

# MUODONMUUTOSFUNKTIOT GEOTEKNIKASSA

K.-H. KORHONEN

*Rakenteiden Mekaniikka* Vol. 2 No. 1 1969 ss. 4—16;  
Kustannusosakeyhtiö Rakennustekniikka, Helsinki

**Yhteenveto:** Artikkelissa käsitellään eräitä yksinkertaisimpia geotekniikkaan soveltuvia muodonmuutosfunktioita. Hyperbolinen funktio (1) soveltuu usein mm. maapohjan ja paalujen kuormituskokeiden tulosten käsittelyyn. Samalla funktiolla voidaan usein approksimoida myös koheesiomaalajien puristuskokeiden tuloksia. Tämän funktion merkittävimpiin etuihin on yksinkertaisuuden lisäksi luettava myös se, että parametreilla  $a$  ja  $b$  on mielekäs fysikaalinen merkitys ja lisäksi se, että koetulokset asettuvat sopivasti valitussa koordinaatistossa suoralle viivalle, jonka avulla parametrit voidaan helposti laskea.

Varsinkin hienorakeisten maalajien ödometrikokeiden tulosten käsittelyyn yleisesti käytetty ja ns. kokoonpuristuvuusindeksiin (kuva 6b) perustuva konsolidaatiopainuman arvioimismenetelmä (kaava 11) ei läheskään aina sovellu Suomen maalajeihin. Tämän menetelmän pahimpana heikkoutena on pidettävä sitä, että painuman laskukaava (11) poikkeaa rakenteiden mekaniikassa ja lujuusopissa yleisesti käytössä olevista muodonmuutosten laskukaavoista. Ohden (1939) ja Janbu (1963) kehittämä tangenttimoduulimenetelmä näyttää sitävastoin soveltuvan lähes kaikkiin Suomessa esiintyviin maalajeihin. Tämän menetelmän suurimpana heikkoutena on pidettävä sitä, ettei muodonmuutosfunktion parametreilla ole mielekästä fysikaalista merkitystä. On ilmeistä, että ödometrikokeen tulosten käsittelyä varten voidaan kehittää muodonmuutosfunktio, jonka parametrien suhteen tämä vaatimus on täytetty. Kaavan (17) parametrit täyttävät em. ehdon. Näyttää kuitenkin ilmeiseltä, ettei kaava (17) sovellu kaikkiin maalajeihin.

Erilaisten kuormituskokeiden ja maanäytteiden lujuuskokeiden tulosten käsittelyyn sovellettavat muodonmuutosfunktiot olisi kehitettävä siten, että niiden parametreja voidaan käyttää maalajien luokitteluperusteina. Suomessa nykyisin käytössä olevaa rakennusteknillistä maalajien luokitusjärjestelmää sovellettaessa maalajeja ei voida jakaa geoteknisten ominaisuuksien perusteella luonnollisiin ja mielekkäisiin maalajiryhmiin. Uusi luokitusjärjestelmä olisi kehitettävä siten, että otetaan huomioon maalajien geologiset syntyolot sekä fysikaalis-kemialliset ominaisuudet ja edelleen yksinkertaisilla luokituskokeilla määritettävät ominaisuudet (rakeisuus, plastisuus, vesipitoisuus jne.). Erilaisten lujuus- ja painumakokeiden tuloksien approksimoimiseen soveltuvien muodonmuutosfunktioiden parametrit muodostavat ilmeisesti tärkeimmän ja luonnollisen lähtökohdan edellä tarkoitettua maalajien uutta luokitusjärjestelmää kehitettäessä.

Kantavat rakenteet on mitoitettava siten, että saavutetaan riittävä varmuus rakenteen murtumista vastaan ja lisäksi siten, että muodonmuutokset eivät aiheuta rakenteeseen teknisiä eikä arkkitehtonisia vaurioita. Käyttötilassa muodonmuutokset ovat taval-

lisesti niin pieniä, että mitoitaminen voidaan suorittaa lineaarisen kimmoteorian perusteella. Kimmoteoriaa sovelletaan myös geotekniikassa mm. maanvaraisten rakenteiden painumaa arvioitaessa, koska käytävissä ei ole muita tähän tarkoitukseen paremmin soveltuvia menetelmiä. Viime aikoina on tosin tehty yrityksiä painumalaskelmiin paremmin soveltuvien menetelmien kehittämiseksi (mm. Janbu 1967). Nämä menetelmät ovat kuitenkin vielä kehitysteella.

Varmuus murtumista vastaan lasketaan geotekniikassa samoin kuin rakenteiden mekaniikassa plastisuusteorian perusteella. Plastisuusteoria soveltuu lukuisiin geoteknisiin tehtäviin, koska muodonmuutosten (siirtymien) tuntemisella ei aina ole sanottavaa merkitystä (esim. maaluiskien vakavuutta laskettaessa). Plastisuusteorian ja lineaarisen kimmoteorian avulla ei voida kuitenkaan ratkaista kaikkia geotekniikassa esiintyviä rakennesuunnittelutehtäviä. Esimerkiksi maanalaisia taipuvia rakenteita mitoitettaessa olisi tunnettava jännityksen ja muodonmuutoksen välinen (epälineaarinen) yhteys kuormituksen arvosta nolla murtokuormaan saakka.

Geoteknisiä rakennelaskelmia varten on kehitetty useita matemaattisia malleja (muodonmuutosfunktioita), joilla jännityksen ja muodonmuutoksen vuorosuhdetta approksimoidaan erilaisissa jännitystiloissa. Muodonmuutosfunktion olisi luonnollisesti oltava mahdollisimman yksinkertainen. Geoteknisiin laskelmiin kehitetyt muodonmuutosfunktioita on erässä tapauksissa yksinkertaistettu liiankin pitkälle. On ilmeistä, ettei geoteknisiä laskelmia varten voida koskaan kehittää täydellisesti todellisia olosuhteita edustavaa muodonmuutosfunktioita. Liian pitkälle viety yksinkertaistaminen johtaa kuitenkin virheellisiin tuloksiin ja päätelmiin. Matemaattisella funktiolla voidaan luonnehtia maalajien painumis- ym. ominaisuuksia sitä paremmin, mitä useampia toisistaan riippumattomia parametreja funktio sisältää. Parametrien lisää-

tyessä funktio luonnollisesti muuttuu matemaattisesti mutkikkaaksi. Tietokoneiden ansiosta matemaattisesti »hankalien» funktioiden soveltaminen on kuitenkin tullut mahdolliseksi tavanomaisissakin rakennelaskelmissa.

Useat geotekniikassa nykyisin käytössä olevat muodonmuutosfunktioit ovat epävaivainnollisia, koska niissä esiintyvillä parametreillä ei ole selvää fysikaalista merkitystä ja koska ne myös muodollisesti poikkeavat lujuusopissa yleisesti käytössä olevista kaavatyypeistä. Mm. Janbu (1963, 1967) on kiinnittänyt tähän huomiota ns. tangenttimoduulimenetelmää koskevissa julkaisuissaan. Empiiristä muodonmuutosfunktioita on pidettävä onnistuneena, jos se »kohutuullisella» tarkkuudella edustaa havaintotuloksia ja jos sen fysikaalisesti mielekkäiden parametrien perusteella voidaan (epäsuorasti) päätellä mihin luonnolliseen maalajiryhmään tutkittu näyte kuuluu. Sama asia voidaan esittää myös kääntäen, jos tiedetään yksinkertaisesti määritettävien luokitteluoimaisuuksien ( $w$ ,  $w_L$ ,  $w_P$  jne.) perusteella, mihin geoteknisiltä ominaisuuksiltaan yhtenäiseen maalajiryhmään tutkittu ja luokiteltu näyte kuuluu, on jo luokittelun perusteella kyettävä selvittämään em. parametrien suuruusluokka. Muodonmuutosfunktioit olisi siis pyrittävä kehittämään siten, että niiden parametrejä voidaan käyttää luokitteluperusteena geotekniikkaan nykyisin käytössä olevia luokitusjärjestelmiä paremmin soveltuvaa uutta maalajien luokitusjärjestelmää kehitettäessä. Suomen geologisiin olosuhteisiin soveltuvan uuden luokitusjärjestelmän tarve on ilmeinen, koska rakeisuuteen ja humuspitoisuuteen perustuvan rakennusteknisen maalajiluokitusjärjestelmän (Pohjarakennuksen normit 1964) perusteella maalajeja ei aina voida jakaa geoteknisten ominaisuuksien perusteella luonnollisiin ja mielekkäisiin ryhmiin.

Seuraavassa tarkastellaan eräitä yksinkertaisia geoteknillisiin laskelmiin soveltuvia muodonmuutosfunktioita.

### Kuormituskoe

Kuvassa 1 on esitetty VTT:n geoteknillisen laboratorion koekentällä Otaniemessä suoritettun kuormituskokeen tulos. Koe on tehty betonipilarilla, jonka antura on neliö (50 x 50 cm). Perustamissyvyys on ollut 50

cm. Kokeen kesto aika, aloittamishetkestä maapohjan murtumishetkeen, on ollut noin kolme tuntia. Maalaji on lievästi ylikonsolidoitunutta liejusavea. Pohjapaineen ja pilarin painuman välinen vuorosuhde voidaan tässä tapauksessa esittää kaavan (muodonmuutosfunktion) (1) avulla (Kezdi 1964).

$$(1) \quad \begin{cases} q = \frac{\delta_i}{a + b \delta_i} = \frac{\delta_i}{0.900 + 1,171 \delta_i} \\ \frac{\delta_i}{b} = a + b \delta_i \end{cases}$$

$q$  = pohjapaine [kp/cm<sup>2</sup>]

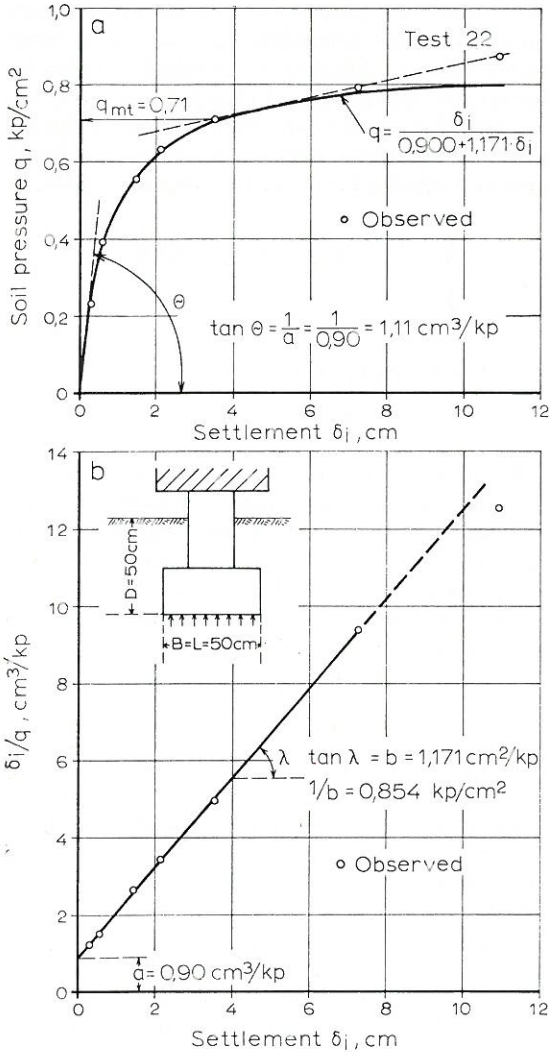
$\delta_i$  = pilarien painuma [cm]

Kaavassa (1) on kaksi riippumatonta parametriä  $a$  ja  $b$ , joilla on yksinkertainen fysikaalinen (ja geometrinen) merkitys. Jos painuma kasvaa äärettömän suureksi, lähestyy pohjapaine arvoa  $1/b$ , joka edustaa maapohjan teoreettista murtokuormaa. Muodonmuutosfunktion ensimmäinen derivaatta

$$\left(\frac{dq}{d\delta_i}\right)$$

saa origossa arvon  $1/a$ , joka on siis muodonmuutosfunktion tangentin origossa eli ns. tangenttimoduuli (initial tangent modulus). Parametrit  $a$  ja  $b$  voidaan helposti määrittää mittaustulosten perusteella kuvassa 1b esitetyllä tavalla. Kuvasta 1a käy ilmi, että »laskettu käyrä» yhtyy hyvin havaintotuloksiin kun  $0 < \delta_i < 7$  cm. Viimeinen havaintopiste ( $\delta_i = 10,9$  cm) ei sitä vastoin satu lasketulle käyrälle. Tähän on syynä mm. se, että painuman mittaaminen muodostui epätarkaksi murtokuormaa lähestyttäessä mm. koepilarin kallistumisen johdosta.

Kuvassa 1a on esitetty murtokuorman määrittäystapa ns. tangenttimenetelmän (Terzaghi-Peck 1961) mukaan. Tangenttimenetelmällä määritetty murtokuorma  $q_{mt} = 0,71$  kp/cm<sup>2</sup> on selvästi pienempi kuin  $1/b = 0,85$  kp/cm<sup>2</sup>. Murtokuorman tarkan arvon määrittäminen ei yleensä ole mahdollista kuormituskokeen loppuvaiheessa esiintyvien häiriöiden takia. On kuitenkin ilmeistä, että todellinen murtokuorma on pienempi kuin  $1/b$ , koska painuma ei käytännössä voi kasvaa äärettömän suureksi. Erikokoisilla pilareilla tehtyjen kuormituskokeiden mukaan  $1/b$  on yleensä suurempi kuin koheesiomaalajien kantavuuskaavan ja siipikairalla mää-



1. Koepilarin painuman ja pohjapaineen välinen riippuvuus.

Relation between settlement of test pillar and soil pressure.

ritetyn leikkauslujuuden perusteella laskettu murtokuorma.

Maanvaraisen rakenteen kimmoinen alkupainuma lasketaan tavallisesti kaavan (2) avulla (Janbu, Bjerrum, Kjärnsli 1966).

$$(2) \quad \delta_i = \mu_0 \mu_1 \frac{B \cdot q}{E_i}$$

$E_i$  = maapohjan kimmomoduuli

$B$  = peruslaatan leveys

Kaavan (2) kertoimet  $\mu_0$  ja  $\mu_1$  riippuvat peruslaatan muodosta, perustamissyvyydestä ja painuvan maakerroksen paksuudesta (Fox 1948). Kaavaa voidaan käyttää, kun varmuus maapohjan murtumista vastaan on  $F > 1,7 \dots 2,0$ ; ts. sillä kuormitusalueella, jossa maapohja pysyy pääasiallisesti kimmoisessa tilassa. Kaavan käyttöaluetta voidaan laajentaa »kimmoisen» alueen ulkopuolelle, kun  $\delta_i$ :n ja  $q$ :n riippuvuussuhde otaksutaan hyperbeliksi (Kezdi 1964).

$$(3) \quad \begin{cases} \delta_i \approx \mu_0 \mu_1 \frac{q \cdot B}{E_i} \cdot \frac{1}{1 - q/q_m} \approx \frac{a \cdot q}{1 - b \cdot q} \\ 1/b \approx q_m \\ a \approx \frac{\mu_0 \mu_1 \cdot B}{E_i} \\ q_m = \text{murtokuorma} \end{cases}$$

Parametri  $a$  riippuu siis peruslaatan muodosta ja koosta sekä perustamissyvyydestä ja painuvan kerroksen paksuudesta ja lisäksi maapohjan kimmomoduulista. Kuormituskokeiden tuloksia käsiteltäessä kaavan (3) avulla voidaan (ainakin likimääräisesti) arvioida em. tekijöiden vaikutus koetuloksiin, jos havaintojen perusteella todetaan, että painuman ja kuormituksen vuorosuhdetta voidaan riittävän tarkasti approksimoida kaavalla (1).

Kaavatyyppeä (1) soveltuu usein myös paalujen kuormituskokeiden tulosten käsitelyyn. Tällöin voidaan menetellä esim. siten, että pohjapaine ( $q$ ) korvataan paalun kuormituksella ( $P$ ). Kuvassa 2 esitettyssä tapauksessa pohjapaine on kuitenkin korvattu keskimääräisellä leikkausjännityksellä ( $\tau$ ) paalun vaippapinnalla ja paalun painuma ( $\delta_i$ ) ns. suhteellisella painumalla ( $\epsilon$ ), joka on laskettu prosentteina paalun keskimääräisestä halkaisijasta. Kuvassa 2 esitetty menettely osoittautui tässä tapauksessa tarkoituksenmukaiseksi, sillä kuormituskokeiden perusteella pyrittiin selvittämään kustannusten ym. puolesta edullisin paalun pituus. Tämän vuoksi koekuormitettiin neljä rinnakkaista eri pituista paalua. Siipikairalla määritetty leikkauslujuus oli paalujen toimivalla osalla likipitään vakio (noin 1,2 Mp/m<sup>2</sup>). Eri pitkien paalujen kuormituskokeet osoittavat, että näin on asian laita.

Paalujen kuormituskokeet joudutaan usein suorittamaan rakennustyön aikana ja

yleensä epäedullisissa olosuhteissa ja puutteellisella kalustolla. Tämän vuoksi on tavallista, että koetulokset ovat enemmän tai vähemmän puutteellisia. Koetulosten perusteella suoritettavien päätelmien ja usein merkittävienkin ratkaisujen tekeminen on helpompaa ja luotettavampaa, jos onnistutaan löytämään koetuloksiin soveltuva matemaattinen malli (muodonmuutosfunktio), jolla puutteelliseksi jääneitä havaintoja voidaan »täydentää». Kaava (1) soveltuu usein, mutta ei aina, em. tarkoitukseen. Muita kuormituskokeiden käsittelyyn soveltuvia menetelmiä ovat käsitelleet mm. Kondner ja Krizek (1962) sekä Brinch Hansen (1965).

### Puristuskoee

Kuvassa 3 on esitetty pehmeän savinäytteen puristuskokeen tulos. Koetuloksia on approksimoitu kaavoilla (4), (5) ja (6) (Brinch Hansen 1963).

$$(4) \quad \sigma = \frac{\varepsilon}{a_4 + b_4 \varepsilon}$$

$$(5) \quad \sigma = \frac{\sqrt{\varepsilon}}{a_5 + b_5 \varepsilon}$$

$$(6) \quad \sigma = \frac{\sqrt{\varepsilon}}{a_6 + b_6 \varepsilon}$$

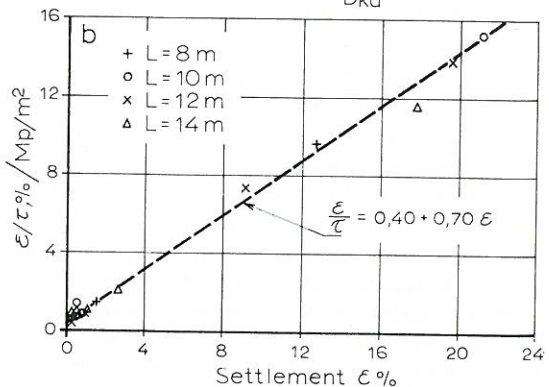
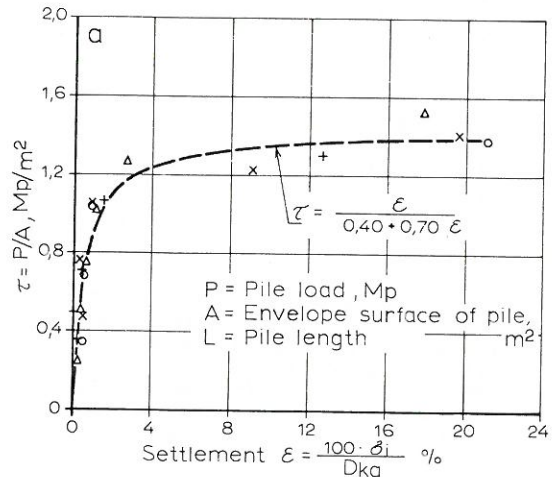
$\sigma$  = puristusjännitys [kp/cm<sup>2</sup>]  
 $\varepsilon$  = muodonmuutos (painuma) %  
 näytteen alkuperäisestä korkeudesta

Kaava (4) on muodollisesti sama kuin kaava (1). Jännitys lähestyy asympotoottisesti arvoa  $1/b$ , kun  $\varepsilon$  kasvaa äärettömän suureksi. Origoon piirretyn tangentin kulma-kerroin on  $1/a_4$ , joka on siis puristusjännitystä  $\sigma = 0$  vastaava tangenttimoduuli (initial tangent modulus). Kuvasta 3b käy ilmi, että mittaustulokset eivät satu suoralle viivalle ( $\varepsilon/\sigma, \varepsilon$ )-koordinaatistossa, kun  $\varepsilon < 0,8$  %. Tähän on syynä kokeen alussa esiintyvät häiriöt sekä kuvassa 3b esitetyn menetelmän epätarkkuus origon läheisyydessä. Vastaavan havainnon ovat tehneet myös Kondner (1963) ja Brinch Hansen (1965). On mahdollista, että näytteen konsolidoitumistila vaikuttaa myös ( $\sigma, \varepsilon$ )-käyrän alkuosan muotoon. Näytteen osittaisenkin häiriintymisen vaikutus on kuitenkin

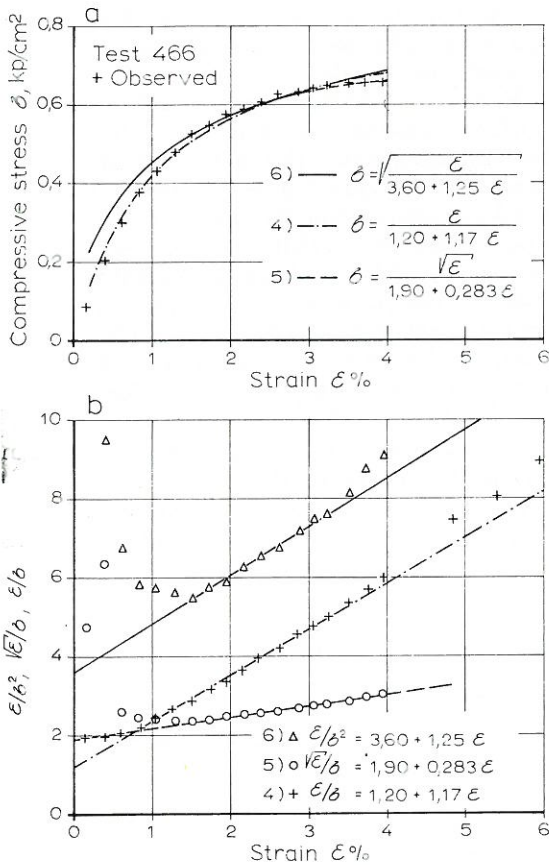
tavallisesti niin merkitsevä, ettei konsolidoitumistilaa yleensä voida määrittää puristuskokeen perusteella.

Kaavan (5) mukaan puristusjännitys saavuttaa maksimi-arvon kun  $\varepsilon = a/b$ . Vaikka havaintotuloksissa (kuva 3a) ei ole selvää puristusjännityksen maksimi-arvoa, voidaan tuloksia approksimoida myös em. kaavalla, kun  $\varepsilon$  vaihtelee välillä 1,3...3,5 %. Brinch Hansenin (1963) mukaan kaava (6) soveltuu lähinnä silloin, kun ( $\sigma, \varepsilon$ )-käyrän »alkuos» on mittaustulosten mukaan parabolinen. Kuvasta 3b käy ilmi, että havaintotulokset sattuivat suoralle viivalle ( $\varepsilon/\sigma^2, \varepsilon$ )-koordinaatistossa vain alueella  $\varepsilon = 1,5...3,3$  %.

Kuvan 3 esittämässä tapauksessa kaavan (4) mukainen teoreettinen käyrä yhtyy paremminkin koetuloksiin kuin kaavoja (5) ja (6) edustavat käyrät. Kaava (4) on myös



2. Neljän koheesiopaalun kuormituskoe. Painuman ja leikkausjännityksen välinen riippuvuus.  
 Loading test of four cohesive piles. Relation between settlement and shear stress.



3. Savinäytteen puristuskoje. Kaavan (4) avulla laskettu käyrä edustaa parhaiten koetuloksia. Kaavojen (5) ja (6) avulla lasketut käyrät yhtyvät toisiinsa välillä  $\epsilon = 0 \dots 2,5$  %.
- Compression test of clay sample. The curve calculated from formula (4) is the best representative for the test results. The curves calculated from formulae (5) and (6) coincide when  $\epsilon = 0 \dots 2,5$  %.

yksinkertaisin ja sen parametreilla ( $a_4$  ja  $b_4$ ) on selvin fysikaalinen merkitys.

Kuvassa 4 on esitetty myös savinäytteen puristuskokeen tulos. Puristusjännitys on saavuttanut maksimiarvon, kun  $\epsilon = 2,4$  %. Koetuloksia on approksimoitu kaavoilla (4) ja (5). Kaava (6) ei sovellu tässä tapauksessa. Kuvasta käy ilmi, että kaavan (4) mukaan laskettu teoreettinen käyrä yhtyy havaintotuloksiin, kun  $\epsilon = 0 \dots 2$  % ja kaavan (5) mukaan laskettu käyrä vastaavasti, kun  $\epsilon > 2$  %. Vastaavanlaisten koetulosten perusteella on todettu, että usein on erittäin vaikea »keksiä» sellaista kaavaa, jonka kuvaaja yhtyy riittävän tarkasti havaintotu-

loksiin jännityshuipun ( $\sigma_{\max}$ ) molemmiin puolin. Koska  $(\sigma, \epsilon)$ -käyrän laskevalla osalla ei aina ole sanottavaa käytännöllistä merkitystä, lasketaan teoreettinen käyrä tavallisesti vain origon ja jännityshuipun välille. Tämä voidaan usein tehdä helpoimmin kuvan 5 mukaisessa koordinaatistossa, jossa vaaka-akselilla on suhteellinen muodonmuutos  $\epsilon_r = \epsilon/\epsilon_m$  ja pystyakselilla suhteellinen jännitys  $\sigma_r = \sigma/\sigma_m$ . Maanäytteen puristuslujuus ( $\sigma_m$ ) ja sitä vastaava muodonmuutos ( $\epsilon_m$ ) on arvioitava (interpoloitava) koetulosten perusteella.

Kuvassa 5 on esitetty  $(\sigma_r, \epsilon_r)$ -koordinaatistossa samojen näytteiden koetulokset kuin kuvissa 3 ja 4. Havaintotulokset asettuvat kuvan 5b mukaisessa koordinaatistossa likipitäen suorille viivoille (pieniä muodonmuutoksia lukuunottamatta). Koetuloksia voidaan approksimoida yksinkertaisella kaavalla (7), joka on muodollisesti samaa tyyppiä kuin kaavat (1) ja (4).

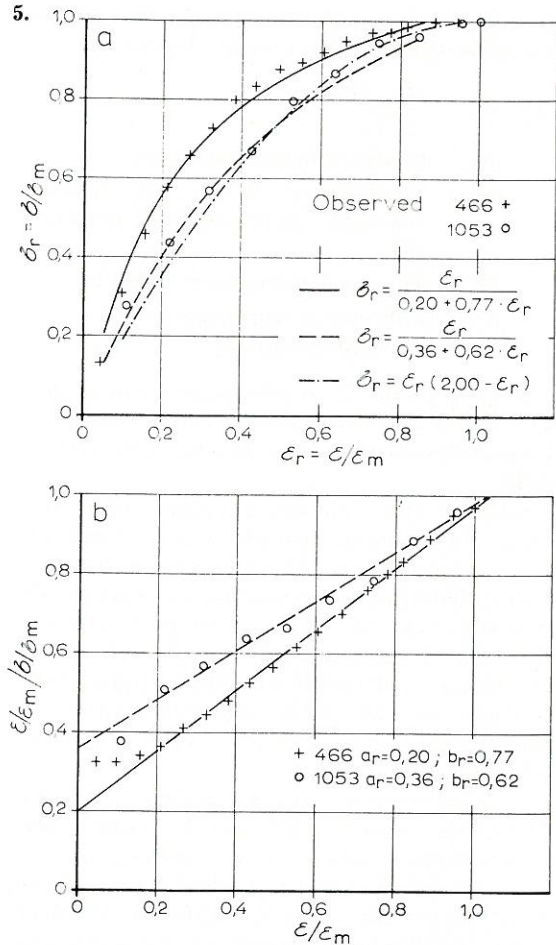
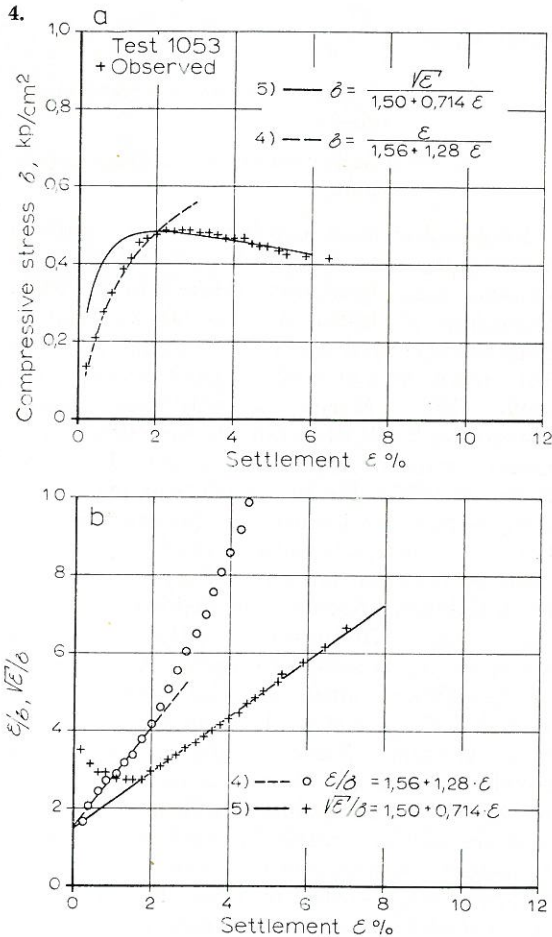
$$(7) \quad \begin{cases} \frac{\sigma}{\sigma_m} = \frac{\epsilon/\epsilon_m}{a_r + b_r \cdot \epsilon/\epsilon_m} \\ a_r + b_r = 1.000 \end{cases}$$

Kaava (7) on vain muunnos kaavasta (4), sillä se voidaan esittää myös muodossa (8).

$$(8) \quad \begin{cases} \frac{\epsilon}{\sigma} = a_r \frac{\epsilon_m}{\sigma_m} + \frac{b_r}{\sigma_m} \cdot \epsilon \\ a_2 = \frac{\epsilon_m}{\sigma_m} \cdot a_r \\ b_4 = \frac{b_r}{\sigma_m} \end{cases}$$

Kuvasta 5b käy ilmi, että havaintotulokset sattuvat paremmin suoralle viivalle, jos ehto  $a_r + b_r = 1,000$  jätetään huomiotta. Myös Krizekin ja Kondnerin (1965) esittämien puristuskokeiden tulosten perusteella  $a_r + b_r < 1,000$ . Kuvasta 5a voidaan todeta, että kaavan (7) kuvaaja yhtyy kummankin näytteen havaintotuloksiin tarkkuudella, jota on pidettävä riittävänä. Kuvaa on piirretty myös Brinch Hansenin (1965) esittämän yksinkertaistetun kaavan  $\sigma_r = \epsilon_r \cdot (2 - \epsilon_r)$  kuvaaja, joka on lähellä näytteen 1053 havaintotuloksia.

Puristuskokeen tulosten perusteella määritetään tavallisesti leikkauslujuus ( $\sigma_m/2$ ) ja kimmomoduuli ( $E_i$ ). Näytteiden häiriin-



tymisen johdosta nämä arvot ovat tavallisesti enemmän tai vähemmän virheellisiä. Nykyistä käytäntöä yksityiskohtaisempi koetulosten analysointi olisi usein tarkoituksenmukaista. Havaintoihin soveltuvan muodonmuutosfunktion »hakemisen» yhtey-

Puristuskokeen tulosten perusteella määritetään tavallisesti leikkauslujuus ( $\sigma_m/2$ ) dessä koeverheet yms. tulevat yleensä selvästi esille. Tulokset on kuitenkin käsiteltävä tietokoneella, sillä esim. kaavojen (4), (5) ja (6) parametrien määrittäminen »käsiytyönä» muodostuu suuritöiseksi ja usein myös mielivaltaiseksi.

### Ödometrikoe

Ödometrikokeen avulla määritetään maajalajien painumisominaisuudet kuormitettujen maakerrosten tiivistymisestä aiheutuvan ns. konsolidaatiopainuman arvioimista varten.

4. Savinäytteen puristuskoe. Koetuloksia ei tässä tapauksessa voida approksimoida jännityshuipun molemmiin puoliin samalla kaavalla.

Compression test of clay sample. The test results cannot be approximated with the same formula on both sides of the stress peak.

5. Kuvissa 4 ja 5 esitettyjen puristuskokeiden tulokset ( $\epsilon_r, \sigma_r$ )-koordinaatistossa. Koetuloksia voidaan approksimoida kaavalla (7), kun ehtoa  $a_r + b_r = 1$  ei (tarkkaan) huomioida.

The results of the compression tests in figures 4 and 5 in ( $\epsilon_r, \sigma_r$ )-coordinate system. The test results can be approximated by formula (7) when the condition  $a_r + b_r = 1$  is not (very exactly) taken into consideration.

Jäykän renkaan sisällä olevaa näytettä kuormitetaan ödometrissä asteittain lisääntyvällä kuormituksella. Renkaan jäykkyyden johdosta näyte ei pääse laajentumaan sivusuunnassa. Tiivistyvän (konsolidoituvan) maakerroksen painuma lasketaan yksinkertai-

simmin ödometrikokeen perusteella määritetyn sekanttimoduulin avulla (kaava 9).

$$(9) \Delta\sigma_k = \frac{\Delta p \cdot \Delta H}{E'_s}$$

$\Delta\sigma_k$  = maakerroksen painuma

$\Delta p$  = jännityksen lisäys ko. maakerroksessa (pystysuorassa suunnassa)

$\Delta H$  = painuvan kerroksen paksuus

$E'_s$  = kokoonpuristuvuusmoduuli (sekanttimoduuli)

Sekanttimoduuli määritetään suoraviivaiseen  $(p, \varepsilon)$ -koordinaatistoon piirretystä muodonmuutoskäyrästä kuvassa 6a esitetyllä tavalla.

Kaavaa (9) voidaan soveltaa lähes kaikissa käytännössä esiintyvissä rutiiniluontoisissa tapauksissa kuormitettujen maakerrosten painuman arvioimiseen. Kaava (9) on samaa tyyppiä kuin lujuusopissa yleisesti käytössä olevat muodonmuutoskaavat (Hooken laki). Menetelmän suurimpana heikkoutena on se, ettei sekanttimoduuli ole maalajivakio, vaan sen arvo riippuu kuormituksesta.

Hienorakeisten maakerrosten painuma arvioidaan usein myös ns. kokoonpuristuvuusindeksin avulla. Tämä indeksi määritetään ödometrikokeen perusteella kuvassa 6b esitetyllä tavalla. Jos havaintotulokset asetuvat puolilogaritmisessa koordinaatistossa  $((\log p, e)$ - tai  $(\log p, \varepsilon)$ -koordinaatistossa) likipitäen suoralle viivalle, voidaan koetoksia approksimoida kaavalla (10).

$$(10) e = e_o - C_c \cdot \log p/p_o$$

$e$  = kuormitusta  $p$  vastaava huokosluku

$e_o$  = luonnontilaisen maakerroksen huokosluku

$C_c$  = kokoonpuristuvuusindeksi

$p_o$  = vallitseva kuormitus ko. maakerroksessa

$p$  =  $\Delta p + p_o$

Laskelmissa käytetään kuitenkin ns. korjatun käyrän kaltevuuden määräämää kokoonpuristuvuusindeksiä ( $\tan \alpha = C_c$ ). Tätä indeksiä korjataan edelleen eliminoimalla siitä sekundääripainuman osuus (Janbu, Bjerrum, Kjærnsli 1966). Painuma laskeaan korjatun kokoonpuristuvuusindeksin perusteella kaavasta (11).

$$(11) \Delta\sigma_k = \frac{C'_c}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\Delta p + p_o}{p_o} \cdot \Delta H$$

$C'_c$  = korjattu kokoonpuristuvuusindeksi

$\Delta\sigma_k$  = maakerroksen konsolidaatiopainuma

Kokoonpuristuvuusindeksiä on pidetty kuormituksesta (jännityksestä) riippumattomana maalajivakiona (Helenelund 1963). Varsinkin Etelä-Suomen savien kuormitus-huokoslukukäyrä on usein tyyppiä 1 (kuva 6b), joten sitä ei voida approksimoida kaavalla (10). Norjan sensitiivisten savien kuormitus-huokoslukukäyrä on myös tavallisesti samaa tyyppiä (Janbu, Bjerrum, Kjærnsli 1966). Keski- ja Itä-Suomessa sekä Pohjois-Savossa esiintyvien hiesujen ja silttien kuormitus-huokoslukukäyrä on sitä vastoin tyyppiä 3. Kotziaksen (1963) mukaan Saksassa Reinin joen laaksossa esiintyvän hiesun (Rheinischer Schluff) vastaava käyrä on myös samaa tyyppiä. Kuvassa 11a on tyyppillinen silttimaalajien kuormituspainumakäyrä, jota ei voida approksimoida suoralla viivalla. Kaavaa (10) ei siis voida soveltaa kaikkiin Suomessa esiintyviin hienorakeisiin maalajeihin. Sillä ei aina voida approksimoida riittävän tarkasti karkearakeisten kitkamaalajien eikä moreenien kuormitus-huokoslukukäyrää. Kokoonpuristuvuusindeksiin perustuva painuman arvioimismenetelmä poikkeaa rakenteiden mekaniikassa yleisesti käytössä olevista muodonmuutosten laskukaavoista, joten em. vain erikoistapauksiin soveltuvan laskumenetelmän edelleen kehittäminen ei vaikuta tarkoituksenmukaiselta. Kuten edellä on mainittu, soveltuu sekanttimoduulimenetelmä varsinkin rutiiniluontoiseen käyttöön. Maalajien ryhmittämiseen painumaominaisuuksien perusteella luonnollisiin ja mielekkäisiin maalajiryhmiin sekanttimoduuli ei kuitenkaan sovellu.

### Tangenttimoduuli

Janbu (1963 ja 1967) on kaikkiin maalajeihin soveltuvaa konsolidaatio-painuman arvioimismenetelmää kehittäessään päätenyt ns. tangenttimoduulimenetelmään. Tämän menetelmän on ensimmäiseksi esittänyt saksalainen Ohde (1939). Tässä menetelmässä kuormituksen ja näytteen painuman vuoro-

suhdetta ödometrikokeessa approksimoidaan kaavalla (12) (mm. Ohde 1939, Janbu 1963 ja 1967, Moussa 1961, Kotzias 1963).

$$(12) \quad \varepsilon = a \cdot \left(\frac{p}{p_I}\right)^k + C$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_o}$$

$\Delta h$  = näytteen painuma (noin 24 tunnin aikana) kuormituksella  $p$

$h_o$  = näytteen korkeus kokeen alussa

$a$  = muodonmuutosluku

$p$  = kuormitus (jännitys)

$p_I = 1 \text{ kp/cm}^2$

$k$  = jännitysekspONENTTI

$C$  = vakio

Tangenttimoduuli ja sen kertoimet lasketaan kaavaryhmästä (13).

$$(13) \quad \begin{cases} E'_t = \frac{dp}{d\varepsilon} \\ E'_t = v \cdot p_I \cdot \left(\frac{p}{p_I}\right)^\omega \\ v = \frac{1}{a \cdot k} \quad (k \neq 1) \\ \omega = 1 - k \end{cases}$$

$E'_t$  = tangenttimoduuli

$v$  = moduuliluku

$\omega$  = moduuliekspONENTTI

Kertoimet  $a$ ,  $k$ ,  $v$  ja  $\omega$  määritetään helpoimmin ja luotettavimmin ödometrikokeen havaintotulosten perusteella tietokoneen avulla. Kotzias (1963) on kehittänyt graafisen menetelmän em. kertoimien määrittämistä varten. Graafinen menetelmä (kuva 11b) on osoittautunut kuitenkin epätarkaksi ja työlääksi.

Kaavalla (12) voidaan yleensä approksimoida kaikkien maalajien ödometrikokeiden tuloksia. Janbun ja Ohden mukaan jännitysekspONENTIN ( $k$ ) pienin kysymykseen tuleva arvo (koheesiomaalajit) on  $k = 0$ . Tässä erikoistapauksessa kuormituksen ja näytteen painuman riippuvuussuhdetta voidaan approksimoida kaavalla (14).

$$(14) \quad \varepsilon = \frac{1}{v} \cdot \ln\left(\frac{p}{p_I}\right) + \varepsilon_I$$

$$k = 0$$

$$\omega = 1$$

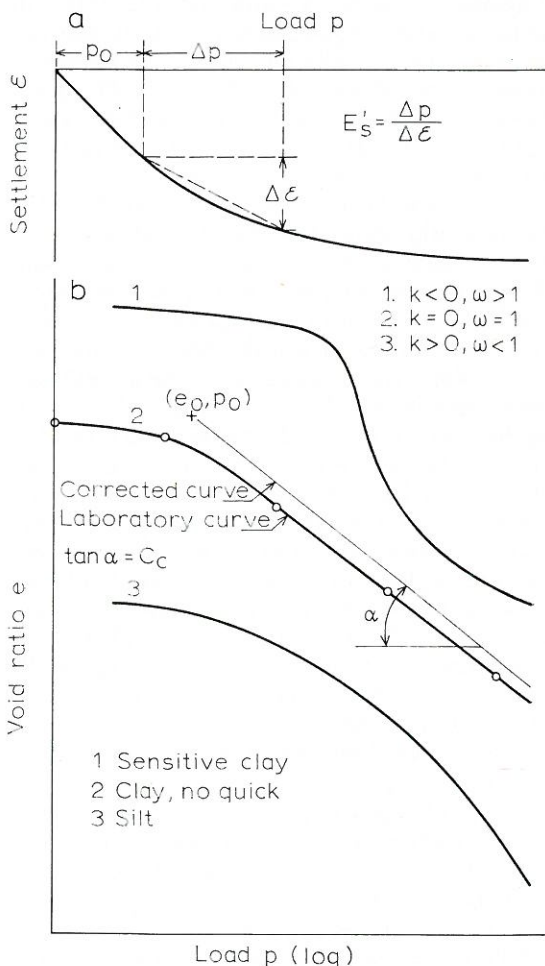
$\varepsilon_I$  = kuormituksen  $p_I = 1 \text{ kp/cm}^2$  aiheuttama painuma

$$\left(\frac{\Delta h}{h_o}\right)$$

Muodonmuutosfunktioita (14) vastaava tangenttimoduuli lasketaan kaavasta (15).

$$(15) \quad \begin{cases} E'_t = \frac{dp}{d\varepsilon} \\ E'_t = v \cdot p_I \cdot \left(\frac{p}{p_I}\right) \end{cases}$$

Kaavat (10) ja (14) vastaavat toisiaan; ts. niiden kuvaajat ovat  $(\log p, e)$ - ja  $(\log p, \varepsilon)$ -koordinaatistoissa suoria. Moduuliluvulla ja kookonpuristuvuusindeksillä on täl-



6. a) Sekanttimoduulin määrittäminen ödometrikokeen perusteella.

*Determination of secant modulus on basis of oedometer test.*

b) Ödometrikokeen ensimmäisen kuormitusvaiheen tyypikkäyrät  $(\log p, e)$ -koordinaatistossa.

*Typical curves of oedometer test's first loading stage in  $(\log p, e)$ -coordinate system.*

lön luonnollisesti yksikäsitteinen vuorosuhde (kaava 16).

$$(16) \quad v = \frac{C_c}{1 + e_0} \ln 10$$

Maalajit voidaan jakaa moduuliekspONENTIN ( $\omega$ ) perusteella kolmeen pääryhmään (kuva 7). Ensimmäiseen ryhmään, jossa  $\omega < 1$  kuuluvat yleensä moreenit ja karkearakeiset kitkamaalajit ja lisäksi karkearakeiset siltit. Koheesio- ja silttimaalajien »kuiva-kuorikerros» kuuluu tavallisesti myös tähän ryhmään. Toinen ryhmä (kaava 14) on luettava erikoistapaukseksi, johon kuuluu lähinnä (ei herkkiä) koheesiomaalajeja. Kolmannen ryhmän ( $k < 0$ ;  $\omega > 1,00$ ) muodostavat pääasiallisesti ns. herkät savet (Quick clay). Myös turve (kuva 8) näyttää usein kuuluvan tähän ryhmään.

Kuten edellä on mainittu, kaavalla (12) voidaan approksimoida käytännöllisesti katsoen kaikkien Suomessa esiintyvien maalajien kuormitus-painumakäyrät ödometrikokeessa. Kaava ei kuitenkaan täytä kaikkia muodonmuutosfunktioille asetettavia muodollisia vaatimuksia mm. siksi, että sen parametreillä ( $a$ ,  $k$  ja  $C$ ) ei ole selvää fyysikaalista merkitystä. Kaavojen (12) ja (13) mukaan tangenttimoduuli on nolla kun kuormitus on nolla. On kuitenkin ilmeistä, ettei minkään materiaalin moduuli ole nolla, vaikka kuormitus onkin nolla. Sanottavaa käytännöllistä merkitystä tällä asialla ei kuitenkaan ole, koska painumalaskelmissa tangenttimoduulia tarvitaan (normaalisti konsolidoituneissa maalajeissa) kuormitusvälillä  $p_0 - p$  ( $p_0 =$  ko. maakerroksessa vallitseva kuormitus). Seuraavassa on tarkasteltu eräiden tyyppisimpien maalajien ödometrikokeiden tuloksia.

Kuormituksen ja painuman vuorosuhdetta on approksimoitu (tapauksesta riippuen) kaavoilla (12) ja (14). Tangenttimoduuli on vastaavasti laskettu kaavoista (13) ja (15). Laskelmat on suoritettu osittain tietokoneella ja osittain käsilaskukoneilla. Kuormituksen ja painuman vuorosuhdetta on lisäksi approksimoitu kaavalla (17), jolloin tangenttimoduuli on laskettu kaavasta (18).

$$(17) \quad \varepsilon = \frac{\Delta p}{E_0 + b \Delta p} + \varepsilon_0$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0}$$

$$\Delta p = p - p_0$$

$E_0$  = vallitsevaa kuormitusta ( $p_0$ ) vastaava tangenttimoduuli ( $\Delta p = 0$ )

$1/b$  =  $\varepsilon_f$  = painuman teoreettinen loppuarvo, kun  $\Delta p = \infty$

$\varepsilon_0$  = kuormitusta  $p_0$  vastaava (interpoloitu) painuma (%/100) ödometrikokeessa

$$(18) \quad \left\{ \begin{array}{l} E'_t = \frac{d\Delta p}{d\varepsilon} \\ E'_t = \frac{(E_0 + b\Delta p)^2}{E_0} \end{array} \right.$$

Kaava (17) on periaatteeltaan samaa tyyppiä kuin kaavat (1) ja (4), sillä se on muodostettu kaavasta (4) siten, että jännityksen ja muodonmuutoksen symbolit ovat vaihtaneet paikkaa. Kaava (17) täyttää tärkeimmän empiiriselle muodonmuutosfunktioille asetettavan vaatimuksen, sillä sen parametreillä ( $E_0$  ja  $b$ ) on yksikäsitteinen fyysikaalinen merkitys.

Kuvaan 8a on laskettu tietokoneella Janbun (1967) esittämien havaintotulosten perusteella turpeen muodonmuutuskäyrä kaavojen (14) ja (17) avulla. Vaikka näyte on otettu 5,5 metrin syvyydestä, on vallitseva tehokas kuormitus ( $p_0$ ) otaksuttu nollassi. Kuvasta 8a käy ilmi, että kaavan (17) kuvaaja tässä tapauksessa on lähempänä havaintotuloksia kuin kaavan (14) mukaan laskettu käyrä. Janbu on approksimoinut tangenttimoduulia kuvaan 8b piirrettyllä murtoviivalla. Kaavan (18) avulla laskettu tangenttimoduuli on kuormitusvälillä  $p = 0 \dots 0,7$  kp/cm<sup>2</sup> käytännöllisesti katsoen yhtä suuri kuin Janbun laskema moduuli.

Kuvaan 9 on laskettu (tietokoneella) savi-näytteen muodonmuutosfunktiot kaavojen (12) ja (17) mukaisesti. Kuvasta 9a käy ilmi, että kummankin kaavan kuvaajat yhty-

7. Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus.

*Relation between load and tangent modulus.*

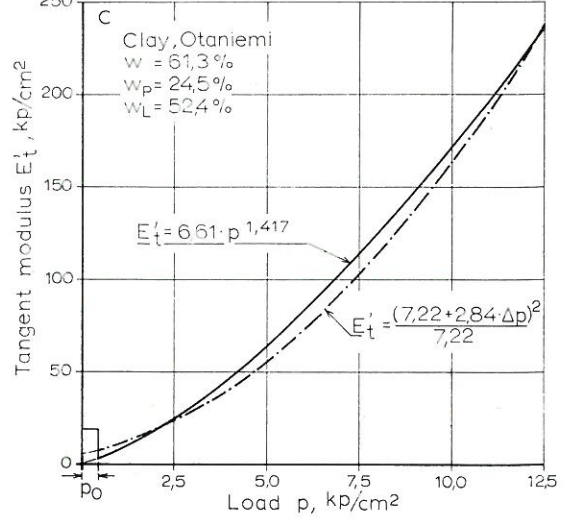
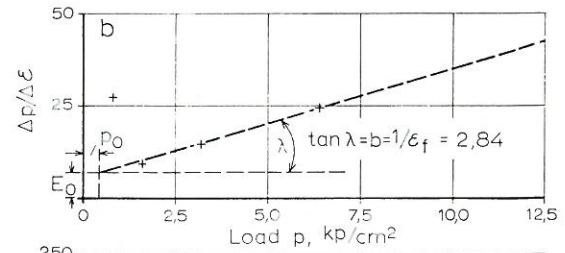
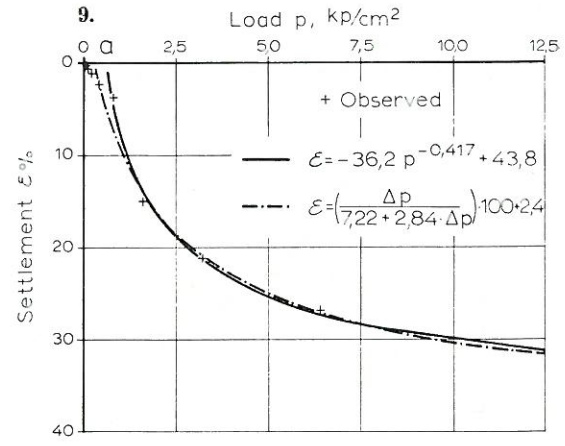
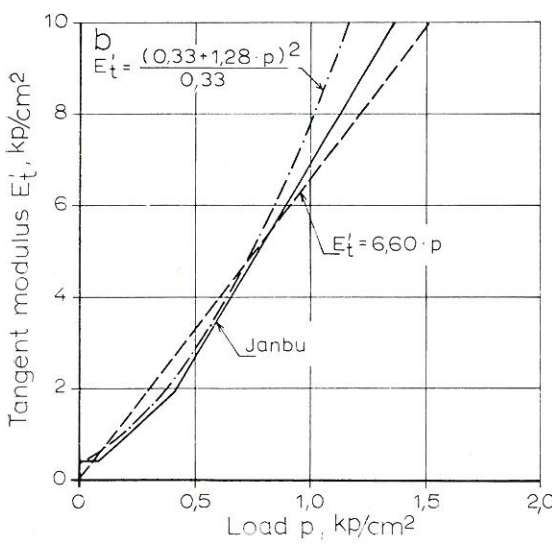
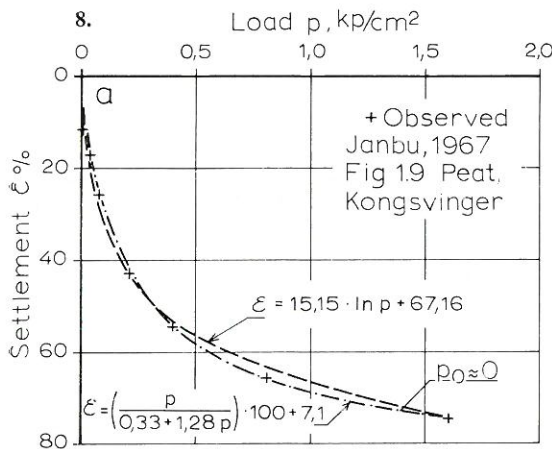
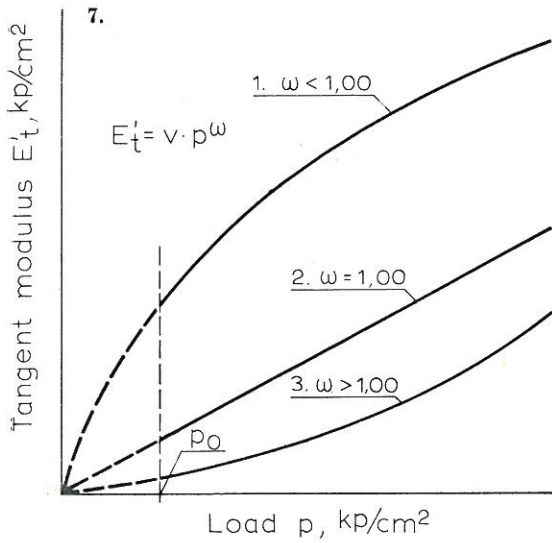
8. Turvenäytteen ödometrikoe (Janbu 1967)  
*Oedometer test of peat sample (Janbu 1967)*

a) Kuormituksen ja painuman välinen riippuvuus

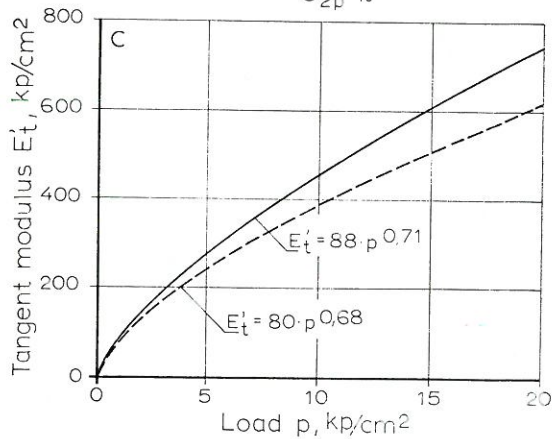
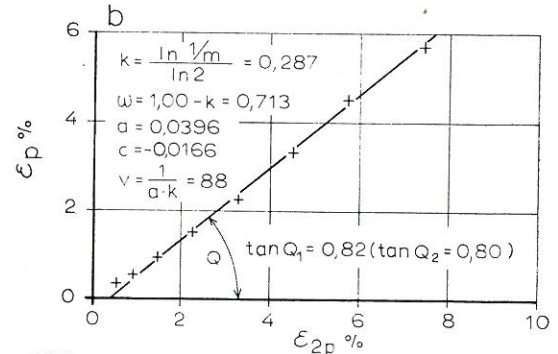
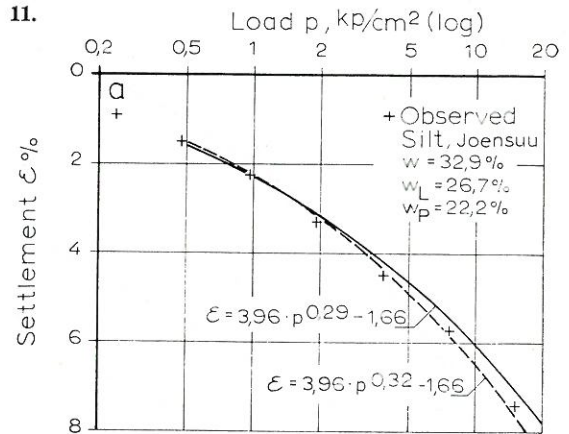
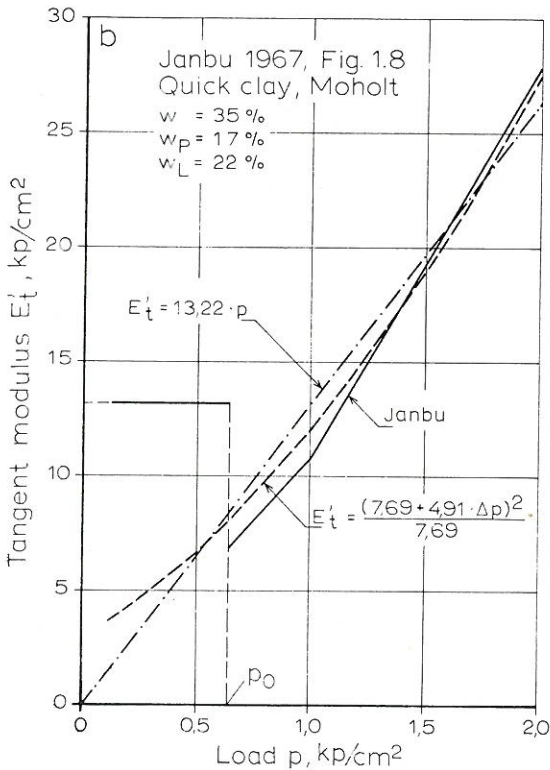
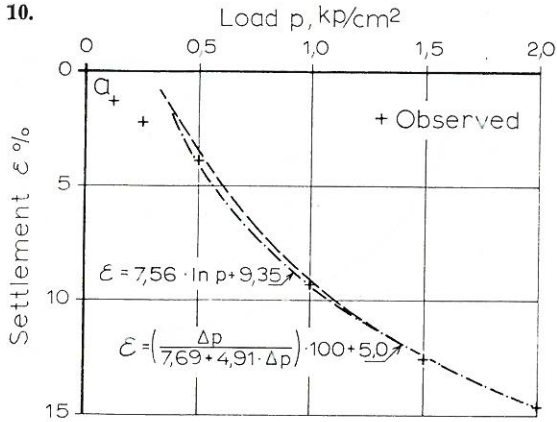
*Relation between load and settlement*

b) Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus

*Relation of load to tangent modulus*



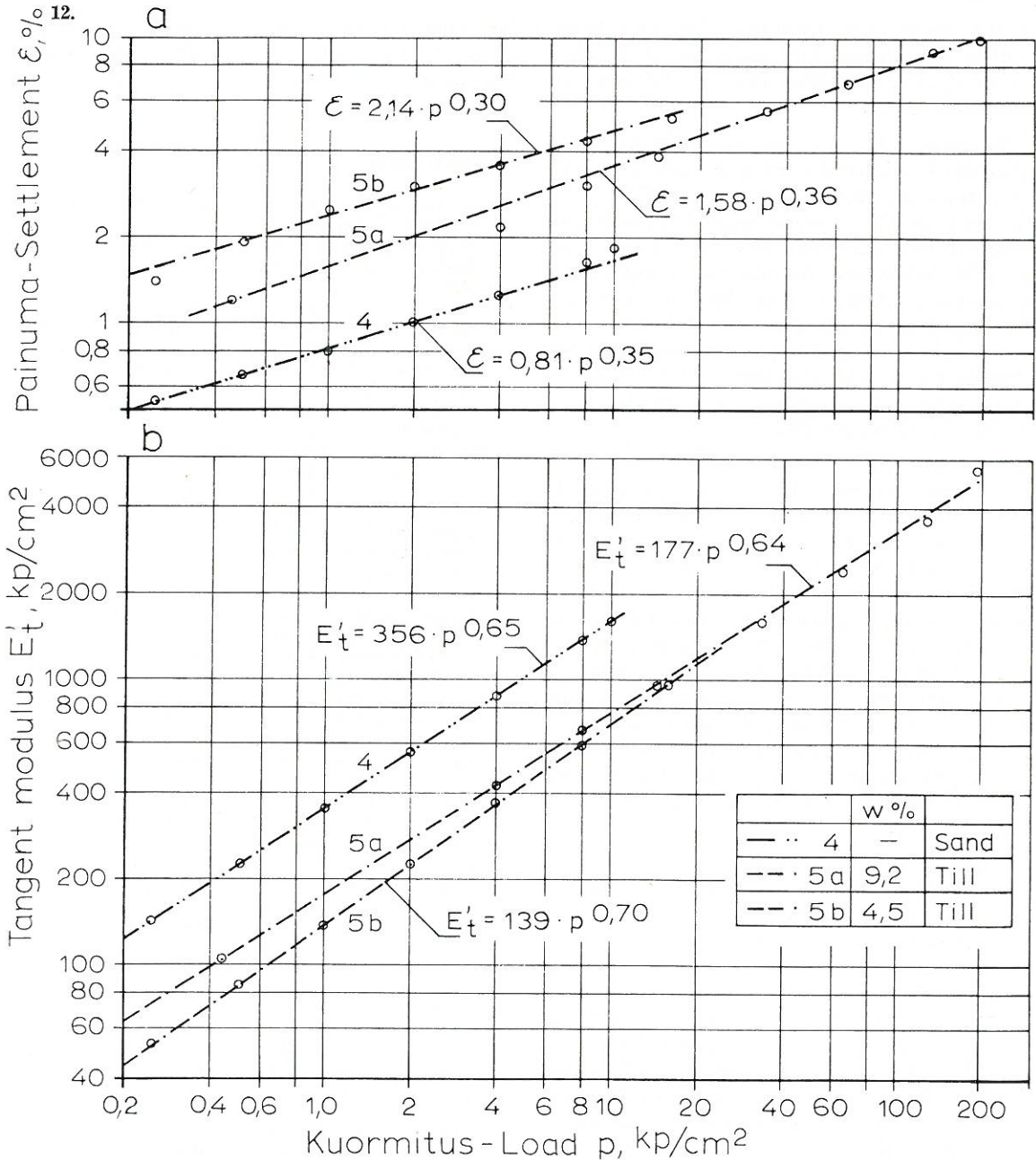
9. Savinäytteen ödometrikoe  
Oedometer test of clay sample
- Kuormituksen ja painuman välinen riippuvuus  
Relation between load and settlement
  - Kaavan (17) parametrien  $E_0$  ja  $b$  graafinen määrittäminen  
Graphical determination of parameters  $E_0$  and  $b$  in formula (17)
  - Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus.  
Relation between load and tangent modulus



10. Savinäytteen ödometrikoe (Janbu 1967)  
 Oedometer test of clay sample (Janbu 1967)  
 a) Kuormituksen ja painuman välinen riippuvuus  
 Relation between load and settlement  
 b) Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus  
 Relation between load and tangent modulus.
11. Siltinäytteen ödometrikoe  
 Oedometer test of silt sample  
 a) Kuormituksen ja painuman välinen riippuvuus  
 Relation between load and settlement  
 b) Kaavojen (12) ja (13) parametrien graafinen

- määrittäminen (Kotzias 1963)  
 Graphical determination of parameters in formulae (12) and (13) (Kotzias 1963)  
 c) Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus.  
 Relation between load and tangent modulus.
12. Hiekka- ja moreeninäytteiden ödometrikoe  
 Oedometer test of sand and till samples  
 a) Kuormituksen ja painuman välinen riippuvuus  
 Relation between load and settlement  
 b) Kuormituksen ja tangenttimoduulin välinen riippuvuus.  
 Relation between load and tangent modulus.

## RAKENTEIDEN MEKANIikka



vät kohtalaisen hyvin havaintoarvoihin. Kaavojen (13) ja (18) avulla lasketuissa tangenttimoduulien arvoissa ei ole tärkeimmällä kuormitusvälillä ( $p_0 \dots 2,5 \text{ kp/cm}^2$ ) sannaottavaa eroa.

Kuvassa 10a esitetyt havaintoarvot on otettu Janbun (1967) julkaisusta. Koska em. arvot on määritetty Janbun esittämästä

piirustuksesta mittaamalla, saattaa niissä olla pienehköjä virheitä. Kaavoja (14) ja (17) edustavat käyrät yhtyvät havaintoarvoihin tarkkuudella, jota on pidettävä riittävänä. Janbu on esittänyt tässäkin tapauksessa (kuten kuvassa 8) tangenttimoduulin murtoviivalla. Kuvasta 10b käy ilmi, että kaavan (18) perusteella lasketut mo-

duulin arvot ovat (määrävällä kuormitusvälillä) lähempänä Janbun laskemia moduulin arvoja kuin kaavan (15) avulla lasketut moduulin arvot.

Kuvassa 11a on esitetty silttimaalajin (Joensuu) kuormitus-painumakäyrä puoli-logaritmisessa koordinaatistossa. Käyrä on »kovera» ja sitä ei voida approksimoida suoralla viivalla (kaavalla 14). Kaavojen (12) ja (13) kertoimet on määritetty graafisesti Kotziaksen (1963) esittämällä menetelmällä. Havaintojen perusteella on todettu, että ödometrikokeen tulokset asettuvat suoralle viivalle kuvan 11b mukaisessa koordinaatistossa, jota kaava (12) myös teoreettisesti edellyttää (Kotziaks 1963).

Kulmakertoimen (tan  $Q$ ) määrittäminen silmävaraisesti piirretyn suoran perusteella muodostuu kuitenkin enemmän tai vähemmän mielivaltaiseksi. Kuvaan 11a on piirretty kaksi kaavan (12) avulla laskettua käyrää (tan  $Q_1 = 0,82$  ja tan  $Q_2 = 0,80$ ), joista tan  $Q_2$ :n perusteella laskettu käyrä  $\varepsilon = 3,96 p^{0,32} - 1,66$  yhtyy paremmin havaintotuloksiin. Kuvassa 11b esitetyssä koordinaatistossa määritetyn tan  $Q$ :n perusteella ei voitu kuitenkaan päätellä kumpi tan  $Q$ :n arvo johtaa parempaan tulokseen. Tässä yhteydessä voidaan vielä todeta, että ödometrikokeiden tulokset olisi laskettava tietokoneella.

Kuvaan 12 on piirretty ödometriin tiivistetyn hiekkänäytteen (4) sekä proctorkojeella tiivistetyn moreeninäytteen (5b) ja koekuopasta suoraan ödometrin »renkaaseen» mahdollisimman »luonnontilaiseksi» tarkoitettun moreeninäytteen (5a) ödometrikokeiden tulokset. Koetulokset asettuvat  $\log p - \log \varepsilon$ -koordinaatistossa likipitään suoralle viivalle, joten kaavan (12) vakio  $C \approx 0$ . Tätä vakiota ei voida kuitenkaan yleensä otaksua nolllaksi kuormitus-painumakäyrän alkupäässä ( $p \approx 0 \dots 0,5$  kp/cm<sup>2</sup>). Vakiot  $a$ ,  $k$ ,  $v$  ja  $\omega$  riippuvat lähinnä näytteen tiiveydestä kokeen alussa ja lisäksi myös maalajin rakeisuudesta sekä rakeiden muodosta. Luonnontilaisten maanäytteiden ottaminen karkearakeisista maalajeista ei ole mahdollista. Painumisominaisuudet joudutaan tämän vuoksi tutkimaan siten, että laboratoriossa selvitetään em. vakioiden ja tiiveyden vuorosuhde suorittamalla ödometrikoe useita kertoja (3—5) näytteen tiivey-

den vaihdellessa. Luonnontilaisten maakerosten tiiveys on tutkittava rakennuspaikalla kairausten ja tiiveysmittausten avulla.

### Kirjallisuutta:

- Brinch Hansen, J.* Some Stress-Strain Relationships for Soils. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Division 2/20. Vol. I. Toronto. 1965.
- Fox, E. N.* The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam. 1948.
- Helenelund, K. V.* Pohjarakennus ja maarakennusmekaniikka I. Teknillinen Korkeakoulu, moniste n:o 137. Helsinki 1963.
- Janbu, N.* Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings. Problems of Settlements and Compressibility of Soils. Section I, Wiesbaden 1963.
- Janbu, N.* Settlement calculations based on the tangent modulus concept. Soil Mechanics and Foundation Engineering, the Technical University of Norway, Bulletin No. 2. Trondheim 1967.
- Janbu, N., Bjerrum, L. og Kjaernsli, B.* Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. Norges Geotekniske Institutt, Nr. 16. Oslo 1964.
- Kezdi, A.* Bodenmechanik. II. Budapest 1964.
- Kondner, R. L.* Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 89, SMI. Ann. Arbor 1963.
- Kondner, R. L. and Krizek, R. J.* Correlation of load bearing tests on soils. Highway Research Board, Vol. 41, Washington 1962.
- Kotziaks, P.* Die Zusammendrückbarkeit von Schluff. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 28. Aachen 1963.
- Krizek, R. J. and Kondner, R. L.* Use of a Miniature Specimen in Compression Tests of Cohesive Soils. American Society for Testing and Materials. Proceedings, Vol. 64. Baltimore 1965.
- Moussa, A.* Die Zusammendrückbarkeit von Sand. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 23. Aachen 1961.
- Ohde, J.* Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauingenieur, 20. Jg. H. 33/34. Berlin 1939.
- Pohjarakennuksen normit 1964. Rakennusinsinöriyhdistyksen julkaisuja A 45.
- Terzaghi, K. und Peck, R. B.* Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1961.
- Kalle-Heikki Korhonen, prof., VTT:n geoteknillinen laboratorio, Otaniemi*