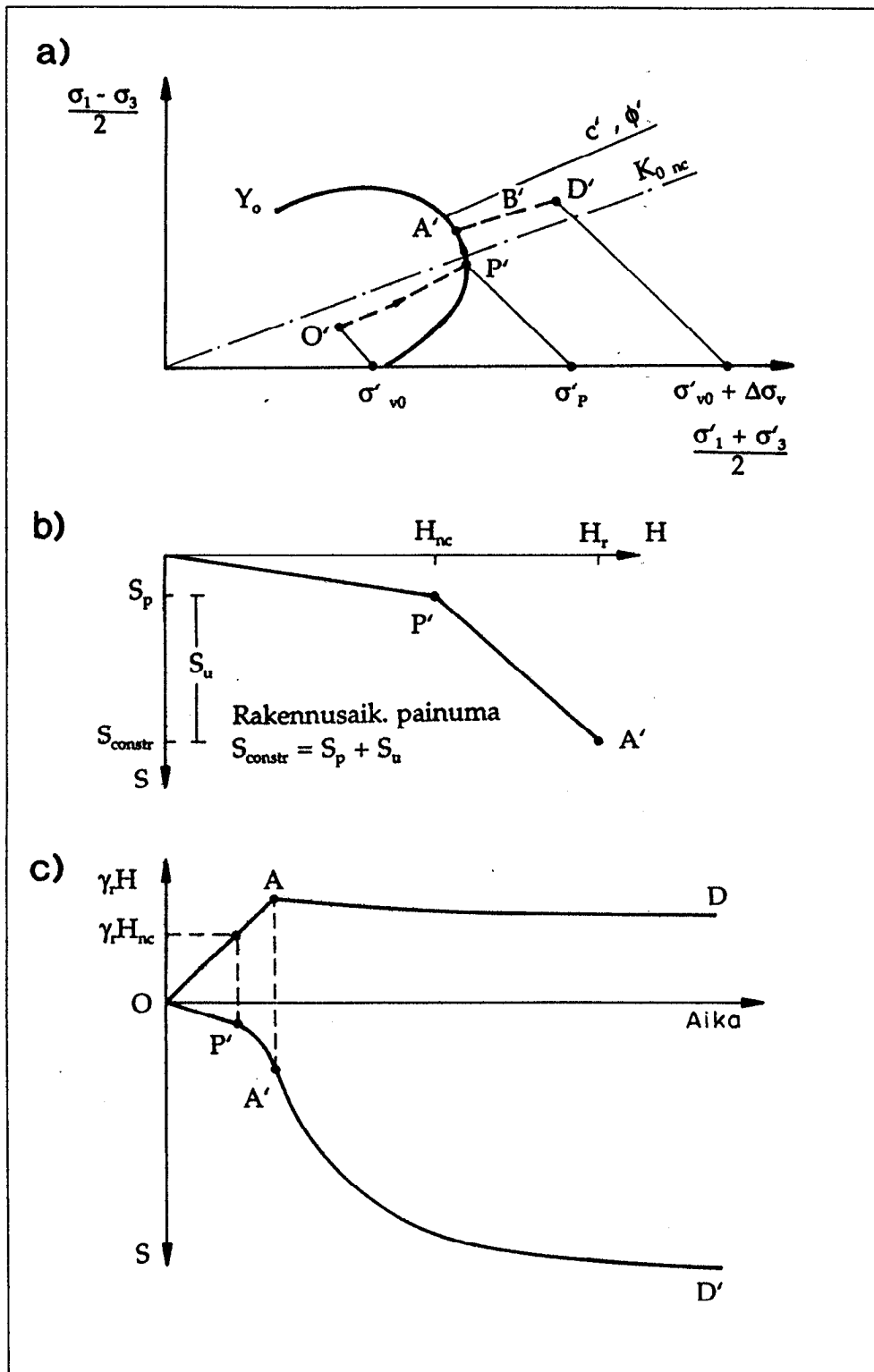
- 1. vaihe, maa-alkio on ylikonsolidoituneessa tilassa (viiva O'P'),
- 2. vaihe, maa-alkio on normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa (viiva P'A').

Piste A' jätetään tässä tapauksessa myötöpinnan ja murtosuoran leikkauspisteen F' (kuva 9) alapuolelle eli penkereellä oletetaan olevan riittävä ($F > 1.3 \dots 1.5$) varmuus murtumista vastaan.

Pengerrysvaiheessa maa-alkioon syntyvän huokosylipaineen kehittyminen on (periaatteellisesti) esitetty luvussa 3.1.

Pengerrysvaiheen painuman komponentit voidaan eo. perusteella kuvata seuraavasti:

1. Ylikonsolidaatiovaiheen painuma, joka on luonteeltaan konsolidaatiopainumaa. Ylikonsolidaatiovaiheen painuma tapahtuu yleensä pengerryksen yhteydessä, mistä syystä tämän vaiheen konsolidaatiokerrointa ei yleensä määritetä.
2. Painuma normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa, mikä on luonteeltaan leikkausjännityksistä aiheutuvaa painumaa.



Kuva 9: Maan mekaaninen käyttäytyminen penkereen keskilinjän alapuolella. Pengerrysvaihe = viiva $O'P'A'$, konsolidaatiovaihe = $A'D'$.
 a) Jännityspolku, b) pengerkorkeuden ja painuman välinen yhteys, c) pengerkuorman ja painuman riippuvuus ajasta.

3.2.2 Materiaaliparametrit

Ylikonsolidaatiovaiheessa painumaparametrina käytetään palautus- tai toistuormitusvaiheesta määritettyä ödometrimoduulia M_2 tai vastaavaa moduulilukua m_2 ja jännitysekspONENTtia β_2 . JännitysekspONENTti β_2 on likimain = 1, jolloin ödometrimoduulin ja moduuliluvun välillä on seuraava yhteys:

$$M_2 = m_2 \sigma_{\text{vert}} \quad (9)$$

σ_{vert} on vertailujännitys = 100 kPa

Suljetussa, normaalikonsolidoituneessa tilassa painumaparametrina käytetään usein suljetun tilan kolmiulotteista muodonmuutosmoduulia E_u , mikä määritetään kolmiakselilaitteella tai arvioidaan siipikairalla in situ mitatun suljetun leikkauslujuuden s_u perusteella.

$$E_u = k s_u \quad (10)$$

$k = 50 \dots 300$, arvo tarkistetaan kohdekohtaisesti.

Mikäli suljetun, normaalikonsolidoituneen vaiheen painuma lasketaan kriittisen tilan malleja käyttäen, parametreiksi valitaan ko. malleihin liittyvät materiaali-parametrit.

3.2.3 Painuman laskentamenetelmät

Ylikonsolidoituneen vaiheen painuma lasketaan kerroksittain seuraavasti:

$$S_{pi} = \frac{H_i (\sigma'_{pi} - \sigma'_{v0i})}{m_{2i} \sigma_{\text{vert}}} \quad (11)$$

$$S_p = \sum_{i=1}^n S_{pi}$$

H_i on kerroksen paksuus

σ'_{pi} kerroksen konsolidaatiojännitys

σ'_{v0i} vallitseva tehokas jännitys kerroksessa i

m_{2i} kerroksen moduuliluku ($\beta_{2i} = 1$)

Jos penkereestä maapohjaan jakautuva tehokas kokonaisjännitys (= vallitseva tehokas jännitys + penkereestä aiheutuva lisäjännitys $\Delta \sigma'_{vi}$) on pienempi kuin ko. kerroksen konsolidaatiojännitys, laskelmat tehdään seuraavalla kaavalla:

$$S_{pi} = \frac{H_i \Delta \sigma'_{vi}}{m_{2i} \sigma_{\text{vert}}} \quad (12)$$

Ylikonsolidaatiovaiheen painuma S_p on yleensä pienempi kuin 2 % pehmeän kerrostuman paksuudesta (Leroueil et al 1990).

Suljetun ja normaalikonsolidoituneen vaiheen painuma voidaan laskea seuraavasti:

$$S_u = q B I_s / E_u \quad (13)$$

- S_u on painuma suljetussa tilassa
 q nettopohjapaine
 B nauhakuorman leveys (kuva 10)
 I_s painuman influenssiarvo (kuva 10)
 E muodonmuutosmoduuli

Em. menetelmää on kritisoitu, koska muodonmuutokset ovat suljetussa tilassa luonteeltaan kimmoplastisia (kuva 9, jännityspolku P'A'). Suljetun tilan painuman laskemiseksi tulisi tästä syystä käyttää kriittisen tilan mallia ja numeerisiin menetelmiin perustuvia tietokoneohjelmia (esim. CRISP-90, ZSOIL_PC2).

Suljetun tilan painuman suuruusluokkaa voidaan arvioida seuraavasta kaavasta (Leroueil et al 1990):

$$S_u = (0.07 \pm 0.03)(H_r - H_{nc}) \quad (14)$$

- H_r on penkereen korkeus suljetun tilan lopussa (kuva 9)
 H_{nc} penkereen kriittinen korkeus suljetun tilan alussa (kuva 2)

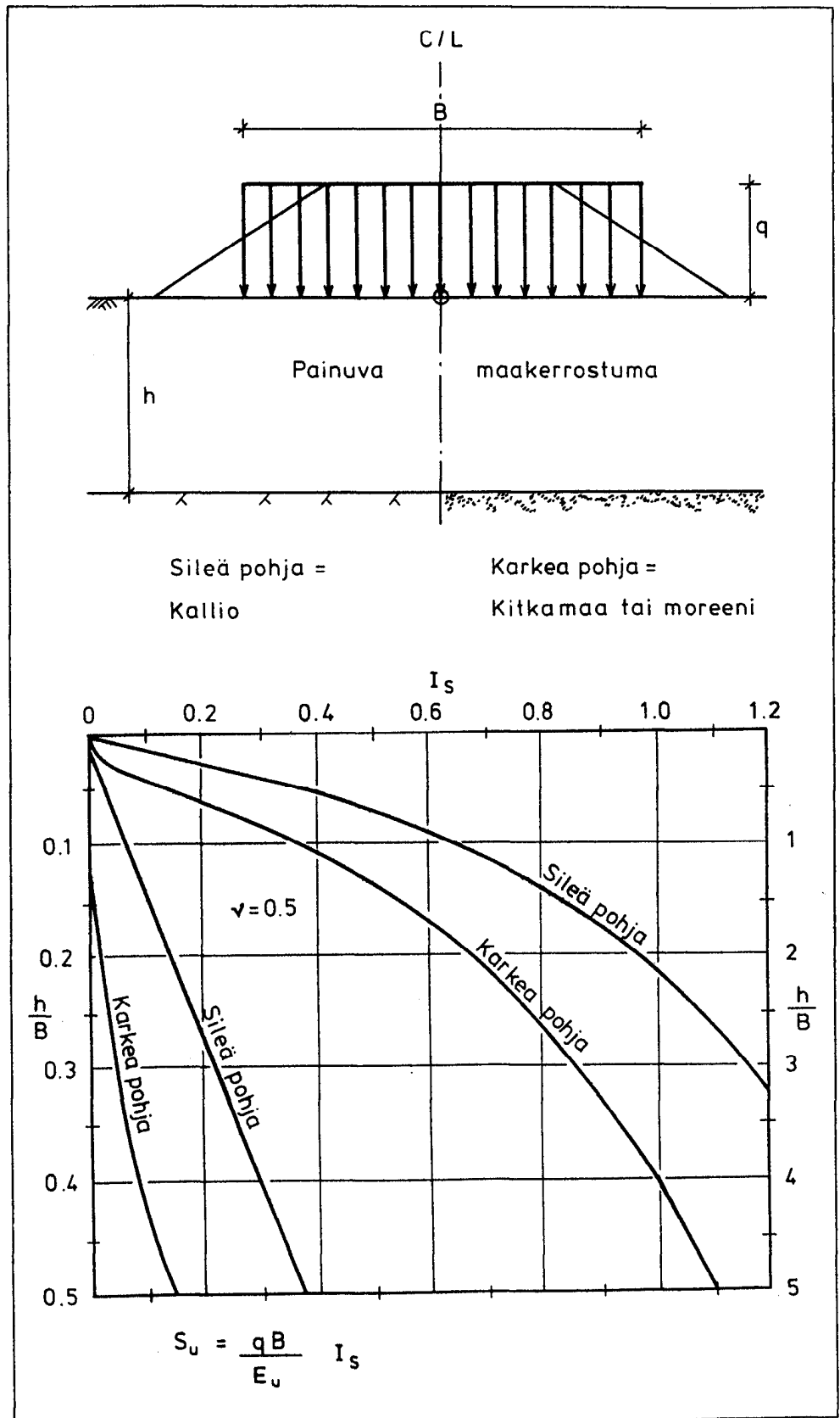
3.3 Huokosylipaineen laskenta

Huokosylipaine pengerrysvaiheen lopussa (pisteessä A' kuvassa 9) lasketaan seuraavasti (katso myös kuva 2):

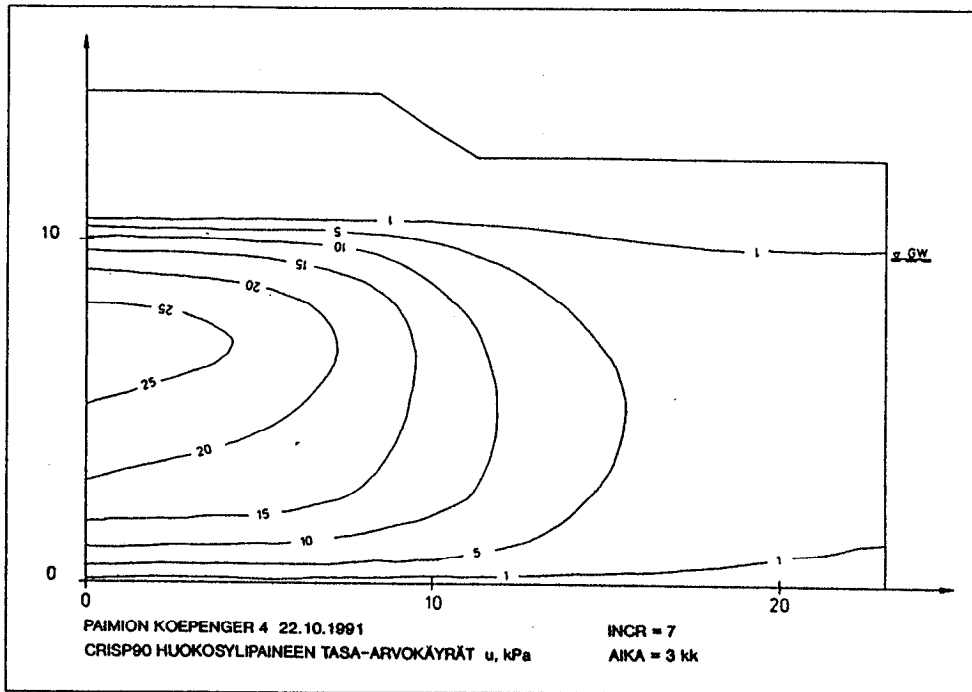
$$\Delta u_c = I_\sigma \gamma H_r - (\sigma_p' - \sigma_{v0}') \quad (15)$$

- Δu_c on huokosylipaine pehmeässä maakerroksessa penkereen keskellä
 I_σ lisäjännitysten influenssiarvo ko. syvyydessä
 γ pengermateriaalin tilavuuspaino
 H_r penkereen korkeus pengerrysvaiheen lopussa
 σ_p' kerroksen tehokas konsolidaatiojännitys
 σ_{v0}' vallitseva tehokas jännitys ko. kerroksessa

Huokosylipaineen alueellinen jakautuminen maapohjassa pengerrysvaiheen lopussa lasketaan luotettavimmin numeerisiin menetelmiin perustuvilla tietokoneohjelmilla. Tästä on esitetty esimerkki kuvassa 11.



Kuva 10: Painuman influenssiarvo pitkän penkereen keskilinjalla, modifioitu (Ueshita et al 1968, Poulos et al 1974).



Kuva 11: Laskennallinen esimerkki huokosylipaineen jakautumisesta penkereen alla pengerrysvaiheen lopussa. (Vepsäläinen et al 1992).

3.4 Sivusiirtymien arviointi

Maapohjan sivusiirtymien kehittyminen pengerluiskan alla on periaatteellisesti esitetty kuvassa 12. Pengerrysvaiheen sivusiirtymät on kuvattu viivalla OP'A', jossa ylikonsolidaatiovaihetta edustaa viiva OP' ja normaalikonsolidoitunutta, suljettua tilaa viiva P'A'.

Suurin maapohjaan syntyvä sivusiirtymä y_{me} pengerrysvaiheen lopussa voidaan laskea alustavasti seuraavalla empiirisellä kaavalla (Leroueil et al 1990):

$$y_{me} = 0.2 S_p + S_u \quad (16)$$

S_p on painuma ylikonsolidaatiovaiheessa (luku 3.2.3)

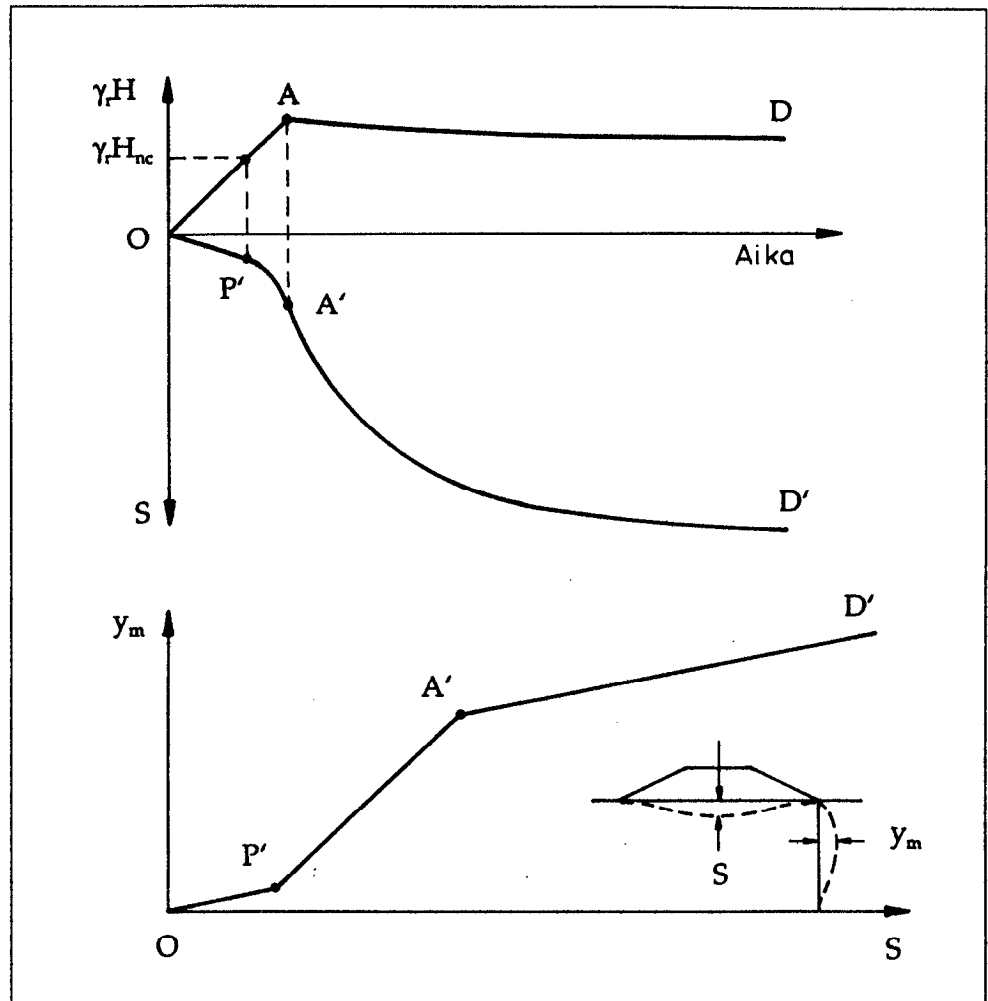
S_u suljetun tilan painuma (luku 3.2.3)

Pengerrysvaiheen suurimman sivusiirtymän kehittymistä on havainnollistettu kuvassa 13.

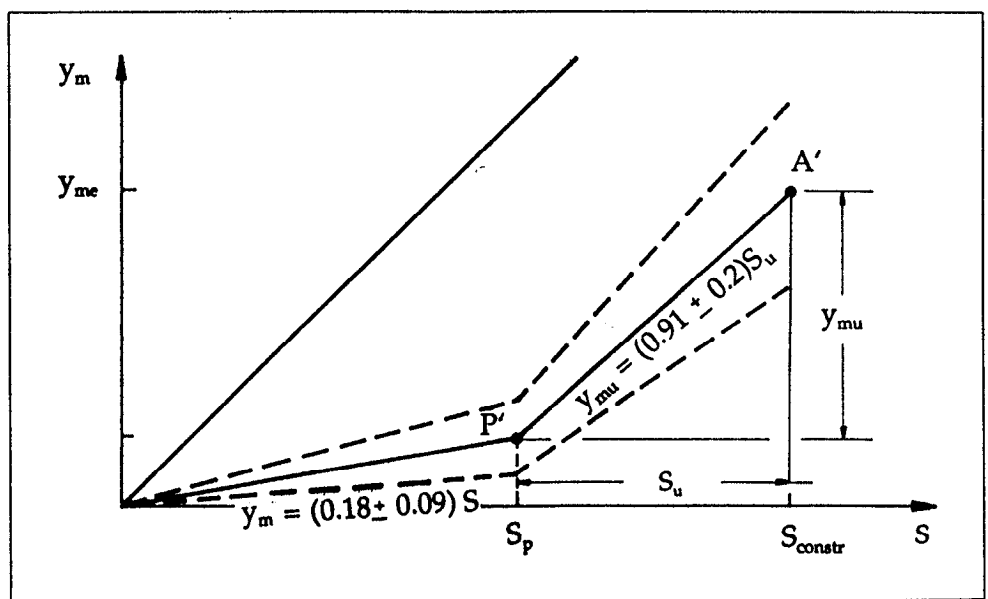
Menetelmä sivusiirtymän pystyjakautuman arvioimiseksi on esitetty kuvassa 14. Jakautuman muoto ja sivusiirtymän suuruus riippuu maapohjan jännitystilasta seuraavasti:

- Kokonaisjännitykset σ'_v syvyysprofiilissa ovat kauttaaltaan pienempiä kuin konsolidaatiojännitys σ'_p (tilanne 1 kuvassa 14).
- Osa kokonaisjännityksistä saavuttaa konsolidaatiojännityksen (ts. normaalikonsolidoituneen suljetun tilan) (tilanne 2).
- Kokonaisjännitykset koko syvyysprofiilissa ovat normaalikonsolidoituneessa, suljetussa tilassa (tilanne 3).

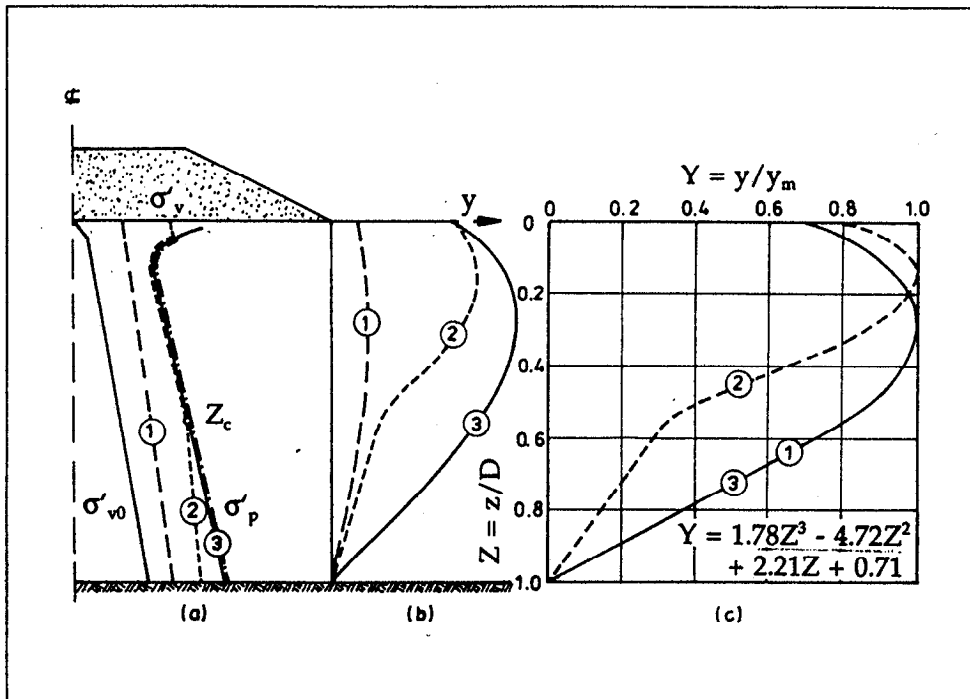
Luotettavimmin sivusiirtymien suuruus ja jakutuminen lasketaan numeerisiin menetelmiin perustuvilla tietokoneohjelmilla. Maastossa sivusiirtymiä mitataan inklinometrillä.



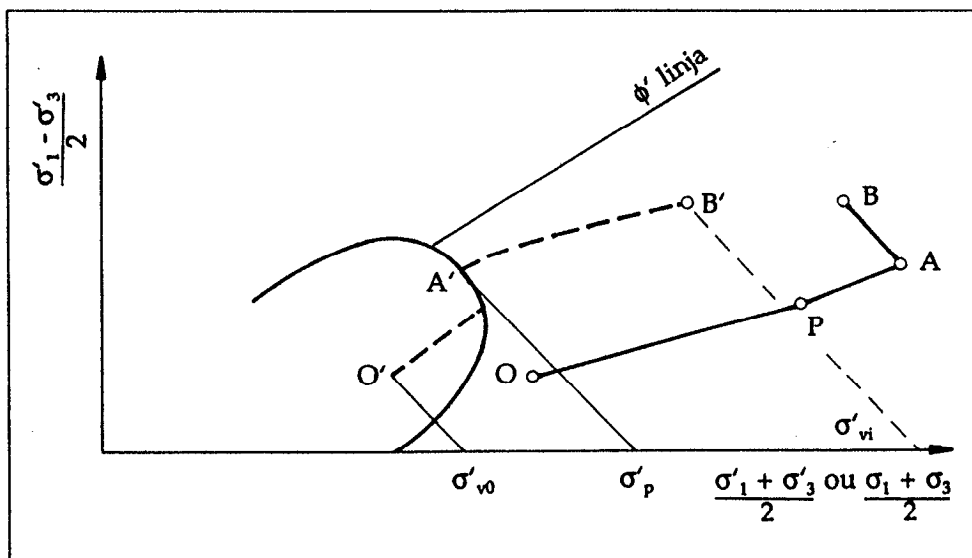
Kuva 12: Suurimman sivusiirtymän y_m ja painuman S välinen yhteys (periaatteellisesti).



Kuva 13: Suurimman sivusiirtymän y_m ja painuman S välinen yhteys pengerryysvaiheessa.



Kuva 14: Sivusiirtymien arviointi pengertuiskan alareunan alapuolella.
 a. Syvyysprofiili, b. sivusiirtymä pengerrysvaiheen lopussa,
 c. sivusiirtymän pystyjakautuman empiirinen laskentamenetelmä.



Kuva 15: Tehokkaiden ja kokonaisjännitysten polut A'B' ja AB pengerrysvaiheen jälkeen ($\sigma_v = \sigma_1 = \text{vakio}$).

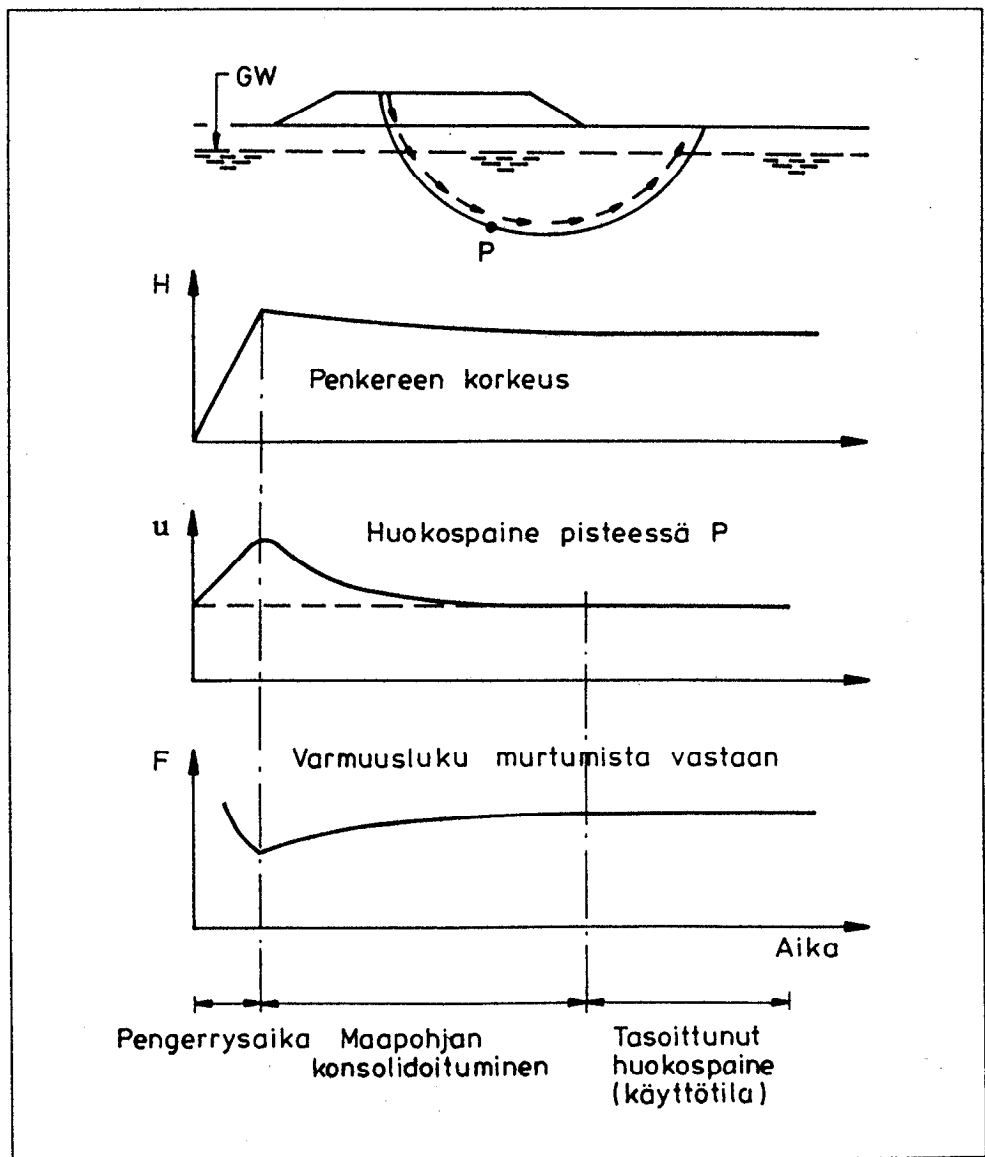
4 MITOITUS PENGERRYYSVAIHEEN JÄLKEEN

4.1 Stabiiliteetin laskenta

4.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen

Maan mekaanista käyttäytymistä penkereen keskilinjan alapuolella sijaitsevassa pehmeän maan alkiossa on havainnollistettu kuvassa 15 (Leroueil et al 1990). Pengerryysvaiheen jälkeistä konsolidaatiotilaa edustaa kuvassa tehokkaiden jännitysten polku A'B' ja kokonaisjännitysten polku AB. Alkion alkuperäisen myötöpinnan Y voidaan todeta siirtyvän konsolidaatioprosessin vaikutuksesta pisteestä A' pisteeseen B'.

Varmuusluvun F kehittymistä pengerryysvaiheen jälkeen on havainnollistettu kuvassa 16. Varmuus penkereen sortumista vastaan yleensä kasvaa maapohjan konsolidoitumisen vaikutuksesta, kun varmuus murtumista vastaan on riittävä.



Kuva 16: Huokospaineen ja varmuusluvun muuttuminen ajan mukana.

4.1.2 Materiaaliparametrit ja suljetun leikkauslujuuden kasvu

Pehmeiden maakerrosten leikkauslujuutta pengerrysvaiheen jälkeisellä seisonta-ajalla kuvataan tavallisesti kahdella tavalla:

- I. Määritetään maapohjaan mobilisoituvaa leikkauslujuutta τ_f (kuva 17).

$$\tau_f = \alpha_e \sigma'_v > \mu c_u \quad (17)$$

$$\sigma'_v > \sigma'_p$$

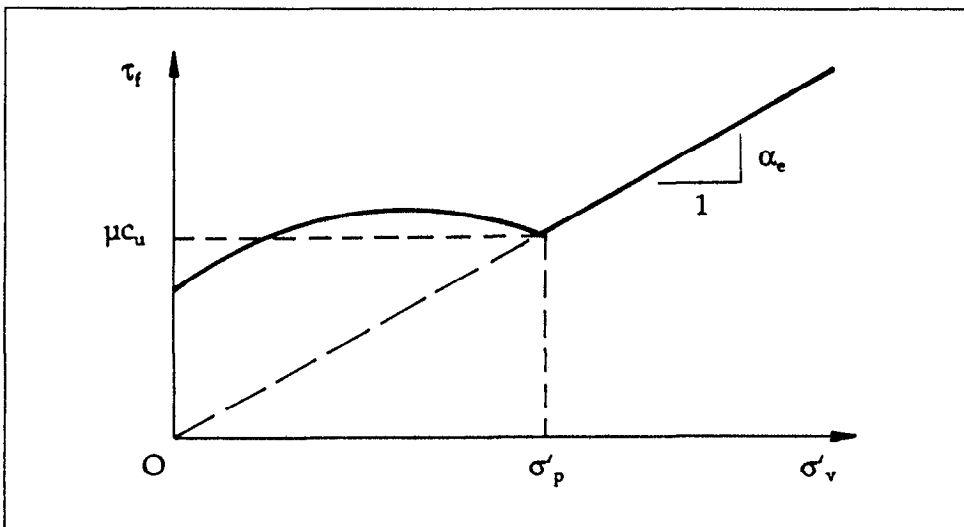
α_e on kokeellisesti (laboratoriossa tai in-situ) mitattava kerroin (Leroueil et al 1990, Tanska 1993)

σ'_v tehokas pystyjännitys (kuva 15), lasketaan alkuehtojen ja konsolidaatioteorian avulla (luku 4.2)

σ'_p tehokas konsolidaatiojännitys (kuvat 15 ja 8) kuormitusvaiheiden alussa σ'_p määritetään ödometrikokeella.

μ redusointikerroin (luku 3.1.2)

c_u suljettu leikkauslujuus (luku 3.1.2)



Kuva 17: Saven leikkauslujuuden muuttuminen tehokkaan pystyjännityksen mukaan (Leroueil et al 1990).

Tavan I parametreja käytetään pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteetilaskelmissa **suljetussa** tilassa tapahtuvan sortuman suhteen.

- II. Leikkauslujuus esitetään normaalikonsolidoituneella osalla mitatun Mohr-Coulombin murtosuoran parametrien c' ja ϕ' sekä havaitun tai arvioidun huokospaineen u_{obs} avulla.

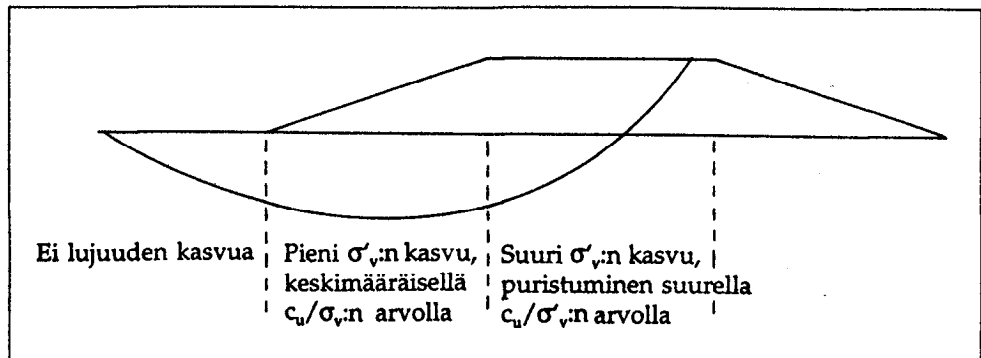
$$\tau_f = c' + (\sigma - u_{obs}) \tan \phi' \quad (18)$$

σ on normaalijännitys liukupinnalla

Tavan II parametreja käytetään pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteetilaskelmissa **avoimessa** tilassa tapahtuvan sortuman suhteen.

Tavassa I on uutena materiaaliparametrina empiirinen kerroin α_p , jonka avulla määritetään (suljetun) leikkauslujuuden τ_c kasvu pengerrysajan jälkeisenä seisonta-aikana. Kerroin α_p määritetään alustavasti laboratorio-kokeilla (Tanska 1993) ja myöhemmin työn aikana in situ erityisesti suurissa tai vaativissa kohteissa. Leroueil et al (1990) mukaan kertoimelle voitaisiin alustavasti käyttää arvoa $\alpha_p = 0.25$.

Leikkauslujuuden kasvua ei voida käyttää hyväksi koko liukupinnalla, koska lujuuden kasvu riippuu tehokkaan pystyjännityksen kasvusta. Lujuuden kasvua eri osissa penkereen alla on havainnollistettu kuvassa 18.



Kuva 18: Lujuuden kasvun jakautuminen penkereen alla.

4.1.3 Stabiiliteetin laskentamenetelmät

$\phi = 0$ - menetelmä

Pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteetti suljetussa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen suositellaan (Leroueil et al 1990) laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysillä ($\phi = 0$ menetelmällä), jolloin leikkauslujuus määritetään luvussa 4.1.2 esitetyn tavan I mukaisesti. Menetelmästä käytetään myös nimitystä USA (Undrained Strength Analysis, Ladd 1991).

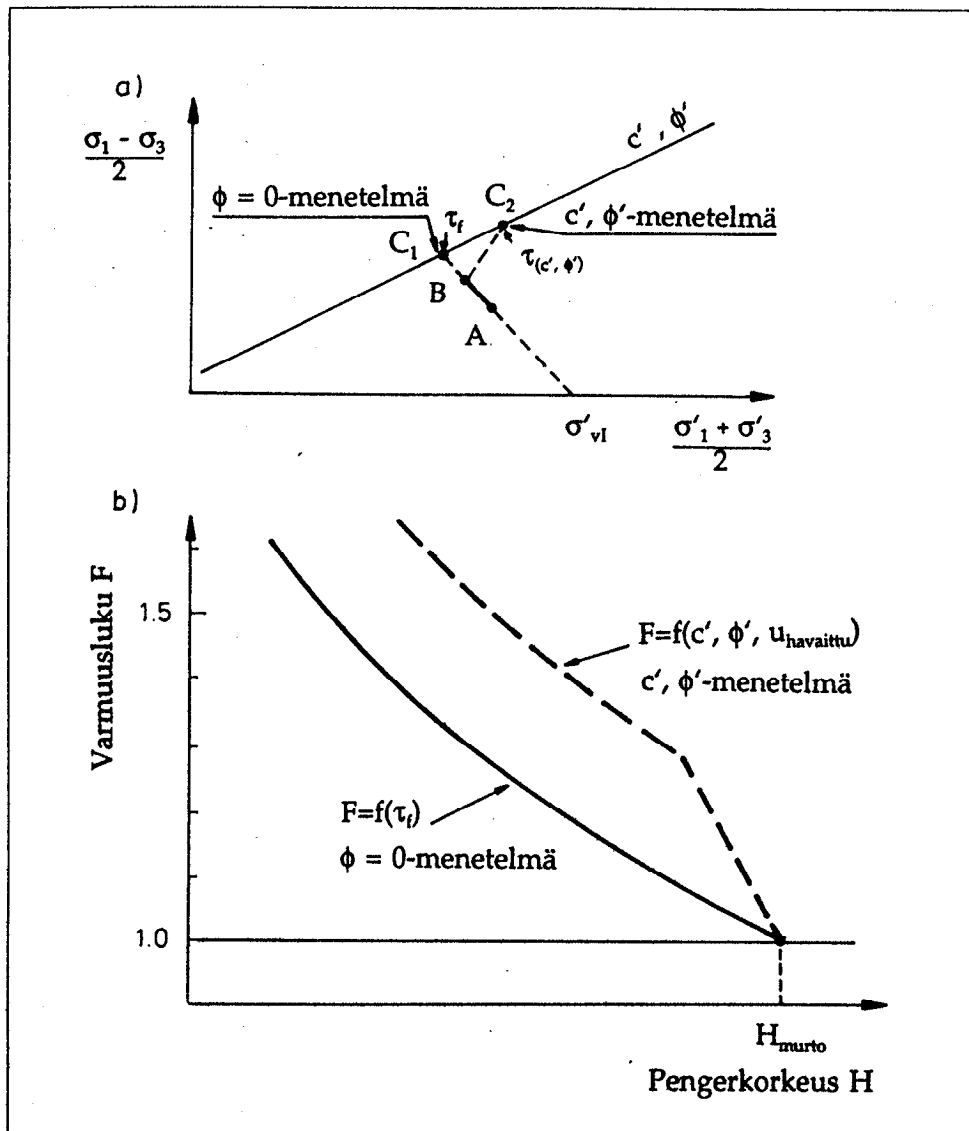
USA-menetelmässä vertailukohteena oleva suljetun tilan sortuma on mahdollinen, jos konsolidaatio- tai käyttötilassa **lisäkuormitus** on niin nopea tai maa niin hienorakeista, että lisäkuormitus aiheuttaa suljetussa tilassa tapahtuvan sortuman. Menetelmää on havainnollistettu kuvassa 19 (polku BC_1).

$c'\phi'$ - menetelmä

Pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteetti avoimessa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen (polku BC_2 kuvassa 19) lasketaan tehokkaiden jännitysten menetelmällä ($c'\phi'$ -menetelmällä). Parametreina tarvitaan luvussa 4.1.2 esitetyn tavan II mukaisesti tehokas koheesio ja kitkakulma materiaalin normaali-konsolidoituneelta osalta. Lisäksi menetelmässä tarvitaan lähtötietona huokospaineen jakautuminen laskenta-alueella. Luotettavimmin huokospaineen jakautuminen selvitetään mittaamalla in situ.

Tehokkaiden jännitysten analyysi voidaan tehdä aina kun huokospaine tunnetaan.

Käyttötilan stabiiliteetti avoimessa tilassa tarkoittaa pitkän ajan tilannetta. Tällainen avoimen tilan sortuma on mahdollinen, jos lisäkuormitus ei aiheuta huokosveden ylipainetta ($\Delta u = 0$) esim. kun kuormitusnopeus on hyvin hidas tai painuvat kerrokset vettä läpäiseviä.



Kuva 19: a. Tehokkaiden jännitysten polut murtoa lähestyttäessä. Poiku AB: Kuormitus konsolidoituneesta tilasta A pisteeseen B. τ_f : Laskenta kokonaisjännitysanalyysillä, $\tau(c', \phi')$: Laskenta tehokkaiden jännitysten analyysillä.
b. Varmuusluvun kehittyminen pengerkorkeuden funktiona.

Menetelmien käyttö

Pehmeiköllä sijaitsevan maanvaraisen tiepenkereen stabiliteetti konsolidaatiovaiheessa ja sitä seuraavassa käyttötilassa suositellaan (Leroueil et al 1990) laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysillä (USA-menetelmällä). Lisäksi on suositeltavaa tarkistaa laskelmat $c'\phi'$ -analyysillä.

Sateista, tulvista, ympäristön rakentamisesta jne aiheutuvan hydrostaattisen huokospaineen muuttumisen vaikutus stabiliteettiin selvitetään tavallisesti tehokkaiden jännitysten menetelmää käyttäen.

Pehmeästä, sensitiivisestä savesta muodostuneiden luonnontilaisten rinteiden ja niille tehtävien pengerrysten stabiliteetti lasketaan kokonaisjännitysanalyysillä ja tarkistetaan tehokkaiden jännitysten menetelmällä.

Sekä kokonaisjännitys- että tehokkaiden jännitysten analyysi voidaan tehdä luvussa 3.1.4 ja taulukossa 2 esitettyjä laskentamenetelmiä käyttäen. Tavallisin laskentamenetelmä on ympyränmuotoisiin liukupintoihin perustuva yksinkertaistettu Bishopin menetelmä. Jos tehtävän geometria tai kuormitukset ovat monimutkaisia, on suositeltavaa käyttää yhdistettyihin liukupintoihin perustuvia menetelmiä tai stabiliteetilaskelmiin sopivia FEM-ohjelmia.

4.2 Painuman laskenta

4.2.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen ja painuman komponentit

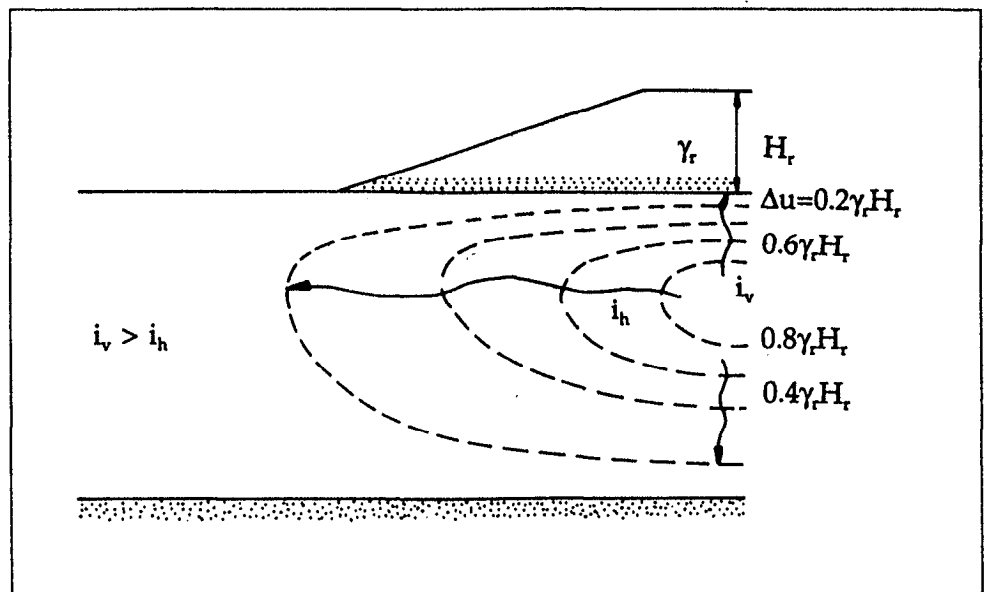
Maan mekaanista käyttäytymistä on havainnollistettu kuvassa 9 (Leroueil et al 1990). Pengerryksen jälkeistä konsolidoitumisvaihetta edustavat kuvassa jännityspolku ja painumakäyrä A'D'.

Konsolidaatiovaiheen aikana pengerkuormasta pohjamaahan aiheutunut huokosylipaine pienenee kuvassa 20 esitetyn periaatteen mukaisesti.

Painuman komponentit ovat pengerrysvaiheen jälkeen seuraavat:

- Primaarinen konsolidaatiopainuma S_c .
- Sekundaarinen konsolidaatiopainuma S_s .
- Leikkausmuodonmuutosten aiheuttama painuma.

Näistä jälkimmäinen voidaan katsoa merkityksettömäksi, kun varmuusluku penkereen sortumaa vastaan on vähintään $F = 1.5$ (Leroueil et al 1990). Jos varmuusluku on pienempi kuin 1.4...1.5, tulisi analysointi tehdä kimmoplastisiin malleihin perustuvilla FEM-ohjelmilla.



Kuva 20: Esimerkki huokosveden virtauksesta konsolidaation aikana.

4.2.2 Painumaparametrit

Suomessa käytetään tavallisesti primaarista konsolidaatiopainumaa kuvaavissa laskentamenetelmissä seuraavia materiaaliparametreja:

- Kokoonpuristuvuusmoduuli M tai sen parametrit
 - moduuliluku m
 - jännitysekspONENTTI β
- Konsolidaatiokerroin c_v (luku 4.2.4)

Lisäksi oleellisen tärkeänä parametrina menetelmissä esiintyy tehokas konsolidaatiojännitys σ_p' .

$$M = m\sigma_v \left(\frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (19)$$

σ_v on vertailujännitys = 100 kPa

σ' tehokas pystyjännitys

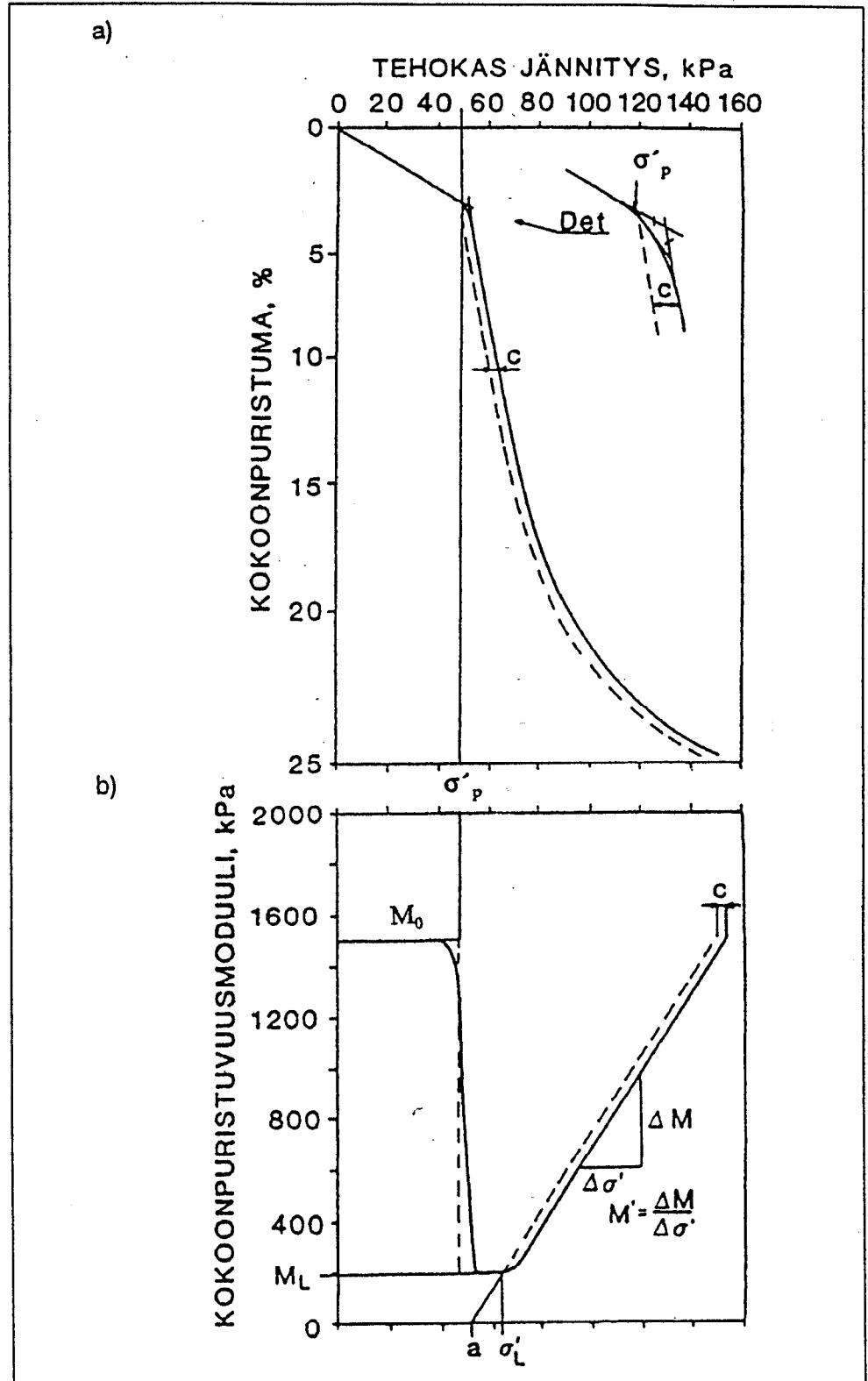
Painumaparametrit m ja β sekä tehokas konsolidaatiojännitys σ_p' määritetään yleensä ödometrikokeilla. Tarkoitukseen soveltuvat sekä portaittainen standardikoe (kuormitusporras 24 h) että CRS-koe (Constant Rate of Strain). Standardikoe vastaa likimain CRS-kokeen puristusnopeutta 10^{-7} 1/s, ja tätä nopeutta käytetään referenssinopeutena. CRS-kokeella mitattua konsolidaatiojännitystä redusoidaan taikka tehdään epäselvissä tapauksissa (esim. korkea humuspitoisuus) rinnakkaiskokeita eri puristusnopeuksilla tai portaittaisilla ödometrikokeilla.

CPR- (Constant Pressure Ratio) ja CGT- (Controlled Gradient Test) tyyppiä kokeita voidaan käyttää, kun huokospainesuhde on 5...15 %. Suuremmilla huokospainesuhteilla muodonmuutosnopeuden muutokset saattavat aiheuttaa virheitä painumaparametreihin m ja β .

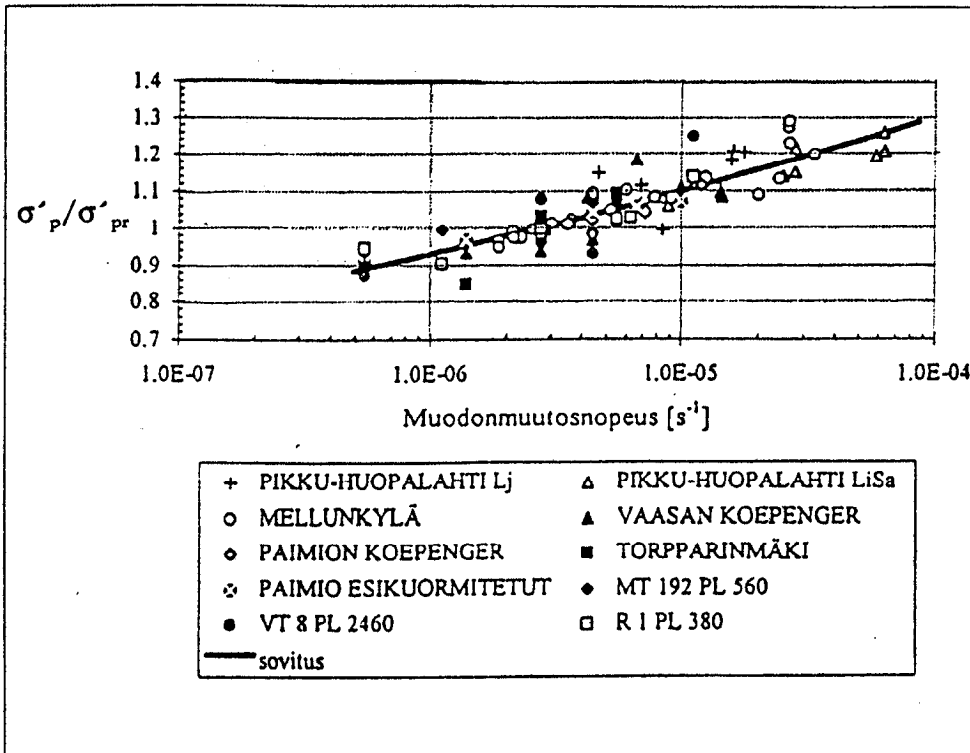
Konsolidaatiojännityksen redusointi

Jatkuvapuristeisella ödometrikokeella mitattua konsolidaatiojännitystä voidaan redusoida esim. seuraavilla tavoilla:

- Ruotsalainen menetelmä (Larsson 1986), kuva 21.
- Empiirinen, muodonmuutosnopeuteen perustuva menetelmä (Leroueil et al 1985, Paakkunainen 1990), kuva 22 (Lojander et al 1994).



Kuva 21: Esijännityksen a) ja moduulikäyrän b) redusointi (Larsson 1986)



Kuva 22: Normalisoidut konsolidaatiojännitykset muodonmuutosnopeuden funktiona (Lojander et al 1994).

Jälkimmäisellä menetelmällä redusointi voidaan tehdä suoraan kuvan 22 perusteella tai laskennallisesti (Lojander et al 1994):

$$k = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\text{koe}}}{\dot{\epsilon}_{\text{laskenta}}} \right)^B \quad (20)$$

$$\sigma'_{\text{p laskenta}} = \frac{\sigma'_{\text{p koe}}}{k} \quad (21)$$

$\dot{\epsilon}_{\text{koe}}$ on ödometrikokeen muodonmuutosnopeus konsolidaatiojännityksen kohdalla

$\dot{\epsilon}_{\text{laskenta}}$ muodonmuutosnopeus, jota vastaavaksi tulos halutaan redusoida (10^{-7} 1/s)

$\sigma'_{\text{p koe}}$ kokeesta määritetty konsolidaatiojännitys

$\sigma'_{\text{p laskenta}}$ laskennassa käytettävä konsolidaatiojännitys

B sovituskäyrän parametri. Suositus: B= 0.0728.

k korjauskertoimen. Yleensä $k > 1$.

Moduuliluvun korjaaminen

Moduulilukua m korjataan konsolidaatiojännityksen redusoinnin yhteydessä esim. seuraavalla tavalla (Lojander et al 1994):

$$m_{\text{laskenta}} = m_{\text{koe}} \cdot k^{-\beta_{\text{koe}}} \quad (22)$$

$$\beta_{\text{laskenta}} = \beta_{\text{koe}}$$

$m_{\text{koe}}, \beta_{\text{koe}}$ kokeesta määritetty moduuliluku ja jännitysekspONENTTI

$m_{\text{laskenta}}, \beta_{\text{laskenta}}$ laskennassa käytettävä moduuliluku ja jännitysekspONENTTI

4.2.3 Primaarisen konsolidaatiopainuman suuruus

Primaarinen konsolidaatiopainuma lasketaan kerroksittain geoteknisen kerroksen i normaalikonsolidoituneelta osalta (polku A'D' kuvassa 9).

$$S_{ci} = \frac{H_i}{m_i \beta_i} \left[\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma_{vert}} \right)^{\beta_i} - \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma_{vert}} \right)^{\beta_i} \right] \quad (23)$$

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci}$$

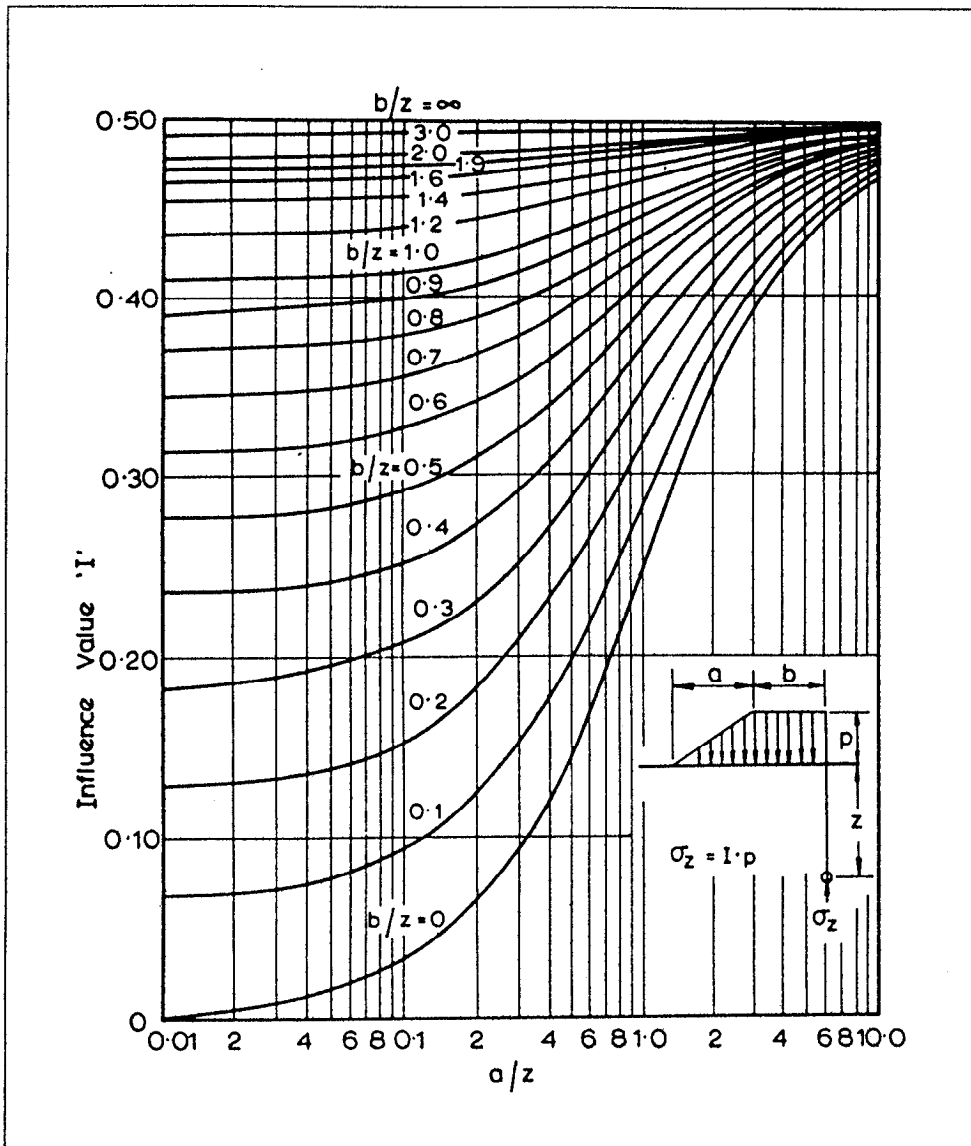
S_{ci} on kerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma
 S_c primaarinen konsolidaatiopainuma penkereen alla
 n kerrosten lukumäärä
 H_i kerroksen paksuus
 m_i normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku
 β_i NK-osan jännitysekspONENTTI
 σ'_{v0i} vallitseva tehokas jännitys kerroksessa i
 $\Delta \sigma'_{vi}$ penkereestä aiheutuva lisäjännitys kerroksessa i
 σ'_{pi} kerroksen tehokas konsolidaatiojännitys
 σ_{vert} vertailujännitys = 100 kPa

Jos jännitysekspONENTTI $\beta_i = 0$, kerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma lasketaan seuraavasti:

$$S_{ci} = \frac{H_i}{m_i} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right) \quad (24)$$

Painuma voidaan laskea myös muilla yleisesti tunnetuilla menetelmillä (Korhonen et al 1993, Leroueil et al 1990).

Penkereestä maapohjaan aiheutuva lisäjännitys lasketaan tavallisesti kimmooteoriaan (ja Boussinesqin teoriaan) perustuvien jännitysjakautumamenetelmien avulla. Esimerkki jännitysjakautumanomogrammista on esitetty kuvassa 23.



Kuva 23: Pengerkuormasta aiheutuvan pystyjännityksen määrittäminen. Jännityksen influenssiarvo I_σ (Osterberg 1957, Poulos et al 1974).

Primaarisen konsolidaatiopainuman suuruuteen vaikuttaa myös painuman itsensä vaikutus maapohjan kokonaisjännitystilaan. Maahuokosista poistuu painuman seurauksena huokosvettä, jonka tilavuus vastaa painuneen pengermassan tilavuutta. Jos pohjavedenpinta pysyy painumaprosessin ajan samalla tasolla, on kokonaisjännitystilän muutos $\Delta\sigma$ painumattomassa pohjassa seuraava:

$$\Delta\sigma = -\gamma_w S_p \quad (25)$$

γ_w on veden tilavuuspaino

Kokonaisjännitystilän muutos otetaan painumalaskelmissa huomioon muuttamalla vastaavasti pengerkuorman suuruutta inkrementaalisesti ajan mukana tai vaihtoehtoisesti graafisen menetelmän avulla (Nauhapystyöjitus, TIEL3200251, 1994).

4.2.4 Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus

Pengerrysvaiheessa maapohjaan syntyy huokosveden ylipainetta, mikä purkautuu suotovirtauksena sekä pysty- että vaakasuunnassa (kuva 20) ja ilmenee penkereen hitaana primaarisena konsolidaatiopainumana pengerrysajan jälkeen. Konsolidaatioprosessin nopeuteen vaikuttavat mm. seuraavat seikat:

- Tehtävän geometria:
 - Penkereen geometria.
 - Painuvan maapohjan paksuus ja kerrostuneisuus.
- Virtausreunaehdot:
 - Vettä läpäisevä vai läpäisemätön painumaton pohja.
 - Vettä johtavat välikerrokset.
- Kuormareunaehdot:
 - Kuormitushistoria.
 - Vaiheittain pengerrys.
- Alkuehdot
 - Huokospainejakautuma konsolidaation alussa.
- Kerrosten materiaaliominaisuudet:
 - Kokoonpuristuvuusmoduuli M , epälineaarisuus.
 - Vedenläpäisevyyskerroin k , anisotrooppisuus, epälineaarisuus.
 - Samanaikainen sekundaarinen konsolidaatio.

Lähtötietojen monimutkaisuuden vuoksi konsolidaatiopainuman nopeuden ja suuruuden laskenta edellyttää yleensä sopivan numeeriseen menetelmään perustuvan ATK-ohjelman käyttöä, joita ovat mm. EMBANKCO (suotovirtaus pystysuunnassa), ZSOIL PC2 ja CRISP90.

Yksiulotteisia konsolidaatioteorioita

Tavallisimpia pohjoismaissa käytettyjä yksiulotteisia konsolidaatioteorioita ovat Terzaghin teoria ja Janbun teoria. Näitä voidaan käyttää seuraavissa tapauksissa:

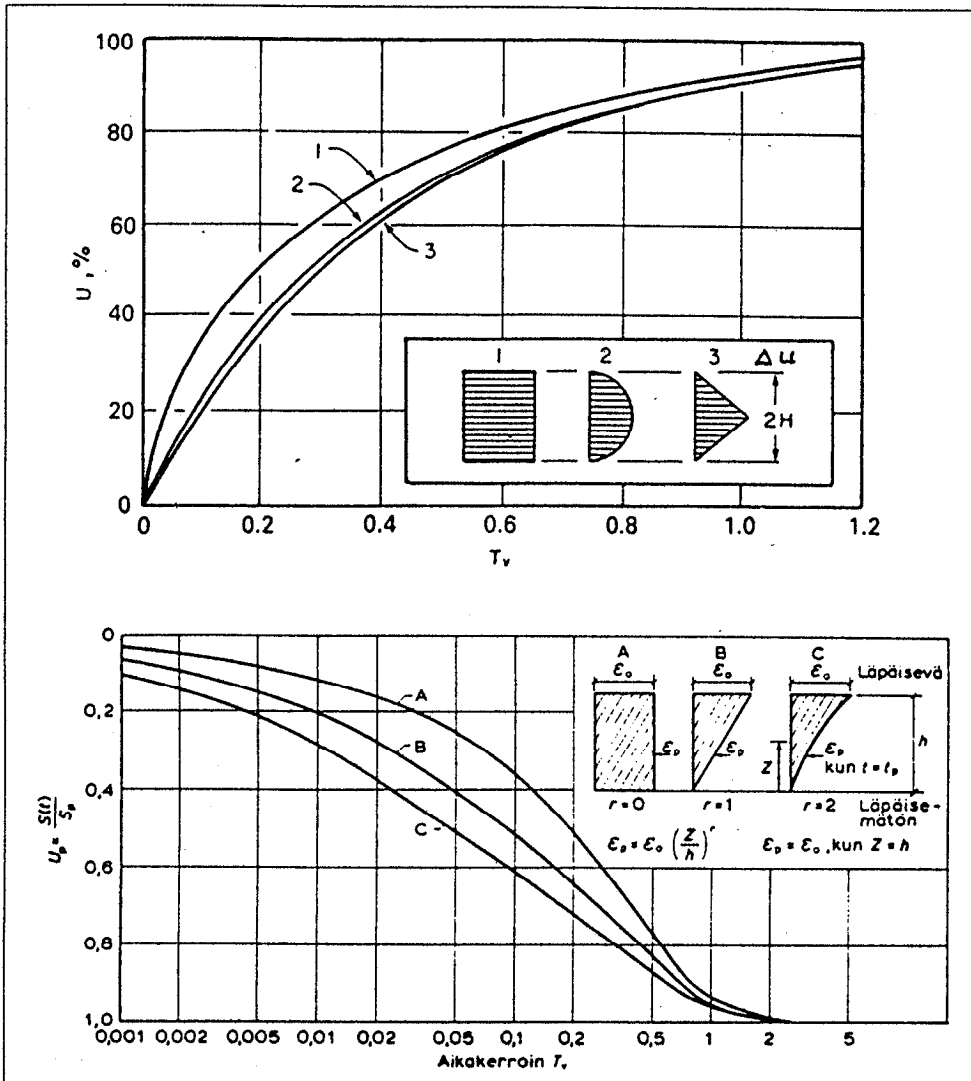
- Painuva maakerros on homogeeninen ja isotrooppinen
- Painuvan maakerroksen paksuus on enintään puolet penkereen alaosan leveydestä.
- Pengerkuorma pysyy vakiona.

Terzaghin teoriassa primaarisena muuttujana on maapohjassa dissipoituva huokosveden ylipaine u , mikä noudattaa ajan t ja syvyyden z suhteen seuraavaa differentiaaliyhtälöä:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} \quad (26)$$

$$c_v = \frac{Mk}{\gamma_w} \quad (27)$$

- c_v on konsolidaatiokerroin
 M kokoonpuristuvuusmoduuli (sekanttmoduuli) ko. jännitysvälillä
 k vedenläpäisevyyskerroin
 γ_w huokosveden tilavuuspaino



Kuva 24: a. Terzaghin konsolidaatioteoria. Konsolidaatioaste U aikatekijän T_v funktiona erilaisilla huokosylipaineen alkuarvojen jakautumilla. b. Janbun konsolidaatioteoria, konsolidaatioaste U aikatekijän T_v funktiona.

Differentiaaliyhtälö (26) ratkaistaan huokosveden ylipaineen u suhteen. Huokosveden ylipaineen muutoksen ja pystysuuntaisen puristuman muutoksen välille otaksutaan lineaarinen yhteys, jolloin ajan funktiona tapahtuva konsolidaatiopainuma $S_c(t)$ voidaan laskea seuraavasti:

$$S_c(t) = S_c U(t) \quad (28)$$

$$U(t) = f(T), \text{ kuva 24 a}$$

$$T = c_v t / H^2 \quad (29)$$

$U(t)$ on konsolidaatioaste

t aika primaarisen konsolidaation alusta

S_c primaarisen konsolidaatiopainuman loppuarvo (kaavat 23 ja 24)

T aikatekijä

c_v primaarinen konsolidaatiokerroin

H suotovirtausmatkan pituus

Janbun teoriassa (Janbu 1970) primaarisena muuttujana on jäännösmuodonmuutos ajanhetkellä t . Differentiaaliyhtälö (30) on muodollisesti samanlainen kuin Terzaghin teoriassa (yhtälö 26):

$$\frac{\delta \bar{\varepsilon}}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 \bar{\varepsilon}}{\delta z^2} \quad (30 \text{ a})$$

$$\bar{\varepsilon}(t) = \varepsilon_c - \varepsilon_z(t) \quad (30 \text{ b})$$

$\bar{\varepsilon}$ on jäännösmuodonmuutos

ε_c primaarisen muodonmuutoksen loppuarvo

$\varepsilon_z(t)$ pystymuodonmuutos ajanhetkellä t

Ajan funktiona tapahtuva konsolidaatiopainuma lasketaan kaavalla 28 ja aikatekijä kaavalla 29. Aikatekijän ja konsolidaatioasteen välinen yhteys saadaan kuvasta 24 b.

H on normaalisti puolet painuvan maakerroksen paksuudesta, kun sekä painuvan kerroksen päällä oleva kerros että alapuolella sijaitseva painumaton maapohja toimivat kuivattavina kerroksina. Jos painumaton maapohja tai kallio on vettä läpäisemätön, H on painuvan maapohjan paksuus.

Heti pengerrysvaiheen jälkeen on huokosylipaineen jakautuminen usein likimain siniaallon muotoinen (jakautuma 2 kuvassa 24 a).

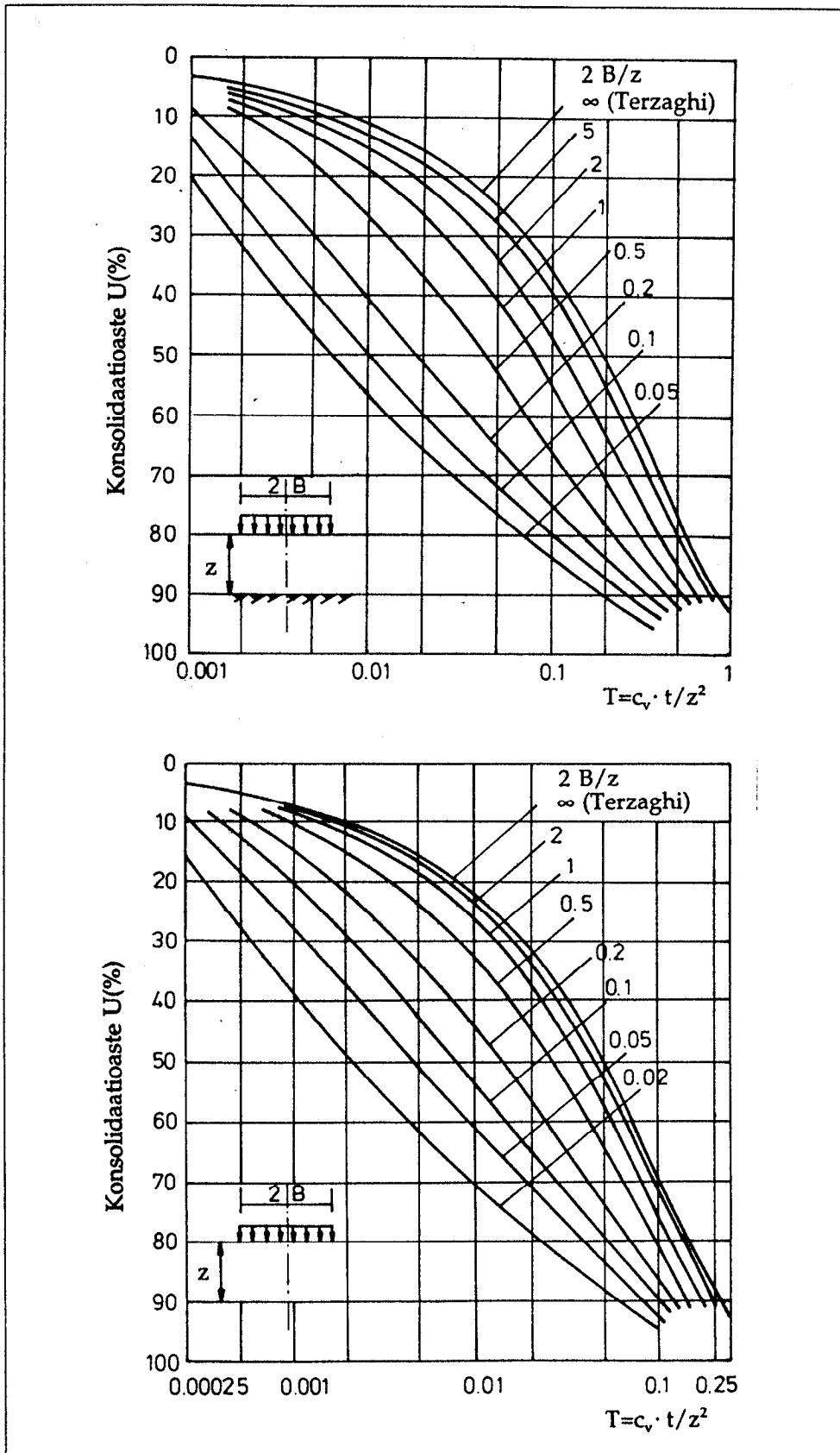
Konsolidaatiokerroin c_v määritetään tavanomaisilla tavoilla portaittaisten tai CRS-ödometrikokeiden tuloksista. On kuitenkin esitetty suosituksia (Leroueil et al 1990, Leroueil 1993), joiden mukaan olisi parempi käyttää CRS-kokeita ja lisäksi valita c_v -arvo primaarisen konsolidaatiovaiheen loppua edustavalta jännitysalueelta painuvassa kerroksessa.

Kaksiulotteisia konsolidaatioteorioita

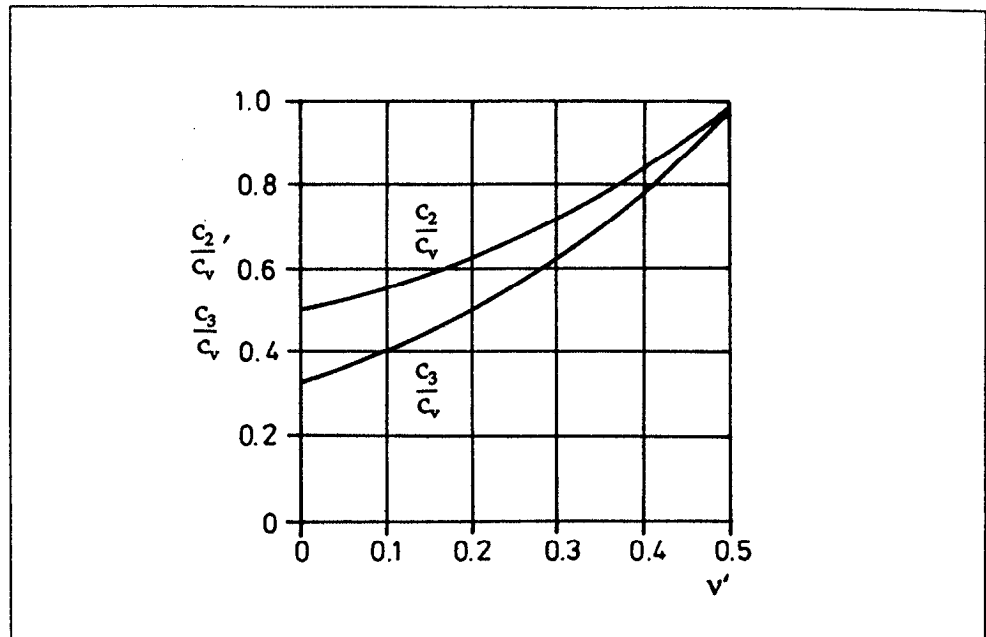
Tavallisimpia kaksi- ja kolmiulotteisia konsolidaatioteorioita ovat Terzaghi-Rendulicin teoria ja Biotin teoria. Näistä ensimmäinen on yksiulotteisen Terzaghin teorian laajennus kaksi- ja kolmiulotteisiin tapauksiin. Biotin konsolidaatioteoria on teoreettiselta pohjaltaan pätevämpi.

Kaksiulotteisia analyyttisiä ratkaisuja voidaan käyttää, kun painuva maapohja on homogeeninen ja sen paksuus on suurempi kuin puolet penkereen alaosan leveydestä. Primaarinen, ajasta riippuva konsolidaatiopainuma $S_c(t)$ lasketaan edelleen kaavojen 28 ja 29 avulla. Konsolidaatioasteen U ja aikatekijän T välinen yhteys määritetään kuitenkin tehtävän geometriaan ja virtausreunaehtoihin soveltuvista nomogrammeista (esim. Korhonen et al 1993). Esimerkki nomogrammeista on esitetty kuvassa 25 (Magnan et al 1979).

Kaksi- ja kolmiulotteisia teorioita käytettäessä on huomattava, että vastaavat konsolidaatiokertoimet c_2 ja c_3 poikkeavat suuruudeltaan yksiulotteisesta konsolidaatiokertoimesta c_v . c_2 ja c_3 tulee mitata in-situ tai laboratoriossa tai arvioida alustavasti tehokkaan Poissonin luvun ν' perusteella (kuva 26).



Kuva 25: Kaksiulotteinen konsolidaatio nauhakuorman alapuolella, konsolidaatioasteen U ja aikatekijän T yhteys. a) Vettäläpäisevä pohja, b) läpäisemätön pohja (Magnan et al 1979).



Kuva 26: Konsolidaatiokerroimien suhteet Poissonin luvun v' funktiona (Christian 1977).

Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus in situ selvitetään painumamittausten tulosten perusteella. Tulosten analysointitapana voidaan käyttää esim. Asaokan menetelmää (Nauhapystyjoitus, TIEL3200251, 1994), jolloin tulokseksi saadaan primaarisen painuman loppuarvo S_c graafisesti (kuva 27) ja konsolidaatiokerroin c_v oheisen kaavan avulla:

$$c_v = \frac{5 H^2}{12 \Delta t} \ln \beta \quad (31)$$

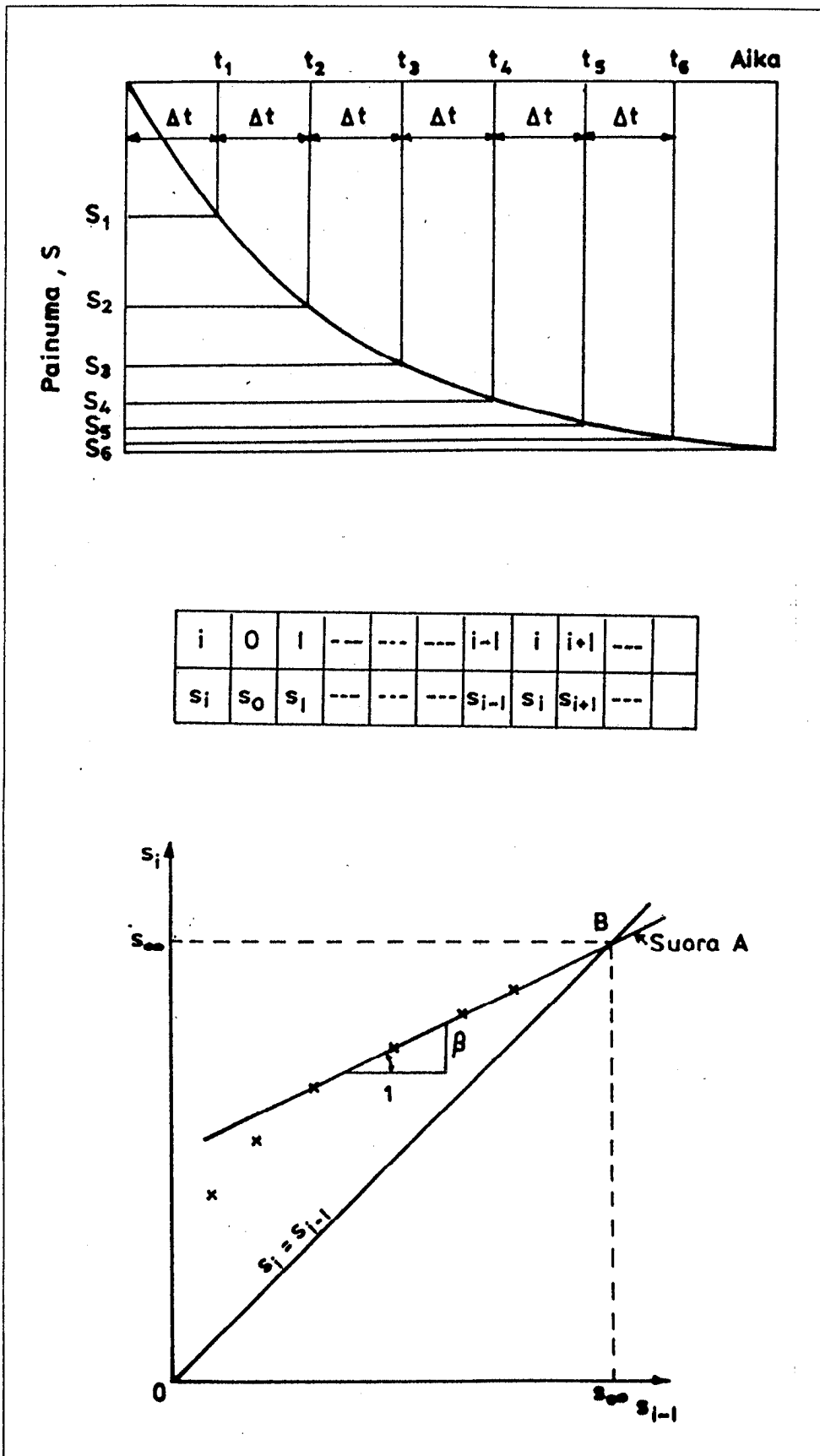
- H on suotovirtausmatkan pituus
 Δt valittu aika-askel (kuva 27)
 β kaltevuuskulma (kuva 27)

4.2.5 Sekundaaripainuman laskenta

Sekundaaripainuma jaetaan kahteen komponenttiin:

- Primaarisen konsolidaation aikana kertynyt sekundaaripainuma primaarisen konsolidaatiovaiheen lopussa.
- Sekundaaripainuma S_s primaarisen konsolidaatiovaiheen jälkeen.

Näistä ensimmäisen, primaarisen konsolidaation aikana kerääntyneen sekundaaripainuman laskemiseksi ei ole vielä käytännöllistä, ennakoivaa laskentamenetelmää, vaikkakin alustavia laskentamalleja on jo kehitelty Bjerrumin aikaviivamallin pohjalta (Leroueil 1987, Leroueil et al 1988). Lisäksi malli sekundaaripainuman laskemiseksi on jo eräissä ATK-ohjelmissa (Embankco, ZSOIL).



Kuva 27: Asaokan menetelmä.

Primaarisen konsolidaatiovaiheen jälkeen tapahtuva sekundaaripainuma lasketaan tavallisesti Buismanin empiirisellä menetelmällä:

$$S_s = H C_{\alpha\epsilon} \log(t/t_p) \quad (32)$$

$$t > t_p$$

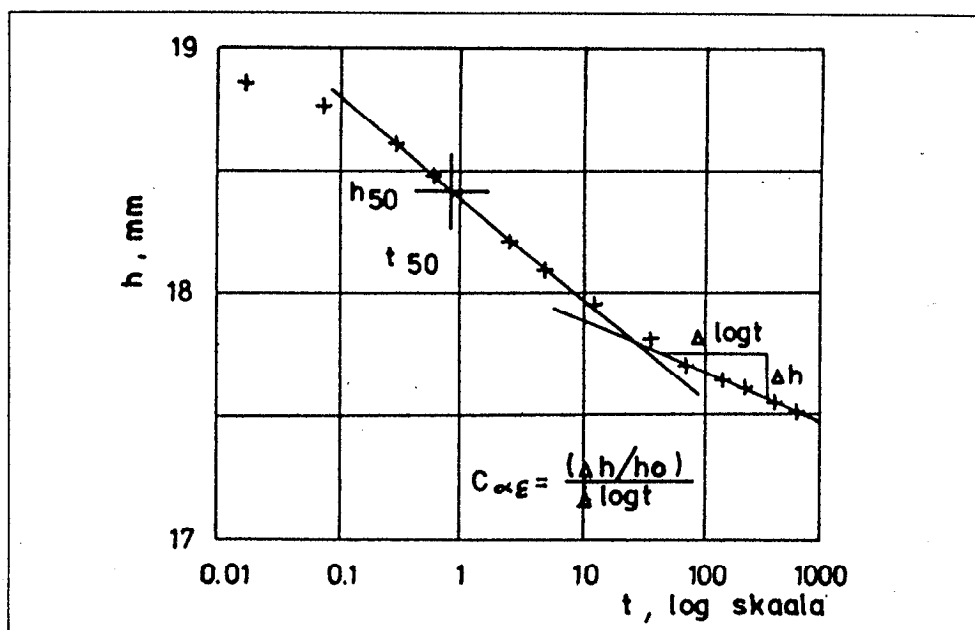
H on painuvan kerroksen paksuus

$C_{\alpha\epsilon}$ sekundaaripainuman aikakerroin

t aika rakentamisen alusta

t_p primaarista konsolidaatioastetta $U = 90...95\%$ vastaava aika

Sekundaaripainuman aikakerroin $C_{\alpha\epsilon}$ määritetään pitkäaikaisten, portaittaisten ödometrikokeiden aika-painumakäyristä (kuva 28).



Kuva 28: Sekundaaripainuman aikakerroimen $C_{\alpha\epsilon}$ määrittäminen portaittaisen ödometrikokeen tuloksista.

Kerroksellisessa maapohjassa sekundaaripainuman suuruus lasketaan kerroksittain ja summataan lopuksi yhteen.

4.3 Sivusiirtymien arviointi

Pengerluiskan alareunan alapuolelle (kuva 14) syntyvä maksimisivusiirtymä pengerrysvaiheen jälkeen arvioidaan seuraavalla empiirisellä likimääräis-menetelmällä:

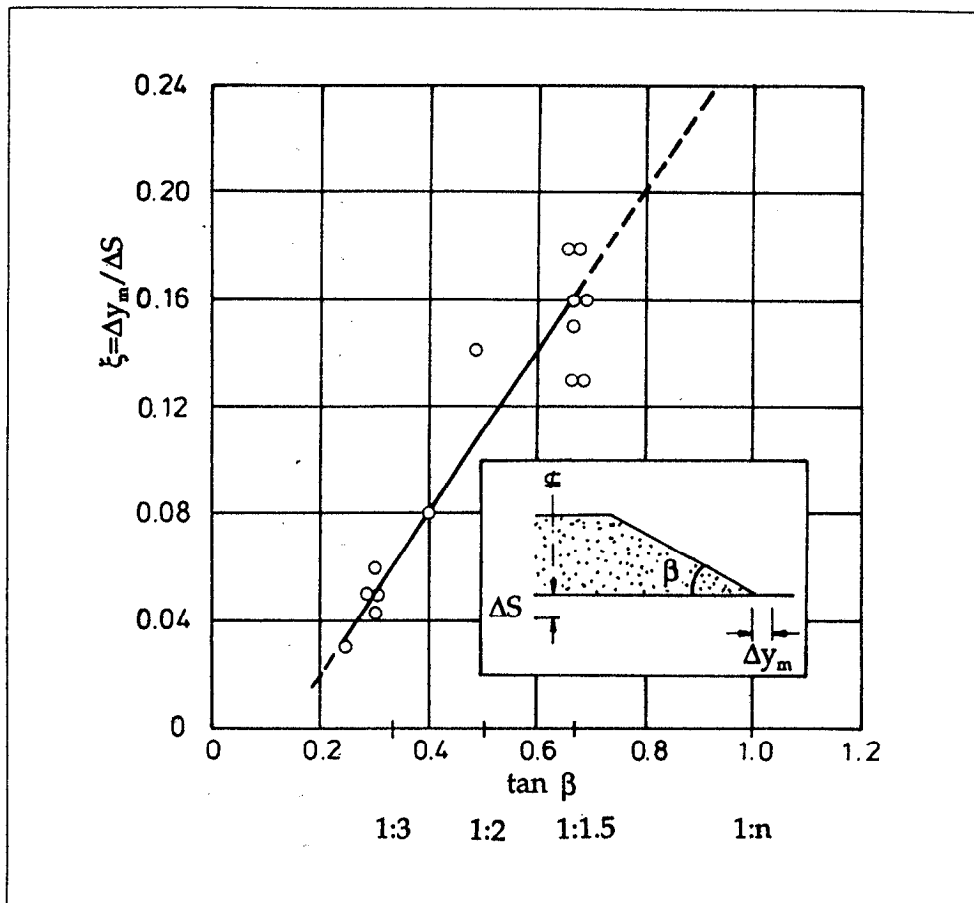
$$y_m(t) = \xi S_c(t) \quad (33)$$

t on aika primaarisen konsolidaation alusta

$y_m(t)$ maksimisivusiirtymä pengerrysvaiheen jälkeen

$S_c(t)$ primaarinen konsolidaatiopainuma luvussa 4.2 esitetyillä menetelmillä laskettuna penkereen keskellä

ξ empiirinen kerroin, kuva 29



Kuva 29: Empiirinen kerroin ζ sivusiirtymän arvioimiseksi pengerruiskan kaltevuuden β perusteella (Leroueil et al 1990).

Empiirisen aineiston vähyiden takia kerrointa ζ voidaan käyttää, kun varmuuskerroin $F = 1.25 - 1.5$ ja konsolidaatiokerroin $U < 50\%$ (Leroueil et al 1990).

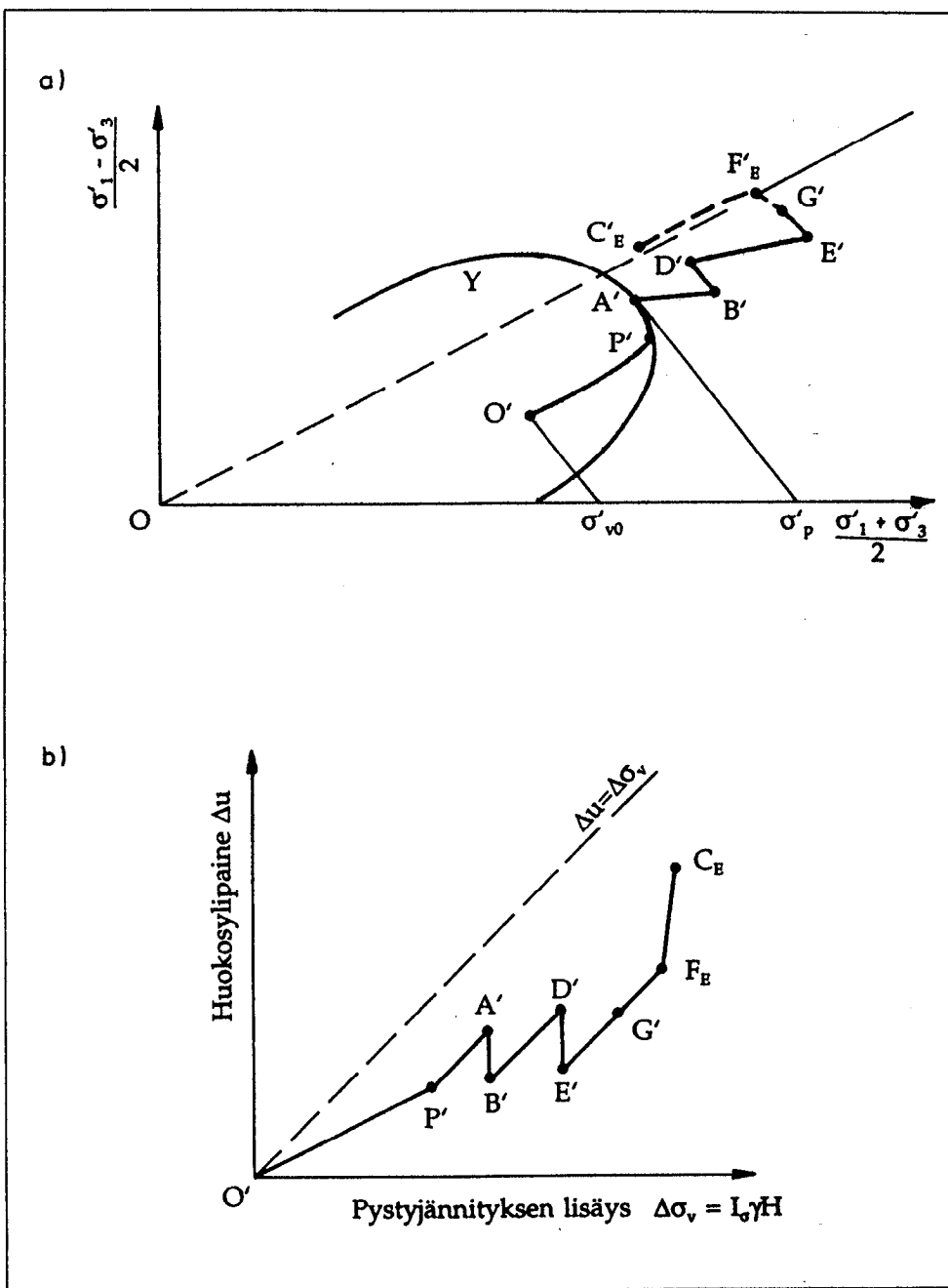
Sivusiirtymän $y_m(t)$ jakautuma syvyysuunnassa saadaan kuvan 14 perusteella.

5 VAIHEITTAIN PENGERRYS

5.1 Stabiiliteetin laskenta

Maa-alkion käyttäytymistä penkereen keskilinjan alapuolella on havainnollistettu kuvassa 30 esitetyn jännitys- ja huokosylipainepolun $O'P'A'B'D'E'F'C'$ avulla.

- 1. pengerrysvaihe $O'P'A'$
- 2. pengerrysvaihe $B'D'$
- 3. pengerrysvaihe $E'G'$



Kuva 30: a) Tehokkaiden jännitysten, b) huokosylipaineen polut vaiheittain rakennetun penkereen keskilinjan alapuolella. (Leroueil et al 1990)

Jännitys- ja huokosylipainepolut A'B' ja D'E' kuvaavat pengerrysvaiheiden välissä tapahtuvaa maa-alkion konsolidoitumista.

Jos kuormaa lisätään, alkaa maa-alkio paikallisesti plastisoitua pisteessä F' ja plastisoituminen jatkuu ja laajenee pisteiden F' ja C' välillä kunnes maapohja sortuu (piste C').

Maapohjaan mobilisoituva leikkauslujuus määritetään luvun 3.1.2 ja luvussa 4.1.2 esitetyn tavan I mukaisesti. Leikkauslujuuden kasvu otetaan huomioon määrityksissä.

Stabiiliteettilaskelmat tehdään yleensä kokonaisjännitysanalyysiä ja USA-menetelmää käyttäen (vertailukohteena sortuma suljetussa tilassa). Jos kuormitusnopeus on hyvin hidas tai maa riittävän karkearakeista (huokosylipaine $\Delta u = 0$ kuormituksen aikana), laskelmat tehdään luvun 4.1.3 mukaisesti tehokkaita lujuusparametreja c' ja ϕ' sekä tehokkaiden jännitysten analyysiä käyttäen.

Laskentamenetelminä käytetään tavallisesti Bishopin yksinkertaistettua liukupintamenetelmää tai monimutkaisemmissa tapauksissa FEM-ohjelmia.

5.2 Painuman laskenta

Vaiheittain pengerrettäessä painuma ja painumanopeus suositellaan laskettavaksi tehtävään sopivien FEM-ohjelmien (esim. EMBANKCO, ZSOIL PC2, CRISP90) avulla, koska painuman suuruuden ja painumanopeuden määrittämiseen liittyvät materiaaliominaisuudet ja tämän seurauksena myös vallitsevat yhtälöt ovat epälineaarisia. Superposition käyttö klassisten, luvussa 4.2 esitettyjen menetelmien yhteydessä saattaa johtaa vakaviin kumulatiivisiin virheisiin.

6 KIRJALLISUUS

Asaoka, A., Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, no. 18, 1978.

Bergdahl, U., Ottosson, E., Malmborg, B.S., Plattgrundläggning. Svensk Byggtjänst & SGI, Stockholm 1993.

Chowdhury, R.N., Slope analysis. *Developments in geotechnical engineering* vol. 22. Elsevier, Amsterdam 1978.

Christian, J.T., Two- and three-dimensional consolidation. *Numerical methods in geotechnical engineering*, edited by Desai and Christian. McGraw-Hill, New York, 1977.

Helene Lund, K., Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. Report no. 2, Swedish Geotechnical Institute, Linköping 1977.

Janbu, N., Grunnlag i geoteknik. Tapir Forlag, Trondheim, 1970.

Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., Veiledning ved løsning av fundamentaringsoppgaver. NGI 16. 1956.

Karlsson, R., Konsistensgränser. Förslag till geotekniska laboratorieanvisningar, del 6. Bygghörsningens informationsblad B11:1974. Svensk Byggtjänst, Stockholm 1974.

Korhonen, K.-H., Lojander, M., Karstunen, M., Pehmeiköle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Loppuraportti 3 (LR3). Tielaitos, geokeskus. Helsinki 1993.

Ladd, C.C., Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Eng.*, vol. 117, no. 4, 1991.

Lefebvre, G., Pare, J.-J., Dascal, O., Undrained shear strength in the surficial weathered crust. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 24, no. 1, 1987.

Leroueil, S., Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, no. 1, 1988.

Leroueil, S., Embankments on soft clays. Luennot TKK, Otaniemi, 8.10.06.1993.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R., Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Geotechnique*, vol. 35, no. 2, 1985.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Study of the validity of a $\sigma_v' - \epsilon_v - \epsilon_v$ model in in situ conditions. *Soils and Foundations*, vol. 28, no. 3, 1988.

Leroueil, S., Magnan, J.-P., Tavenas, F., Embankments on soft clays. Ellis Horwood, Chichester, 1990.

Lojander, M., Länsivaara, T., Ödometrikoe. TPPT-projektin 312.25 "Ödometrikoe" loppuraportti. Tielaitos, tiehallitus 1994 (julkaisematon).

Magnan, J.P., Felix, B., Mieussens, C., Costaz, J., Florentin, P., Comparaison de quelques methodes d'etude des tassements des ouvrages sur sols compressibles. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, vol. 1. British Geotechnical Society, London, 1979.

Nauhapystyöjitus. Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Tielaitoksen selvityksiä 42/1994. Helsinki 1994. TIEL3200251.

Osterberg, J.O., Influence values for vertical stresses in semi-infinite mass due to embankment loading. Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1. Butterworths Scientific Publications, London 1957.

Paakkunainen, A.-L., Portaattomien ödometrikokeiden soveltaminen painumalaskennassa. Diplomityö, TTKK, rakennustekniikan osasto. Tampere 1990.

Poulos, H.G., Davis, E.H., Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1974.

Slunga, E., Maa- ja kallioluiskien vakavuus. Geomekaniikka II. RIL 157-2. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki 1990.

Slunga, E., Helander, R., On the influence of organic content on the undrained shear strength of cohesive soils. 11. ICSMFE, vol. 4, San Francisco 1985. A.A.Balkema, Rotterdam, 1985.

Tanska, H., Suljetun leikkauslujuuden kasvu konsolidaatiopainuman aikana. Erikoistyö, TKK, rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto, pohjarakennus ja maamekaniikka, 1993.

Tavenas, F., Leroueil, S., The behaviour of embankments on clay foundations. Canadian Geotechnical Journal, vol. 17, no. 2, 1980.

Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet. Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Tielaitoksen selvityksiä 24/1993. Helsinki 1993. TIEL3200150.

Ueshita, K., Meyerhof, G.G., Surface displacement of an elastic layer under uniformly distributed loads. Highway Res. Record no. 228, 1968.

Vepsäläinen, P., Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa. Geomekaniikka I. RIL 157-1. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki 1985.

Vepsäläinen, P., Arkima, O., Tiepenkereen holvautuminen. Loppuraportti. Tielaitoksen tutkimuksia 4/1992. Tiehallitus, geopalvelukeskus. Helsinki 1992. TIEL3100005.

ATK-OHJELMIA:

CRISP-90. University of Cambridge, Department of Engineering, Cambridge, England.

EMBANKCO. Statens Geotekniska Institut SGI Information 13. Linköping 1994.

PLAXIS, vers. 5. PLAXIS BV, Rotterdam, Netherlands.

SIGMA/W. Geo-Slope International, Calgary, Alberta, Canada.

ZSOIL.PC vers. 2.1. Zace Services Ltd, Lausanne, Switzerland.

Liite 1. Koheesiomaalajien ominaisuuksia.

Kohde	Otaniemi	Vaasa	Paimio	Taasia	Lahti
Syvyys,m	1.8-2.6	4.4-5.7	4.1-5.2	1.0-1.3	0.8-1.2
Korkeus- taso,m	+0.5	+1.0	+21	+35	+98
Maalaji	liSa, IjSa	IjSa	laSa	KuSa ¹	Si
Humus, %	0.9-4.0	5.0	0.4	5.3	0
γ , kN/m ³	13.3-14.1	14.2-14.5	15.5-17.0	18.1	18.4- 19.4
e_0	3.0-3.7	2.4-2.8	1.4-1.9	0.7-1.0	0.7-0.9
OCR	1	1	1	4	8
E_{u50} , kPa (σ_3 , kPa)	1160 (10)	1460 (20)	5200 (50)	7840 (20)	4500 (25)
E_{d50} , kPa (σ_3 , kPa)	650 (20)	200 (20)	315 (50)	7000 (20)	4000 (25)
v	0.13	0.15	0.10	0.40	0.35
m_1	10	7	7	34	82
β_1	-0.30	-0.37	-0.60	0.21	0.60
m_2	60	75	92	60	2000
C_r	0.28	1.15	0.17	0.69	0.055
C_B	0.184	0.104	0.035	0.046	0.007
c_v , m ² /a	0.17	0.22	0.13	6	15
C_{df} , %	1.1	1.4	1.2	0.1->2.4 ²	0.20
λ	0.65	0.50	0.40	0.30	0.024
κ	0.08	0.045	0.015	0.02	0.003
s_{ur} , kPa	5.4	10	12	63	100
c' , kPa	7.2	5	10.6	10	0
ϕ'	16.5	25	12.8	28	41
M	1.00	1.50	1.10	1.20	1.00
ρ_s , t/m ³	2.72-2.74	2.63	2.69	2.64	2.70
w , %	111-140	88-97	52-69	32	10-30
w_l , %	84-100	96-106	41-49	67	-
w_p , %	30	32-35	20	46	-
I_p	54-69	64-71	21-29	21	-
F	99-103	106-116	41-45	67	-

1) Kuivakuorisavi 2) $t=1-10d \rightarrow 10-180d$

Liite 2. Maakerrosten löyhän tilan kitkakulmien ominaisarvoja, joita voidaan käyttää myös jäännösarvoina sekä tiiviyden enimmäisvaikutus kitkakulmaan (RIL-121-1988).

Maalaji	Kitkakulman ϕ ominaisarvo löyhässä tilassa		Kitkakulman ϕ lisäys löyhimmästä tiiveimpään tilaan	
	Pyöristyneet rakeet	Särmikkäät rakeet	Lajittunut maalaji	Suhteistunut maalaji
Sora	32°	35°	9°	13°
Hiekka	30°	33°	8°	11°
Siltti	27°	30°	6°	8°