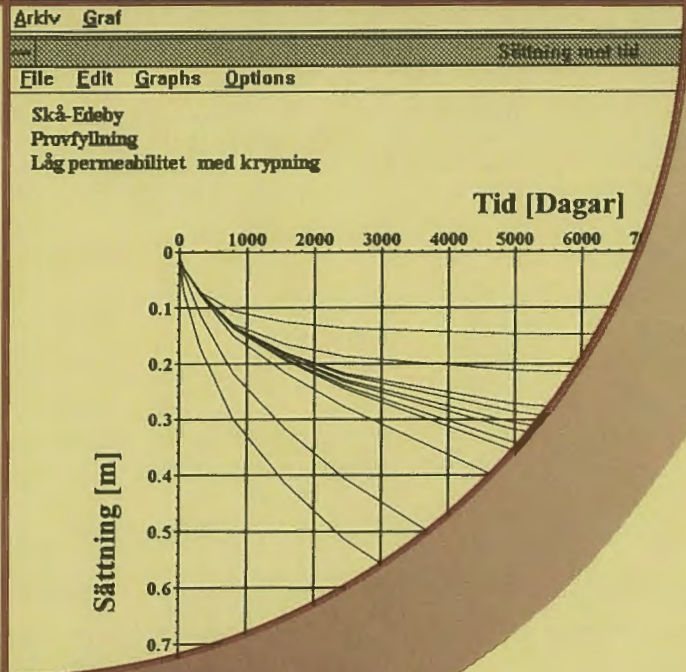
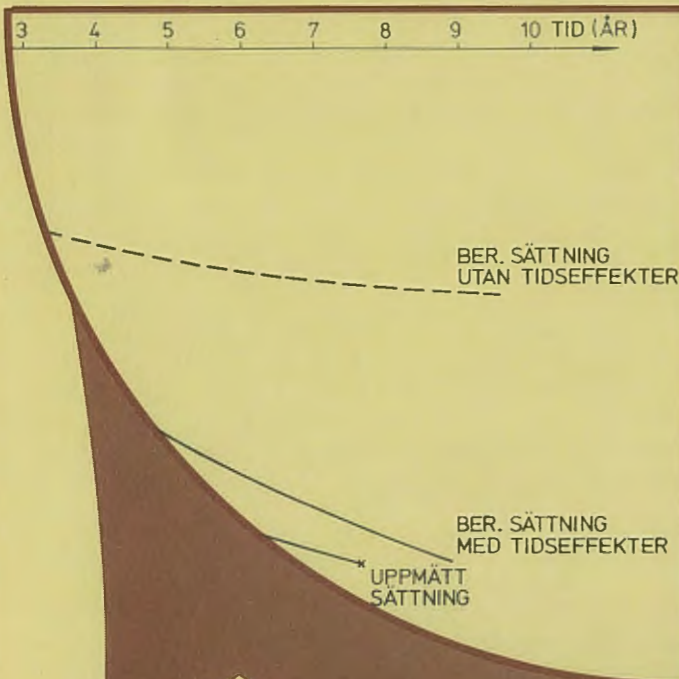
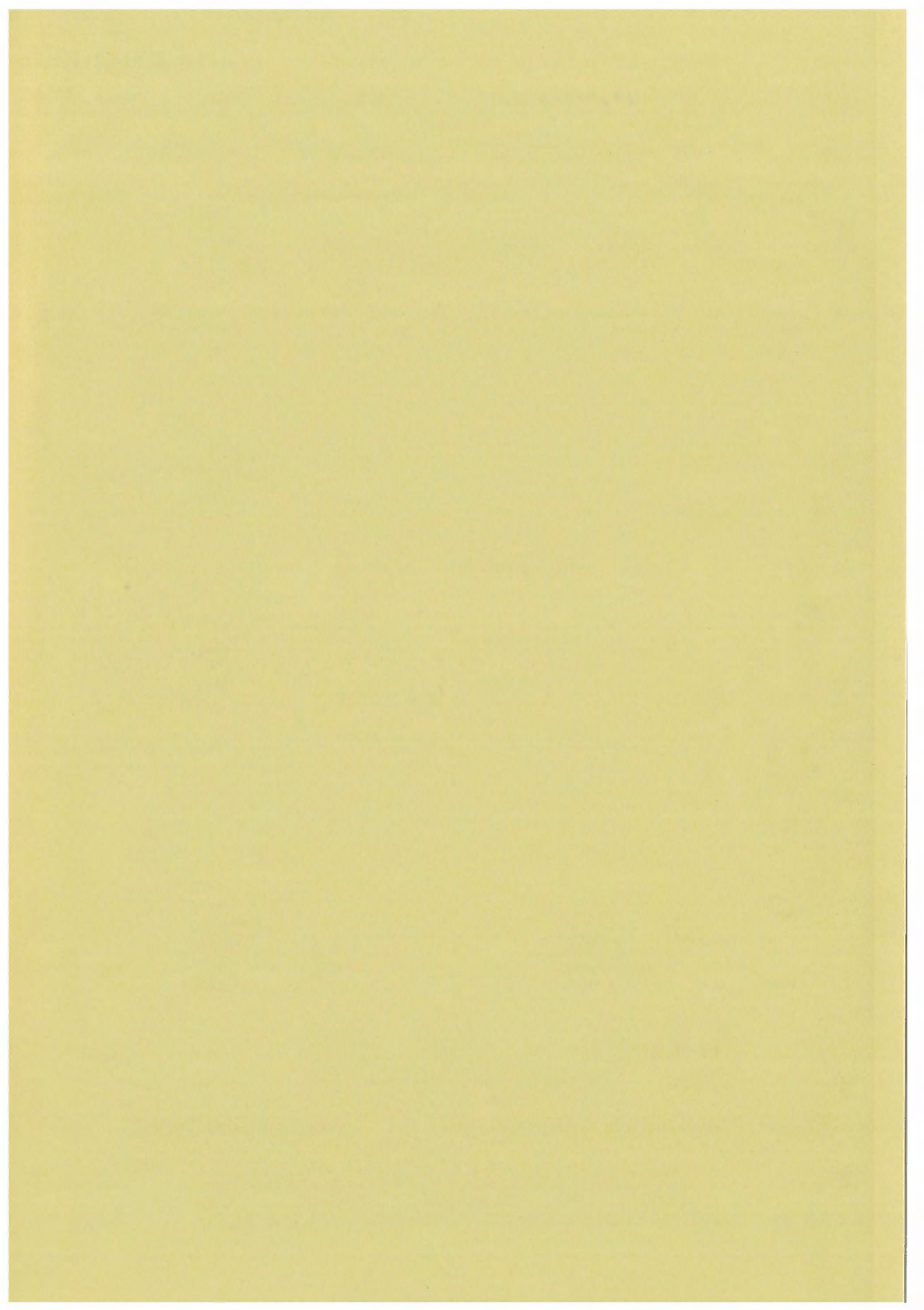


# Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord





Information 13

**Sättningsprognoser  
för bankar på  
lös finkornig jord**

**Beräkning av sättningsars  
storlek och tidsförlopp**

**Rolf Larsson  
Per-Evert Bengtsson  
Leif Eriksson**



**Statens geotekniska institut**

<b>Information</b>	Statens geotekniska institut 581 93 Linköping
<b>Beställning</b>	Statens geotekniska institut Biblioteket Tel. 013-20 18 00 Fax. 013-20 19 14
	Svensk Byggtjänst Tel. 08-734 51 00 Fax. 08-734 50 98
ISSN	0281-7578
ISRN	SGI-INF--94/13--SE
<b>Författare</b> <b>Redigering och layout</b>	Rolf Larsson, Per-Evert Bengtsson, Leif Eriksson SGI, Avd för Information & Marknad
<b>Upplaga</b> <b>Tryck</b>	600 ex Tryck-Center, Linköping, april 1994

# Förord

I denna Information beskrivs hur sättningsprognoser för bankfyllningar på lös finkornig jord bör utföras samt bakgrunden till den metod som beskrivs. Innehållet är begränsat till beräkning av endimensionell konsolidering.

Beräkning av sättningar och sättningsförlopp för bankar på lös och finkornig jord, främst lera, har varit ett primärt område för forskning och utveckling vid SGI sedan institutet grundades 1945. Den första instrumenterade provbanken lades ut 1945 och denna och flera andra senare fyllningar och instrumenterade vägsträckor har studerats sedan dess. Samtidigt har teknik och utrustning för provning, instrumentering och provtagning i fält liksom för provning i laboratoriet utvecklats.

Resultaten från dessa undersökningar har tillsammans med erfarenheter från övrig konsultverksamhet och från andra institutioner skapat en god bild av de processer som pågår i jord vid konsolidering för pålagda laster.

Parallellt med detta har nya beräkningsmodeller och metoder utvecklats, vilka gör det möjligt att med god noggrannhet uppskatta konsolideringsförlopp också vid komplicerade jordlagerföljder och pålastningar.

Forskningsresultaten har fortlöpande rapporterats i institutets rapportserier och via internationella tidskrifter och konferenser. De har också fortlöpande inpassats i institutets verksamhet och beräkningsrutiner.

Denna skrift är en sammanfattning av den undersöknings- och beräkningsmetodik som bör användas för sättningsprognostisering för uppfyllda bankar.

Information 13 vänder sig till alla som utför eller använder sig av denna typ av prognoser. Den beskriver dessutom underlaget för det datorprogram för beräkning av endimensionell konsolidering, EMBANKCO, som utvecklats i samarbete mellan Vägverket och SGI. De avsnitt som speciellt avser detta program har markerats särskilt i texten.

Informationsskriften har sammanställts av Rolf Larsson, Per-Evert Bengtsson och Leif Eriksson vid SGI.

Linköping i november 1993

Statens geotekniska institut

# Innehåll

<b>FÖRORD</b>	
<b>1. INTRODUKTION</b> .....	<b>5</b>
<b>2. GENERELLA KRAV PÅ BERÄKNINGAR OCH BERÄKNINGSUNDERLAG</b> .....	<b>8</b>
<b>3. UNDERSÖKNING OCH PROVTAGNING I FÄLT</b> .....	<b>10</b>
• Sondring	
• Portrycksmätning	
• Provtagning	
<b>4. UNDERSÖKNING I LABORATORIUM</b> .....	<b>12</b>
• Bestämning av kompressionsegenskaper genom ödometerförsök	
- Deformationsparametrar	
- Permeabilitetsparametrar	
- Kryppparametrar	
<b>5. JORDS UPPTÄDANDE - EMPIRISKA ERFARENHETER</b> .....	<b>14</b>
5.1 Allmänt	
5.2 Laboratorieförsök	
- Sekundär kompression	
- Svällning	
- Svällning vid ödometerförsök	
- Svällning vid verkliga lastfall	
- Återbelastning	
- Generell modell för moduler och deformationsegenskapernas hastighetsberoende	
- Förenklad modell för moduler och hastighetsberoende	
- Elasticitetsmodul	
- Permeabilitet	
- Portrycksutveckling vid pålastning	
5.3 Fältförsök	
- Portrycksutveckling	
- Förkonsolideringstryck	
- Deformationer	
- Portrycksutjämnning	
- Utveckling av förkonsolideringstryck och skjuvhållfasthet	
- Slutsats	
- Naturlig överkonsolidering	
5.4 Inverkan av kompressionsegenskapernas tidsberoende på sättningens storlek	
- Större sättning	
- Överkonsolidering komplicerar bilden	
5.5 Exempel på uppmätta och beräknade sättningar	
- Praktikfall 1	
- Praktikfall 2	
- Praktikfall 3	
<b>6. BERÄKNING AV SPÄNNINGSFÖRDELNING VID BELASTNING</b> .....	<b>34</b>
• Spänningsberäkning med diagram	
- Exempel på spänningsberäkning	
- Inverkan av torrskorpa	
- Begränsad jordmäktighet	
- Närmetoder	
- Nedpressning under grundvattenyta	
<b>7. BERÄKNING AV INITIELLA DEFORMATIONER</b> .....	<b>38</b>
<b>8. BERÄKNING AV KONSOLIDERINGS-SÄTTNINGAR VID ENDIMENSIONELL KONSOLIDERING</b> .....	<b>40</b>
8.1 Princip för beräkning av konsolideringsförlopp	
- Beräkning för ett lager med konstanta parametrar	
- Beräkning för flerlagarsystem	
- Beräkning med hänsyn till varierande parametrar	
8.2 Moderna beräkningsmetoder	
- Beräkningsprogrammet Embankco	
- Beräkningsförutsättningar	
- Beräkningsgång	
<b>9. LITTERATUR</b> .....	<b>49</b>

# 1.

## Introduktion

Beräkning av sättningar och deras förlopp är ett centralt problem inom geotekniken. Många konstruktioner som utförs är mycket sättningkänsliga och beräkningarna utförs då för att kontrollera att sättningen inte blir så stor att förstärkningsåtgärder typ pålning eller installation av kalkpelare behöver utföras. För andra konstruktioner, som väg- och järnvägsbankar, kan ofta stora sättningar accepteras förutsatt att sättningsförloppet med tiden kan förutsägas med god noggrannhet och att sättningarna blir jämna. Det senare gäller såväl i bankens längd- som tvärlängd och åstadkoms genom att avpassa bankens geometri och densiteten i bankmaterialet till egenskaperna i underliggande jord.

Också i de fall som bankens sättning tas ut i förväg genom förbelastning, med eller utan vertikala dräner, samt då banken av stabilitetsskäl uppförs i steg för att utnyttja hållfasthetsökningen vid konsolidering, erfordras goda prognoser för sättningsförloppen.

### DETALJERAD KUNSKAP OM JORDPROFILEN

En god förutsägelse av sättningarna och deras förlopp kräver en detaljerad kunskap om den underliggande jordprofilen med avseende på dels jordlagerföljder och kompressionsegenskaper i de olika lagren, dels på rådande spänningsförhållanden och portryck samt naturliga variationer i dessa. Vidare krävs kännedom om dräneringsegenskaperna i olika skikt inom de kompressibla

lagren liksom i torrskorpan och de underliggande fastare lagren.

I lösa jordar med låg permeabilitet, typ lerig silt, lera eller gyttja, är konsolideringsförloppet mycket långsamt och kan av praktiska skäl därför oftast inte bestämmas i fält. Ostörda prover måste därför tas upp och kompressionsegenskaperna bestämmas med ödometerförsök i laboratorium.

### KLASSISK EN-DIMENSIONELL TEORI

Resultaten från små delprover i laboratoriet skall sedan överföras till fältförhållanden vid sättningsberäkningen. Här har man tidigare använt sig av mycket förenklade antaganden. I den klassiska en-dimensionella konsolideringsteorin, utvecklad av Terzaghi 1923 [1], antas att sambandet mellan pålagd last och kompression efter konsolideringen, då alla porövertryck som uppstått vid lastpåläggningen utjämnats, är ett unikt samband som är oberoende av tid och dräneringsvägar. Vid beräkning av konsolideringsförloppet antas också såväl kompressionsmodulen som permeabiliteten vara konstanta under hela förloppet, oberoende av att spänningsnivån förändras och att porerna i jorden trycks samman under processen.

Att antagandet av ett unikt samband mellan pålagd last och slutsättning oberoende av tid är mycket grovt kan lätt observeras vid laboratorieförsök på höglastiska leror som uppvisar stora tidseffekter. Talrika observationer har också gjorts i fält av sättningar som fortsätter trots att

full portrycksutjämning har skett. Långtidsobservationerna i fält visar också på sättningar och portryck som vida avviker från den klassiska teorin med avseende på såväl storlek som tidsförlopp. Detta gäller också i de fall som hänsyn tagits till förändringar i kompressionsmodul och permeabilitet under konsolideringsförloppet.

### **TIDSBEROENDE SAMBAND**

Det faktiska förhållandet att sambandet mellan effektivspänning och kompression är tidsberoende har givits många namn som krypning, sekundär kompression, plastiskt kompressionsmotstånd, tidsmotstånd och hastighetseffekter, vilka alla används för att beskriva samma sak. Många olika försök har gjorts att ta hänsyn till dessa tidseffekter i sättningsberäkningarna. I den enklaste formen har den klassiska konsolideringsteorin antagits gälla tills alla porövertryck utjämnats, varefter den sekundära kompressionen startar. Denna fortsätter sedan med en kontinuerligt avtagande hastighet eftersom den sekundära sättningen antas vara linjär mot logaritmen för tiden. Denna uppdelning har skenbart kunnat appliceras på resultaten från ödometerförsöken i liten skala men stämmer inte alls med långtidsobservationerna i fält.

### **Taylor's laboratoriemodell**

Den första teorin, där tidseffekter åtminstone delvis ingick i processerna under portrycksutjämningen, presenterades av Taylor 1940 och följdes två år senare av en modell för en allmän variation av kompression mot effektivspänning och tid [2,3]. Modellen gällde dock främst resultat från ödometerförsök.

### **Sukljes allmänna modell**

En mer allmän modell presenterades av Suklje 1957 [4]. I denna modell görs ingen skillnad mellan förloppen under portrycksutjämningen och därefter, bortsett från den hydrodynamiska fördröjningen av sättningsförloppet under konsolideringens första och hastigare skeden. I modellen förändras sambandet mellan effektivspänning och kompression kontinuerligt med deformationshastigheten.

Så kallad sekundär konsolidering är således inte

något isolerat fenomen som tillkommer utöver en "primär" sättning utan hela spännings-deformationsförloppet är tidsberoende. Utvecklingen av detta tidsberoende förlopp regleras vidare av jordens permeabilitet och dräneringsvägarna, eftersom motsvarande vattenmängd måste strömma ut ur jorden för att sättningen skall kunna uppstå.

### **Bjerrums geologiska modell**

En annan presentation av motsvarande modell gjordes av Bjerrum (1967 och 1972) för att illustrera tidens inverkan på sättningar för laster som verkar under lång tid [5,6]. Presentationen avsåg att förklara överkonsolideringseffekter i naturlig jord på grund av geologisk "åldring" och att förklara varför sättningar kan uppstå under konstruktioner trots att förkonsolideringstrycket inte överskridits.

Bjerrums presentation illustrerar väl processer under mycket lång tid, där inverkan av den hydrodynamiska fördröjningen av sättningsförloppet utjämnats. För de kortare tidsperspektiv som används vid vanlig sättningsberäkning måste jordens permeabilitet och dräneringsvägarna beaktas. Detta påpekades av Bjerrum, men framgår ofta inte av de presentationer av modellen som senare gjorts.

Bjerrums modell innefattar också tidsbunden hållfasthetstillväxt, eftersom relationen mellan den odränerade skjuvhållfastheten och förkonsolideringstrycket antas vara densamma också då förkonsolideringstrycket förhöjs genom tidsbundna sättningar vid konstant last.

De båda senare modellerna har visat sig stämma mycket väl med de observationer av konsolideringsförloppen som gjorts såväl i fält som i laboratorium.

### **EMPIRI**

Vid beräkning av sättningar behövs en relevant modell för vad som händer i jorden utöver den vertikala kompressionen vid konsolideringen. Empirisk kunskap om detta har erhållits genom ett stort antal fältförsök, där man studerat portryckshöjningen under uppplastningen och portrycksutjämningen därefter. Dessutom har man



studerat de elastiska deformationerna vid upp-  
lastningen och de horisontalrörelser som uppstått  
därefter samt distributionen av sättningarna med  
djupet. I några fall har dessutom hållfasthetstill-  
växten studerats [7].

I laboratoriet har empirisk kunskap samlats om  
olika jordars kompressions- och svällningsegen-  
skaper och dessa egenskapers hastighetsbero-  
ende samt om sambandet mellan kompression  
och permeabilitet. Samtidigt har nya provnings-  
metoder och apparater utvecklats som möjliggör  
en noggrann bestämning av jordens kompres-  
sionsegenskaper och dess permeabilitet som funk-  
tion av deformationen. Genom fältobservationer-  
na har det vidare varit möjligt att kalibrera de ur  
laboratorieförsöken utvärderade förkonsolide-  
ringstrycken mot de spänningar i fält, där jordens  
uppträdande förändras [8,9]. Likaså har den ini-  
tiella permeabiliteten, bestämd i laboratoriet,  
kunnat kalibreras mot fältförsök.

Härigenom har det varit möjligt att skapa en  
metod för att överföra resultaten från småskaliga  
ödometerförsök i laboratoriet till de förhållanden  
som gäller i full skala i fält.

## **SÄTTNINGSBERÄKNINGAR**

Vid beräkningar av sättningar har man tidigare  
ofta förenklats jorden mellan två dränerande skikt  
eller från ett impermeabelt skikt till dränerings-  
gränsen till ett enda homogent lager. Detta har  
gjorts för att underlätta handberäkningar men  
medför avsevärda felkällor. Alternativt har man  
delat in jorden i ett begränsat antal lager och löst  
konsolideringsförloppet grafiskt. Med den sena-  
re metoden finns också potentiellt möjligheten att  
ta hänsyn till såväl varierande moduler och per-  
meabiliteter som tidseffekter. Detta görs genom  
att beräkna konsolideringsförloppet för en be-  
gränsad tid med konstanta parametrar. Därefter  
väljs nya parametrar, med hänsyn till den defor-  
mation som skett och porövertrycket justeras  
med hänsyn till de tidsbundna förändringar av  
kompressionsegenskaperna som skett under den  
aktuella tiden. Därefter beräknas det fortsatta  
konsolideringsförloppet för ett nytt begränsat tids-  
intervall och proceduren upprepas. Antalet lager  
och tidssteg i denna procedur blir av praktiska

skäl begränsat vid ett manuellt förfarande.

Likaså har man ofta förenklats beräkningen av  
tillskottsspänningarna från den pålagda lasten  
vid handberäkningar. Förenklarna har sken-  
bart inte inneburit så stora förändringar i till-  
skottsspänningar, men på grund av jordens vari-  
ation och icke-linjära kompressionsegenskaper  
kan skillnaden i beräknad sättning bli mycket  
stor.

## **Inget behov av förenklade antaganden**

Med tillgång till datorhjälpmedel, t ex personda-  
torer med stor beräkningskapacitet, finns inget  
behov av förenklade antaganden och beräknings-  
rutiner. Jordprofilerna kan delas in i ett mycket  
stort antal lager och tidsstegen i beräkningarna  
kan göras mycket korta. Likaså kan spännings-  
fördelningen beräknas med utnyttjande av alla de  
möjligheter som elasticitetsteorin ger. Denna är i  
och för sig inte fullkomlig, men är det bästa som  
idag står till buds.

*Erfarenheterna av denna typ av beräkning-  
ar är att resultaten betydligt bättre än vid  
tidigare beräkningar avspeglar vad som  
verkligen sker i jorden, såväl vad beträffar  
sättningar och sättningshastigheter som  
portrycksutveckling och hållfasthetstillväxt.*

## 2.

# Generella krav på beräkningar och beräkningsunderlag

För att kunna göra en godtagbar prognos för sättningar och deras tidsförlopp måste följande villkor vara uppfyllda:

- Jordlagerföljd och dräneringsvägar måste vara kända med god noggrannhet.
- Rådande porvattentryck måste vara uppmätta och säsongsvisa variationer prognostiserade.
- Ostörda prover måste tas i kompressibla lager i en sådan omfattning att jordens kompressionsegenskaper och variationen av dessa i olika lager och mot djupet kan fastställas.
- Kompressionsförsök i ödometer måste utföras i motsvarande omfattning. Dessa kan utföras med konstant deformationshastighet (CRS-försök) eller med stegvis belastade försök [10, 11]. Alternativt kan en kombination av båda försökstyperna användas för en mer fullständig bestämning av samtliga parametrar. *Vid båda försökstyperna är det absolut nödvändigt att svensk standard följs.* I annat fall skall resultaten inte användas i den redovisade beräkningsmodellen.
- Vid beräkningarna måste hänsyn tas till att kompressionsparametrarna förändras då jorden komprimeras och att kompressionsegenskaperna är tidsberoende.
- Vid icke vattenmättad jord måste inverkan av gas i porerna beaktas. Detta problem är normalt försumbart i svenska leror.
- De elastiska initialdeformationerna skall beräknas.
- Vid beräkningarna måste jorden indelas i ett stort antal skikt för att en beräkning med godtagbar noggrannhet skall kunna utföras.
- Lastspridningen med djupet måste beräknas noggrant. Schablonmetoder, t ex 2:1-metoden duger inte.
- Upplastningen måste modelleras noggrant. Eventuella lastförändringar som uppstår i senare skeden, typ justering eller lastminskning på grund av att massor under sättningsförloppet pressas ned under en högt belägen grundvattenyta, måste också tas med i beräkningen.

Kraven på prognosernas tillförlitlighet bestäms för vägbankar främst av de funktionskrav som fastställs av väghållaren. Uppfylls villkoren ovan kan man förvänta sig en godtagbar överenskomelse mellan beräknade och verkliga sättningar. Överensstämmelsen kan dock inte förväntas vara total, vilket främst beror på begränsningar i omfattningen av undersökningar som kan utföras i de enskilda fallen. Beräkningsmodellen innehåller också förenklingar, med uppdelning av deformationerna i initiala "elastiska" deformationer följda av endimensionell vertikal konsolide-

ring. Överensstämmelsen påverkas också av yttre faktorer, som att lastpåläggningen av arbetstekniska skäl och problem som uppstår under byggnadstiden sällan följer någon enkel i förväg uppgjord modell. Säsongsvisa klimatiska variationer har också visat sig påverka sättningsförloppet. Inverkan av dessa yttre faktorer jämnas dock ut med tiden och har inte någon större praktisk betydelse för det långsiktiga sättningsförloppet.

### 3.

## Undersökning och provtagning i fält

En första förutsättning för att en god sättningsprognos skall kunna utföras är att den underliggande jorden är väl undersökt med avseende på jordlagerföljder och egenskaper hos de olika lagren. Likaså måste den naturliga spänningssituationen i form av överlagringstryck och portryck vara kartlagd.

De fältundersökningar som utförs skall ge en god bild av jordens jordlagerföljd ned till fast botten i den projekterade bankens längs- och tvärled. Vidare skall de olika lagren kunna klassificeras med avseende på jordart, kompressionsegenskaper och dräneringsegenskaper. Eventuell förekomst av tunnare dränerande skikt måste också registreras liksom rådande portrycksförhållanden.

#### **SONDERING**

Jordlagerföljden undersöks genom olika typer av sondering. Tidigare har ofta viktsondering och total trycksondering använts för bestämning av jordlagerföljd i kompressibla jordar. För jordartsklassificering erfordrades då att störda prover togs upp från de olika lagren. Tunnare skikt kunde inte registreras med dessa metoder och också övrig lagerindelning blev grov. Möjligheten att rationellt bestämma erforderliga parametrar har ökat avsevärt genom introduktionen av den kombinerade spetstryck-portrycksonderingen (CPT-sondering) och dilatometerförsöket [12,13]. Med den förra kan en mycket god bestämning göras av jordens jordlagerföljd och förekomst av dräne-

rande skikt. Dessutom kan rådande portrycksförhållanden bestämmas i permeabla skikt och behovet av extra portrycksmätare minimeras.

Med parallella dilatometerförsök kan en förbättrad jordartsklassificering och uppskattning av jordens densitet erhållas liksom en förbättrad bestämning av hållfasthetsegenskaperna och spänningstillståndet i jorden. Vidare kan en god bestämning göras av deformationsegenskaperna i grovsilt och sand.

Vid växellagrad jord och andra jordprofiler som innehåller överkonsoliderad jord samt sand- och siltskikt kan erforderliga kompressionsegenskaper för dessa lager således ofta erhållas ur resultaten från moderna in-situ metoder. Elastiska egenskaper och kompressionsegenskaper i överkonsoliderad kohesionsjord utvärderas oftast empiriskt med ledning av den odränerade skjuvhållfastheten och ett mått på denna egenskap erhålls ur såväl CPT-sondering som dilatometerförsök. Ur dilatometerförsök i grovsilt och sand erhålls en kompressionsmodul som kan användas på samma sätt som ödometermodulen från laborieförsök. Ur CPT-sonderingar kan också en kompressionsmodul utvärderas, men dess användningsområde är begränsat till normalkonsoliderad sand.

Behovet av kompletterande provtagning kan på detta vis minimeras och i huvudsak begränsas till de lager som består av lerig silt, lera, gyttja och

eventuellt torv, där ostörda prover måste tas upp för provning i laboratoriet.

### **PORTRYCKSMÄTNING**

För registrering av tunnare skikt fordras sondering med portrycksmätning. Portrycksonderingen kan också användas för uppmätning av rådande portrycksförhållanden genom att sonderingen stoppas och portrycken får utjämnas i permeabla lager och skikt. Ur uppmätta kurvor för portrycksutjämnning mot tiden vid sådana stopp kan också en grov bedömning av skiktets dränerande egenskaper göras.

Portrycksmätning måste göras genom installation av portrycksmätare på olika nivåer i profilen. Omfattningen beror bland annat på i vilken grad utjämnade portryck kunnat mätas vid sonderingarna. De uppmätta portrycken skall kopplas till observationer i närbelägna observationspunkter i grundvattennätet för bedömning av normala portryck och möjliga variationer.

Portryckspetsarna kan även användas för att bestämma jordens permeabilitet, som komplement till ödometerförsöken.

### **PROVTAGNING**

Provtagning i lösa finkorniga jordlager görs med standardkolvprovtagare, med undantag av torv, där specialprovtagare används [14].

Vid upprepade undersökningar har det visat sig att prover av god kvalitet kan erhållas med standardkolvprovtagare i de flesta kompressibla jordar. Förutsättningen är dock att provtagningen utförs enligt rekommendationerna [15]. Detta innebär bland annat en långsam utstansning av provet, en väntetid efter utstansningen av 5 à 10 minuter rekommenderas för sensitiva jordar, och att provtagaren därefter dras upp långsamt. Dessutom skall vibrationer undvikas och slutarbleck användas endast i de undantagsfall där det visat sig helt omöjligt att annars få upp prover.

Provtagningsutrustningen måste vara i gott skick så att eggen är skarp och oskadad, hylsorna inte är slitna, utlösninganordningar fungerar och inga delar kärvar. För provtagare typ St 1 måste dess-

utom låsningen av utlösningbandet (eller stängen) samt bromsen fungera tillfredsställande.

Vid provtagning i profiler med fast jord som överlagrar lösare jord måste förborring utföras genom den fastare jorden. Detta skall alltid utföras genom torrskorpan och den fastare jorden direkt under denna.

## 4.

# Undersökning i laboratorium

Sättningsberäkning i kohesionsjord baseras normalt på resultat från ödometerförsök. Dessa kan utföras som stegvis belastade försök eller, vilket numera är vanligare, som kontinuerligt belastade CRS-försök.

### BESTÄMNING AV KOMPRESSIONSEGENSKAPER GENOM ÖDOMETERFÖRSÖK

Det finns ett flertal metoder för att utföra och tolka ödometerförsök, som alla ger olika resultat. Förutsättningen för att resultaten skall kunna användas i den här beskrivna beräkningsmetodiken är att försöken utförs och tolkas enligt de rekommendationer som ges i Svensk Standard SS 02 71 29 eller SS 02 71 26 för stegvisa ödometerförsök respektive CRS-försök [10, 11].

De parametrar som krävs för sättningsberäkningen är primärt

#### Deformationsparametrar:

$M_0$  = modul vid låga spänningar under förkonsolideringstrycket

$\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck

$M_L$  = modul för spänningar strax över förkonsolideringstrycket

$\sigma'_L$  = gränstryck (över förkonsolideringstrycket) där modulen börjar öka

$M'$  = modultal,  $\Delta M/\Delta\sigma'$ , för spänningar över  $\sigma'_L$

#### Permeabilitetsparametrar:

$k_i$  = initieil (naturlig) permeabilitet

$\beta_k$  = koefficient för permeabilitetens förändring med kompressionen (=  $-\Delta\log k/\Delta\epsilon$ )

#### Kryppparametrar:

$\alpha_{s(\max)}$  = koefficient för sekundär kompression (=  $\Delta\epsilon/\Delta\log t$ ) vid förkonsolideringstrycket

$\beta(\alpha_s)$  = koefficient för förändring av  $\alpha_s$  med kompression ( $\Delta\alpha_s/\Delta\epsilon$ )

För mer komplicerade förlopp med på- och avlastningar behövs dessutom information om jordens svällningsegenskaper.

Den mest rationella metoden för bestämning av kompressionsegenskaperna är CRS-försöket, vilket ger kontinuerliga samband för deformations- och permeabilitetsegenskaperna. Kryppparametrar och svällningsegenskaper kan som regel utvärderas med tillräcklig noggrannhet ur empiriska samband.

Deformationsmodulen  $M_0$  utvärderas vid normalförfarandet för båda typerna av standardförsök ur empiriska samband. I de fall problemställningen fordrar en bättre bestämning av deformationsmodulen vid låga spänningar används stegvisa ödometerförsök med på-, av- och återbelastningscykler enligt standard.

Noggrannare bestämning av kryppparametrar och svällningsegenskaper kan, om så erfordras, också fås med hjälp av stegvisa ödometerförsök.

På torv utförs normalt stegvisa ödometerförsök [14].

De deformationsegenskaper som utvärderas ur ödometerförsök utförda enligt svensk standard (både stegvisa- och CRS-försök) gäller för en deformationshastighet av  $\alpha_s \cdot 5 \cdot 10^{-6}$  1/s. Detta är en av parametrarna i de följande beräkningarna, där hänsyn skall tas till deformationsegenskapernas tidsberoende [7].

# 5.

## Jords uppträdande - empiriska erfarenheter

### 5.1 ALLMÄNT

Ett stort antal empiriska observationer har gjorts av jords allmänna uppträdande vid belastning. Dessa ligger till grund för de empiriska relationer som används för bedömning av kryppparametrar, svällningsegenskaper, återbelastningsmoduler, elasticitetsmoduler för beräkning av initialdeformationer samt portrycksutveckling vid belastningsändringar [7].

### 5.2 LABORATORIEFÖRSÖK

#### Sekundär kompression

Det har visats att *koefficienten för sekundär kompression*,  $\alpha_s$ , vid pålastning är en funktion av deformationen, Fig. 1.

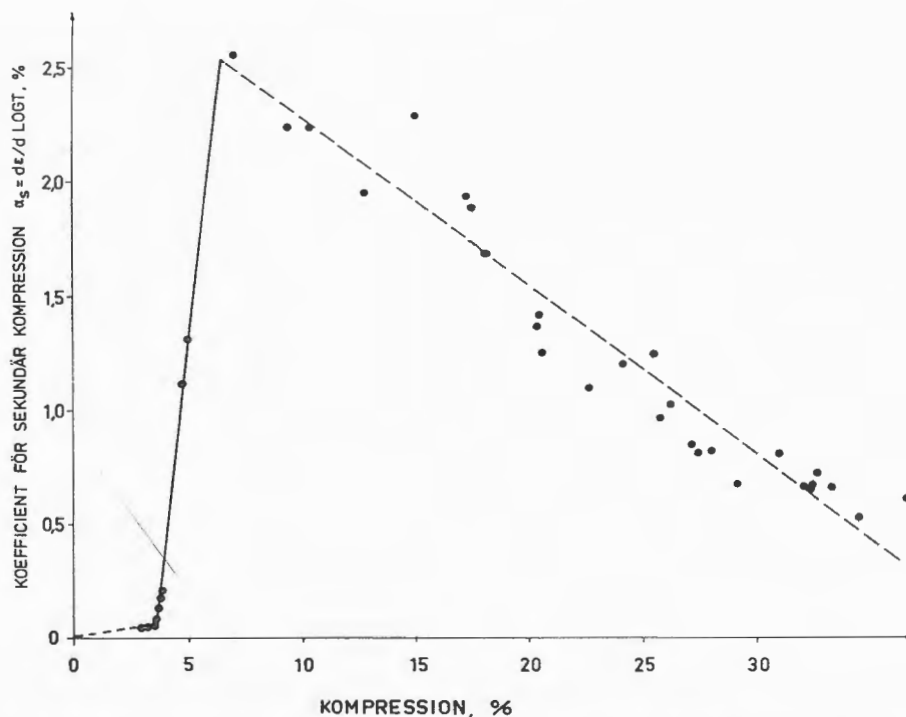


Fig. 1. Koefficienten för sekundär kompression som funktion av deformationen, Bäckebo slers från 8m djup [7].



Koefficienten har ett mycket lågt värde tills en viss deformation uppnås, varefter den ökar mycket snabbt till ett maximalt värde för att sedan sakta avta med ökande deformation. Den kritiska deformation, där  $\alpha_s$  börjar att öka kraftigt, motsvarar i lera en effektiv vertikalspänning av cirka  $0,8 \sigma'_c$ .

Värdet av koefficienten för den sekundära kompressionen vid dess maximum och för vidare kompression kan i hög grad relateras till jordens

portal, vilket också kan uttryckas med jordart och vattenkvot. Maximala värden för  $\alpha_s$  och tillhörande vattenkvot för ett antal svenska jordar visas i Fig. 2. Ur figuren framgår att det finns ett klart samband mellan vattenkvot och maximalt värde för  $\alpha_s$  men att sambandet varierar för olika typer av jord. Vidare har visats att minskningen i  $\alpha_s$  vid kompression minskar med den därvid minskande vattenkvoten enligt samma relation som mellan maximala värden och vattenkvot.

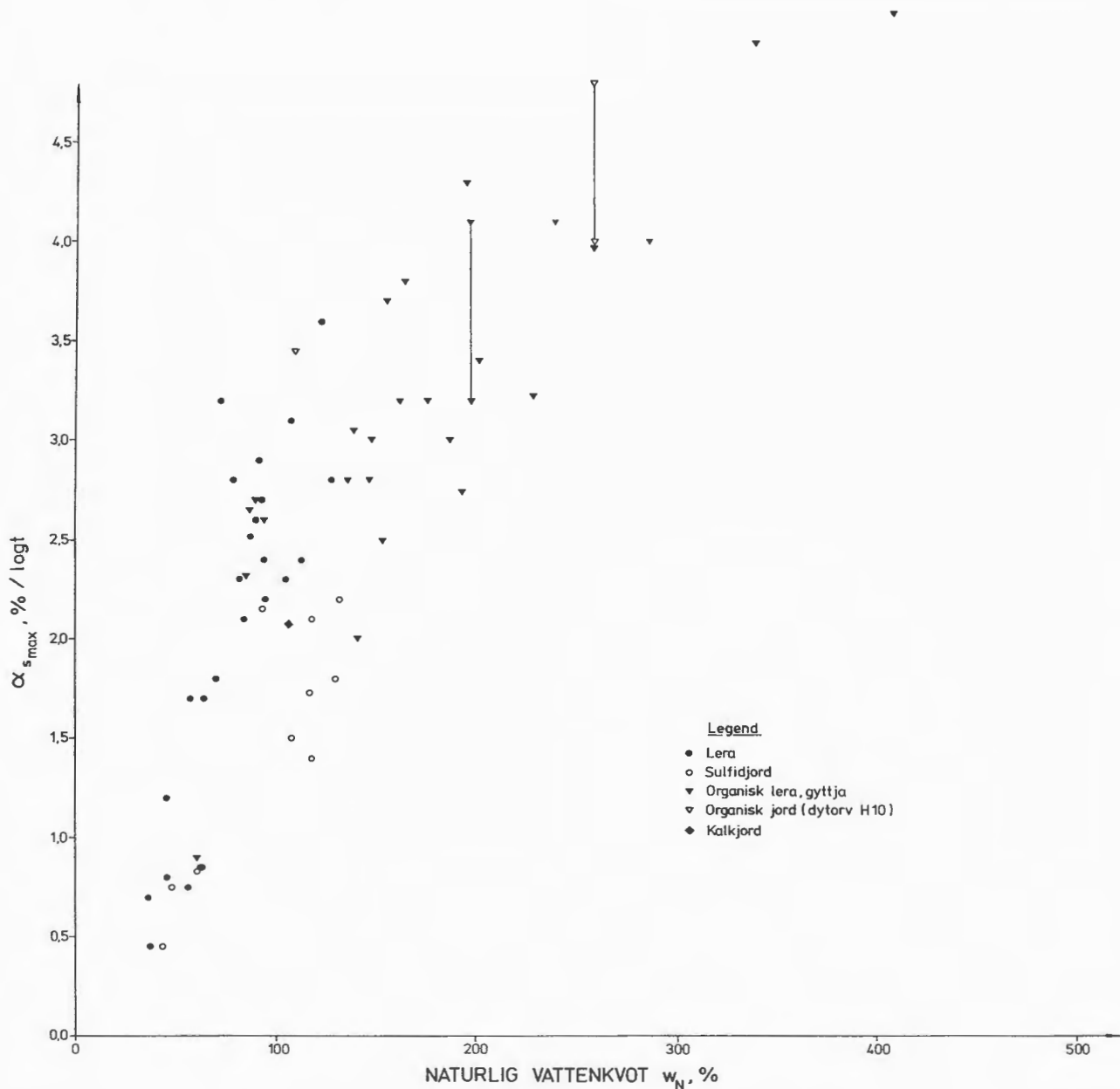


Fig. 2. Förhållandet mellan maximal koefficient för sekundär kompression och naturlig vattenkvot i olika jordar [7].

Variationen av  $\alpha_s$  vid pålastning över förkonsolideringstrycket kan skrivas

$$\alpha_{s \max(e)} = \alpha_{s \max} - \beta_{\alpha_s} \Delta \epsilon$$

där  $\alpha_{s \max}$  = maximalt värde av  $\alpha_s$

$$\alpha_{s \max(e)} = \alpha_s \text{ vid kompressionen } \Delta \epsilon$$

$$\beta_{\alpha_s} = -\Delta \alpha_s / \Delta \epsilon$$

$\Delta \epsilon$  = relativ kompression mellan den aktuella kompressionen och kompressionen vid  $\alpha_{s \max}$

Såväl  $\alpha_{s \max}$  som  $\beta_{\alpha_s}$  kan uppskattas ur Fig. 2 med ledning av jordart och naturlig vattenkvot.

Värden på koefficienten för förändring av  $\alpha_s$  med kompression,  $\beta_{\alpha_s}$  fås genom omräkning med ledning av jordens korndensitet och kan då uppskattas ur

$$\beta_{\alpha_s} \approx \alpha_{s(\max)} (w_N + 0,37) / (w_N - 0,25)$$

(lera och gyttjig lera)

$$\beta_{\alpha_s} \approx (\alpha_{s(\max)} - 0,002)(w_N + 0,37) / (w_N - 0,25)$$

(sulfidjord)

$$\beta_{\alpha_s} \approx (\alpha_{s(\max)} - 0,0145)(w_N + 0,5) / (w_N - 0,2)$$

(gyttja)

Uppmätta värden för svensk torv antyder att koefficienten för sekundär kompression i denna typ av jord kan relateras till humifieringsgrad snarare än vattenkvot, samt att  $\beta_{\alpha_s}$  är försumbart [17], Fig. 3.

Som visats är de sekundära kompressionerna mycket små tills spänningarna börjar närma sig förkonsolideringstrycket. Vid modellering av jords uppträdande är det därför mycket viktigt att beakta jordens spännings- och deformationshistoria in situ (dvs främst överkonsolideringsgrad) också vid beskrivning av egenskapernas tidsberoende.

För programmet EMBANKCO har en hjälptabell utvecklets med riktvärden för val av empiriska värden för  $\alpha_{s \max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$ , Tabell 1.

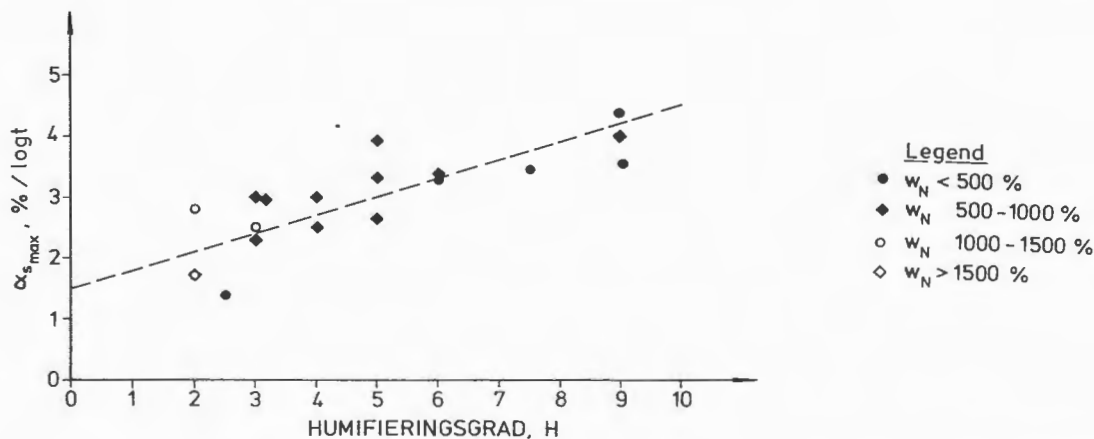


Fig. 3. Maximal koefficient för sekundär kompression i torv som funktion av humifieringsgrad [17].

**Tabell I. Hjälpstabell för Embankco.**

Lera och något gyttjig lera			Gyttjig lera, Gyttja, Sulfidlera, Mycket kalkhaltig lera.		
$w_N$ , %	$\alpha_s \max$	$\beta_{\alpha_s}$	$w_N$ , %	$\alpha_s \max$	$\beta_{\alpha_s}$
25	0.000	0.000	25	0.000	0.000
30	0.002	0.027	50	0.007	0.030
40	0.006	0.031	75	0.016	0.033
50	0.010	0.035	100	0.021	0.035
60	0.014	0.039	125	0.026	0.038
70	0.018	0.043	150	0.030	0.040
80	0.021	0.046	200	0.036	0.046
90	0.025	0.049	250	0.040	0.051
100	0.029	0.053	300	0.044	0.055
110	0.033	0.057	350	0.047	0.058
120	0.037	0.061	400	0.050	0.061

För torv antas normalt  $\alpha_{s, \max} = 0,025$  och  $\beta_{\alpha_s} = 0,000$ .

### Svällning

När de effektiva spänningarna i en jord utan cementeringseffekter minskar tillräckligt, börjar jorden att svälla. I en lera som just har konsoliderat för en last över det tidigare förkonsolideringsstrycket (dvs porövertrycken har just utjämnats) pågår sekundär kompression med en relativt hög hastighet. En mindre lastreduktion får denna kompression att avstanna för en tid och eventuellt sker en mindre svällning innan den sekundära kompressionen fortsätter med en reducerad hastighet. Är lastreduktionen tillräckligt stor, avstannar den sekundära kompressionen helt och för ännu större lastminskningar börjar leran att svälla.

Liksom kompressionen är svällningen tidsberoende. Vid avlastning sjunker porvattentrycket i leran. En hydrodynamisk fördröjning av svällningen uppstår för en tid under vilken svällningshastigheten bestäms av jordens permeabilitet och tillgången till fritt vatten. Efter det att porundertrycket utjämnats, fortsätter den sekundära svällningen som åter kan fördröjas om tillgången på fritt vatten stryps. Bortsett från kravet på tillgång till fritt vatten att suga upp, är svällningsprocessen i princip identisk med kompressionsprocessen.

Ödometerförsök med stegvis på- och avlastning visar att svällnings- eller avlastningsmodulen är

mycket hög för spänningar närmast det nya förkonsolideringstrycket men minskar successivt med minskande spänning och blir mycket låg vid låga effektivspänningar.

*Svällningsmodulen*  $M_s$  kan uttryckas som

$$M_s = \sigma' / a_s$$

där  $\sigma'$  = effektivt vertikalltryck  
 $a_s$  = svällningsindex

När en normalkonsoliderad jord utsätts för en liten lastreduktion fortsätter den sekundära kompressionen men med reducerad hastighet. Är lastreduktionen tillräckligt stor ändrar också de tidsbundna deformationerna riktning till sekundär svällning. Den spänningsnivå där detta inträffar kan skrivas som  $b \cdot \sigma'_c$ , där  $b$  är lastfaktorn. Koefficienten för den sekundära svällningen vid spänningar under  $b \cdot \sigma'_c$  synes kunna uttryckas som  $c \cdot S$ , där  $c$  är en konstant faktor och  $S$  är den totala svällning som utbildats vid det aktuella tillfället.

### Svällning vid ödometerförsök

Nettoeffekten av dessa processer under en 24-timmarsperiod i ödometern är att för små lastreduktioner uppstår en mindre kompression trots lastminskningen. Deformationen vid spännings-

nivån  $b \sigma'_c$  är ofta oförändrad jämfört med deformationen vid avlastningens start och för större lastreduktioner blir nettoeffekten en verklig svällning, Fig. 4.

Enligt de resultat som erhållits för svenska jordar kan svällningen i stegvisa ödometerförsök 24 timmar efter avlastningen uttryckas som

$$S = a_s \ln \frac{b \cdot \sigma'_c}{\sigma'_u}$$

där  $S$  = total relativ ökning i provhöjd  
 $a_s$  = svällningsindex  
 $\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck  
 $b$  = lastfaktor  
 $\sigma'_u$  = spänning efter avlastning.

Denna ekvation har använts för ett stort antal jordtyper och befunnits stämma väl med erhållna resultat.

För leror har svällningsindex  $a_s$  befunnits variera mellan 0,007 och 0,012 och lastfaktorn  $b$  vara cirka 0,8. Faktorn  $a_s$  minskar med ökande kornstorlek och är omkring 0,001 för sand och grus. Faktorn  $b$  ökar med ökande kornstorlek för att bli 1,0 för grus. Värderna på  $a_s$  för ett antal svenska jordar som funktion av medelkornstorlek visas i Fig. 5. I övre delen av diagrammet visas också ungefärliga värden på lastfaktorn  $b$ . Undersökningar på svensk torv visar att lastfaktorn också för denna typ av jord är i storleken 0,8 [18].

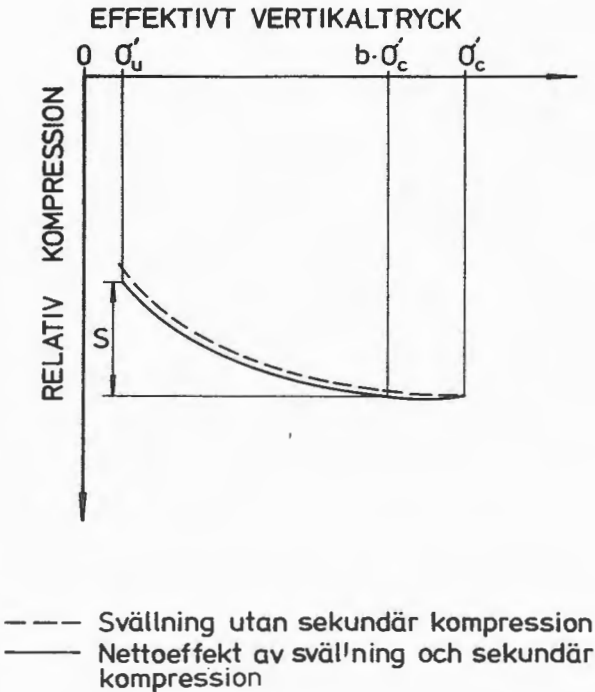


Fig. 4. Deformationer vid avlastning i ett ödometerförsök [7].

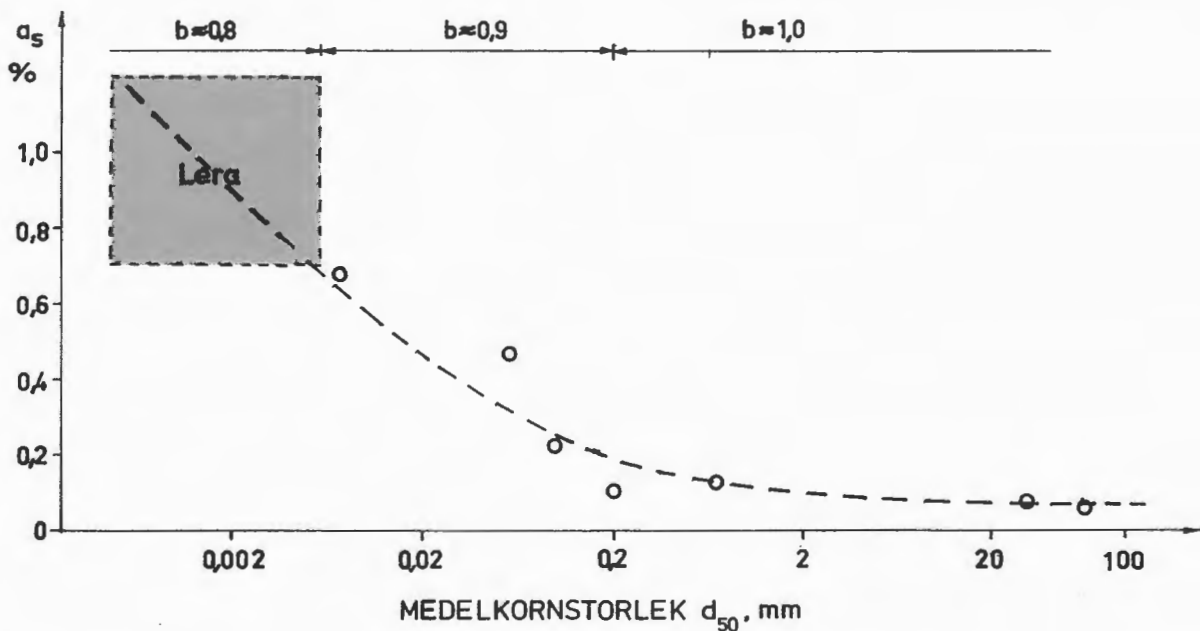


Fig. 5. Svällningsindex  $a_s$  som funktion av medelkornstorlek [7].

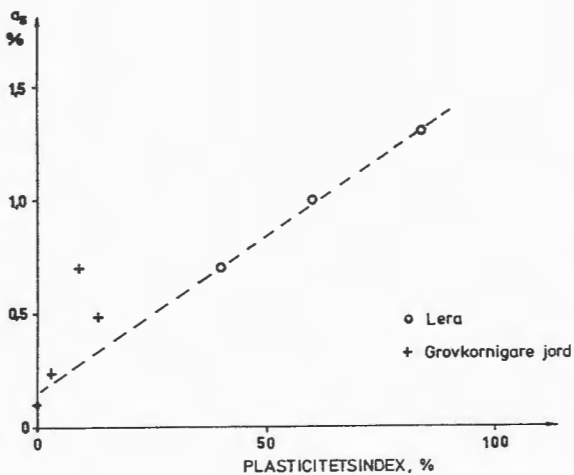


Fig. 6. Svällningsparametrar som funktion av plasticitetsindex [7].

För lera finns troligen ett samband mellan faktorerna  $\alpha_s$  och  $b$  och lerans plasticitet. Preliminära sådana samband visas i Fig. 6.

### Svällning vid praktiska (verkliga) lastfall

Denna metod att beräkna svällning är begränsad till vad som sker i ödometerförsök med en viss typ av pålastnings- och avlastningsrutin. Deformationerna i ett verkligt fall beror bland annat på hur länge jorden belastats och hur stora sekundära sättningar som utvecklats innan avlastningen startade, avlastningssekvensen och hur mycket sekundär svällning som kunnat utvecklas.

För att beräkna dessa deformationer krävs kunskap om hur den sekundära deformationen varierar med både spänning och deformation. Ett preliminärt antagande kan göras att koefficienten för sekundär konsolidering  $\alpha_s$  vid avlastning mins-

kar linjärt med minskande spänning inom intervallet  $\sigma'_c$  till  $b \cdot \sigma'_c$  enligt

$$\alpha_s = \alpha_{s \max(\epsilon)} \frac{\sigma' - b \cdot \sigma'_c}{(1-b)\sigma'_c}$$

där  $\alpha_{s \max(\epsilon)}$  = koefficient för sekundär konsolidering vid första pålastning och aktuell deformation  
 $\sigma'$  = effektivt vertikalktryck  
 $b$  = lastfaktor  
 $\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck

Den sekundära svällningen vid effektivtryck lägre än  $b \cdot \sigma'_c$  kan antas regleras av

$$\alpha_{s(\text{svällning})} = -c \cdot S$$

där  $c$  = konstant  
 $S$  = total utvecklad svällning

I programmet EMBANKCO, version 1, beaktas inte sekundär svällning. Svällningsmodulen  $M_s$  beräknas med angiven multiplikationsfaktor som en direkt funktion av det effektiva vertikalktrycket,  $M_s = a \sigma'_c$ . Som ledning för val av multiplikationsfaktor  $a$  anges faktorn 100 för lera och organisk jord, 200 för silt och 1000 för sand.

### Återbelastning

Modulen vid återbelastning efter en avlastning beror på hur stor svällning som utvecklats. I de fall avlastningen varit liten har just ingen svällning skett och återbelastningsmodulen blir hög.

En karakteristisk egenskap hos prover som svällt är att vid återbelastning kan kompressionsmodulen upp till spänningen  $b \cdot \sigma'_c$  approximeras till en konstant. Kompression vid denna spänning är lika med den tidigare maximala kompressionen.  $b$  är samma lastfaktor som anger vid vilket tryck provet börjar svälla.

Återbelastningsmodulen  $M_{rl}$  inom spänningsintervallet  $\sigma'_u$  till  $b \cdot \sigma'_c$  kan skrivas

$$M_{rl} = \frac{b \sigma'_c - \sigma'_u}{a_s \cdot \ln \frac{b \sigma'_c}{\sigma'_u}}$$

där  $\sigma'_u$  är det effektiva tryck till vilket provet avlastats och  $a_s$  och  $b$  är svällningsindex respektive lastfaktor. Också denna formel är begränsad till vad som händer i stegvisa ödometerförsök enligt standardförfarande.

Mer generellt kan skrivas

$$M_{rl} = \frac{b \cdot \sigma'_c - \sigma'_u}{S}$$

där  $S$  är den totala svällning som utvecklats under avlastningen.

Återbelastningsmodulen för jord som erhållit en mycket liten avlastning till spänningar högre än  $b \cdot \sigma'_c$  är svår att mäta på grund av de samtidigt pågående krypdeformationerna. Med antagande att jorden i princip uppträder som för större avlastningar kan antas att modulen i dessa fall kan skrivas

$$M_{rl} \approx \frac{\sigma'_u}{a_s} \quad \sigma'_u \geq b \sigma'_c$$

Den återbelastningsmodul som beräknas utan hänsyn till sekundär svällning, utöver den som inträffar inom 24 timmar i ödometerförsöket, blir en funktion av överkonsolideringsgrad, svällningsindex och lastfaktor. Återbelastningsmoduler som beräknats med typiska värden för en högplastisk lera visas i Fig. 7.

Som framgår av figuren är de schablonvärden för återbelastningsmodulen typ  $50 \cdot \sigma'_c$  (alternativt  $250 \cdot \tau_{fu}$ ) som ofta används endast grova medelvärden för ett brett register.

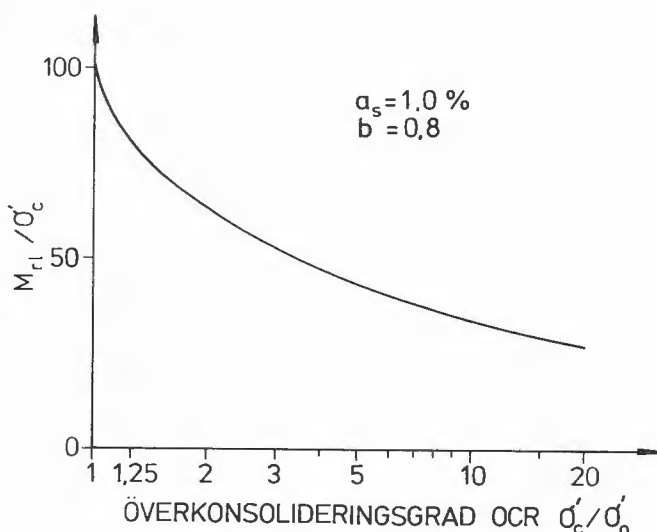


Fig. 7. Beräknad återbelastningsmodul som funktion av överkonsolideringsgrad [7].

Tidseffekterna under återbelastning varierar. Den sekundära svällningen avstannar inte helt så fort en mindre lastökning görs utan fortsätter inom ett begränsat spänningsområde med förminskad hastighet. Detta kan i någon mån påverka nettoeffekten av en mindre återbelastning så att ingen kompression eller till och med en mindre svällning blir slutresultat.

Vid den vidare återbelastningen uppstår inga större tidsberoende deformationer förrän spänningen uppgår till  $b \cdot \sigma'_c$ . Vid denna spänning och tillhörande deformation ökar koefficienten för sekundär deformation hastigt, liksom vid första pålastningen, till ett maximalt värde som är lika med det värde som erhålls vid första pålastning vid motsvarande deformation.

I programmet EMBANKCO anges kompressionsmodulen  $M_0$  för belastning upp till förkonsolideringsstrycket.

I lös normalkonsoliderad lera, där inverkan av denna modul på totalsättningarnas storlek är marginell, uppskattas denna modul med schablonvärden av ovanstående typ

$$\begin{aligned} M_0 &\approx 150 \tau_{fu} \text{ för organisk jord} \\ &\approx 250 \tau_{fu} \text{ för högplastisk lera} \\ &\approx 500 \tau_{fu} \text{ för lågplastisk lera} \\ &\approx 1000 \tau_{fu} \text{ för mycket siltig lera/lerig silt} \end{aligned}$$

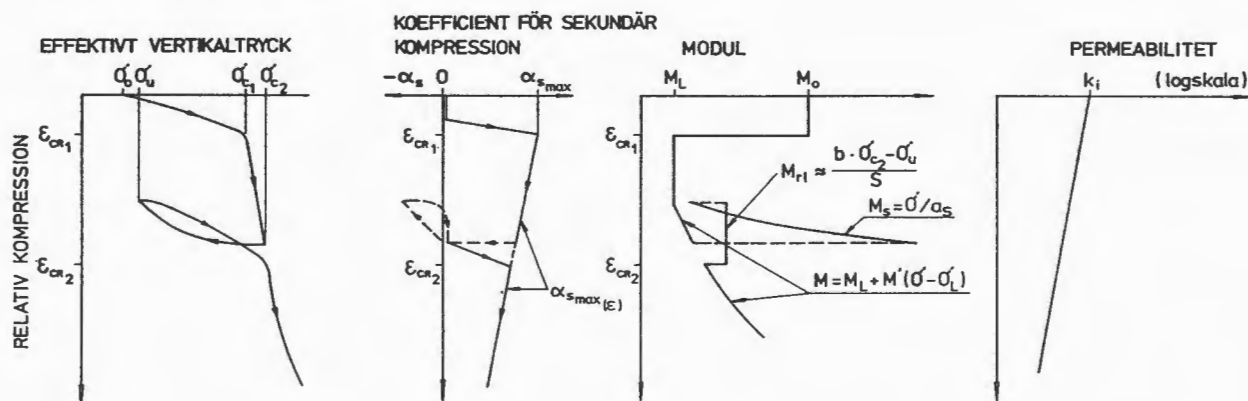
I de fall storleken av denna initialmodul har en större betydelse för beräkningsresultaten kan mer relevanta moduler uppskattas med hjälp av effektivspänning in situ, förkonsolideringstryck och ovanstående samband.

I de fall beräkningarna helt eller till dominerande del rör deformationer vid spänningar under förkonsolideringstrycket bör  $M_0$  bestämmas i ödometerförsök med avlastning från  $\sigma'_c$  till  $\sigma'_o$  och återbelastning enligt standard SS 02 71 29.

### Generell modell för moduler och deformationsegenskapernas hastighetsberoende

En generell modell för variation av modul och koefficient för sekundär kompression under förloppen pålastning-avlastning-återbelastning summeras i Fig. 8 och Tabell 2.

Modellen kan vid första påseende verka mycket komplicerad. Den innebär dock endast att de olika empiriska observationerna av jords uppträdande i ödometerfallet sammanställs. För bestämning av alla de ingående parametrarna behövs normalt endast vanliga ödometerförsök och att existerande empiriska samband utnyttjas. Undantag är fall där den sekundära svällningen behöver beaktas, eftersom ingen empiri för denna egenskap finns tillgänglig.



BELASTNINGSFALL	VILLKOR	SPÄNNINGSINTERVALL	MODUL	KOEFFICIENT FÖR SEKUNDÄR KONSOLIDERING
UPPLASTNING	$\sigma'_o < b \cdot \sigma'_{c1}$	$\sigma'_o - b \cdot \sigma'_{c1}$	$M_o$	Försumbar
		$b \cdot \sigma'_{c1} - \sigma'_{c1}$		$\alpha_{smax} \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_{b\sigma'_{c1}}}{\sigma'_{c1} (1-b) / M_o} \leq \alpha_{smax(\epsilon)}$
	$\sigma'_o > b \cdot \sigma'_{c1}$	$\sigma'_o - \sigma'_{c1}$	$M_L$	$\alpha_{cmax} \cdot \frac{\epsilon}{(\sigma'_{c1} - \sigma'_o) / M_o} \leq \alpha_{smax(\epsilon)}$
		$\sigma'_{c1} - \sigma'_L$		$\alpha_{smax(\epsilon)} = \alpha_{smax} - \beta_{\alpha_s} (\epsilon - \epsilon_{cr1})$
		$\sigma' > \sigma'_L$	$M_L + M'(\sigma' - \sigma'_L)$	
AVLASTNING		$\sigma'_{c2} - b \cdot \sigma'_{c2}$	$M_s = \sigma' / a_s$	$\alpha_{smax(\epsilon_{\sigma'_{c2}})} \cdot \frac{\sigma' - b \cdot \sigma'_{c2}}{(1-b) \sigma'_{c2}}$
		$< b \cdot \sigma'_{c2}$		$-c \cdot S$
ÅTERBELASTNING	$\sigma'_u < b \cdot \sigma'_{c2}$	Eventuellt mindre intervall	$M_{r1} \approx (b \cdot \sigma'_{c2} - \sigma'_u) / S$	$f(-c \cdot S)$
		$\sim \sigma'_u - b \cdot \sigma'_{c2}$		Försumbar
		$b \cdot \sigma'_{c2} - \sigma'_{c2}$		$\alpha_{smax(\epsilon_{cr2})} \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_{b\sigma'_{c2}}}{\sigma'_{c2} (1-b) / M_{r1}} \leq \alpha_{smax(\epsilon)}$
	$\sigma'_u > b \cdot \sigma'_{c2}$	$\sigma'_u - \sigma'_{c2}$	$M_{r1} = \sigma'_u / a_s$	$\alpha_{smax(\epsilon_{cr2})} \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_{\sigma'_u}}{(\sigma'_{c2} - \sigma'_u) / M_{r1}} \leq \alpha_{smax(\epsilon)}$

Fig. 8 och Tabell 2. Schematisk variation av kompressions- och permeabilitetsparametrar vid pålastning, avlastning och återbelastning [7].

Den **kritiska deformationen**  $\epsilon_{CR1}$ , där kryphastigheten uppnår sitt maximala värde, beräknas som

$$\epsilon_{CR1} = \frac{\sigma'_{c1} - \sigma'_0}{M_0}$$

där  $\sigma'_{c1}$  är det naturliga förkonsolideringstrycket in-situ.  $\sigma'_{c2}$  är det nya förkonsolideringstryck som skapas om deformationen  $\epsilon_{CR1}$  överskrids.  $\sigma'_{c2}$  är det vertikalttryck på ödometerkurvan för förstagångspålastning som motsvarar den största kompression som erhållits.  $\sigma'_{c2}$  ökar således med de deformationer som uppstår vid sekundär kompression och är ett så kallat "kvasi-förkonsolideringstryck" som är kopplat till maximal kompression snarare än maximalt effektivtryck.

Vid avlastning och förnyad pålastning ökar förkonsolideringstrycket så fort som de totala kompressionerna vid pålastningen överstiger den svällning som erhållits vid avlastningen. Förkonsolideringstrycket kan på detta vis öka vid cyklisk belastning och på grund av tidseffekter även om den tidigare maximala effektivspänningen inte överskrids.

Deformationen  $\epsilon_{CR2}$ , där kryphastigheten efter avlastning och förnyad pålastning återgår till de maximala värdena för den aktuella deformationen, kan beräknas ur

$$\epsilon_{CR2} = \epsilon_b \sigma'_{c2} + \sigma'_{c2}(1-b)/M_{r1} \quad \text{om } \sigma'_u < b \cdot \sigma'_{c2}$$

och

$$\epsilon_{CR2} = \epsilon_{\sigma'_u} + (\sigma'_{c2} - \sigma'_u) \cdot a_s / \sigma'_u \quad \text{om } \sigma'_u \geq b \cdot \sigma'_{c2}$$

Alla sekundära deformationer som sker vid högre deformationshastigheter än  $\alpha_s \cdot 5 \cdot 10^{-6}$  1/s ingår i de deformationer som beräknas med de olika modulerna bortsett från  $M_s$  i intervallet  $(\sigma'_{c2} - b\sigma'_{c2})$  och  $M_{r1}$  i det första intervallet, där sekundär svällning kan uppstå.

För långsammare processer måste effekterna av sekundära deformationer beaktas. I de spänningsintervall, där deformationerna från moduler och de sekundära deformationerna sker i olika rikt-

ningar, kan deformationerna från moduler betraktas som omedelbara, bortsett från den hydrodynamiska fördröjningen. Den tidsberoende processen fortsätter som före spänningsändringen, men med reducerad hastighet.

### Förenklad modell för moduler och hastighetsberoende

I de flesta fall med uppfyllda bankar på lera medför belastningen en stor vertikal spänningsökning. En mindre lastreduktion kan sedan erhållas på grund av att en del av bankmaterialet eller de övre jordlagren pressas ned under grundvattenytan. I en del fall använder man sig också av en temporär överlast för att genom en begränsad avlastning kunna bryta det pågående sättningsförloppet. Någon större svällning blir det sällan fråga om och speciellt inte någon sekundär svällning av betydelse.

För sättningsberäkning av bankar på lös normalkonsoliderad jord har storleken av  $M_\phi$ ,  $M_s$  och  $M_{r1}$  också normalt begränsad betydelse. Vad som är viktigt att beakta i jordmodellen för denna typ av beräkning är att

Vid avlastning sker en "elastisk" svällning med hög svällningsmodul.

Modulen vid på- och återbelastning är mycket hög upp till förkonsolideringstrycket.

Då spänningarna överstiger en spänningsnivå av  $0,8 \sigma'_c$  och deformationshastigheten är lägre än  $\alpha_s \cdot 5 \cdot 10^{-6}$  1/s uppträder "sekundär" kompression av betydelse.

Denna ökar till ett maximum vid en deformation som i stort motsvarar deformationen vid rådande förkonsolideringstryck.

De sekundära deformationernas hastighet minskar med ökande deformation.

Den sekundära deformationshastigheten minskar kraftigt om effektivspänningen minskar för att helt upphöra vid en spänningsnivå av  $0,8 \sigma'_c$ . (Detta är absolut nödvändigt att beakta.)



För denna modell behövs inga parametrar utöver de som bestäms i vanliga ödometerförsök. Som regel räcker det att CRS-försök utförs då tidsberoendet och modulerna  $M_o$ ,  $M_s$  och  $M_{rl}$  oftast kan utvärderas empiriskt med godtagbar noggrannhet.

**Programmet EMBANKCO, version 1, arbetar med denna förenklade modell.**

### Elasticitetsmodul

När en last med begränsad utbredning läggs ut på marken uppstår horisontaldeformationer och sättningar i marken. Horisontaldeformationerna och de sättningar som är förknippade med dessa beräknas med elasticitetsteori, med vald elasticitetsmodul och  $\nu = 0,5$ . Beräkningen är starkt förenklad, då  $\nu = 0,5$  gäller för helt odränerade förhållanden, vilket för överkonsoliderad jord inte ens gäller i pålastningsfasen. Vidare antas horisontaldeformationerna vara omedelbara och ske direkt vid pålastningen, medan de i verkligheten fortsätter under en stor del av konsolideringsförloppet, även om de relativt snabbt avtar i storlek och betydelse med tiden. Elasticitetsmodulen  $E$  uppskattas normalt med empiriska relationer baserade på den odränerade skjuvhållfastheten. Olika värden för  $E$  har föreslagits från  $\approx 80 \tau_{fu}$  för organisk jord till  $\approx 2000 \tau_{fu}$  för lågplastisk lera.

Jordmaterial är dock inte linjärelastiska utan spännings-deformationskurvorna vid skjuvförlopp är närmast hyperboliska. Detta betyder att ju större del av skjuvhållfastheten som tas i anspråk, desto lägre blir elasticitetsmodulen. Enligt laboratorieförsök kan elasticitetsmodulen skrivas

$$E \approx \frac{\tau_{fu} \cdot 215 \cdot \ln F}{I_p}$$

- där  $\tau_{fu}$  = odränerad skjuvhållfasthet enligt korrigerade vingsondförsök eller direkta skjuvförsök  
 $F$  = beräknad säkerhetsfaktor mot odränerat skjuvbrott  
 $I_p$  = plasticitetsindex

I denna formel tas hänsyn till plasticitet och elasticitetens icke-linjäritet. Den överensstämmer i stort med de olika förslag som gjorts med ledning av erfarenheter från tidigare fältförsök och också med senare resultat från institutets provbankar.

De beräknade deformationerna kan antas innefatta såväl de initiala horisontaldeformationerna som de som senare utbildas med tiden.

Sättningar på grund av horisontaldeformationer är som regel små vid normal säkerhet mot brott. De ökar dock i högplastiska leror och speciellt gytta och ökar markant i alla jordar då säkerheten mot brott minskar.

### Permeabilitet

En jords permeabilitet är en funktion av dess portal och därmed den relativa sammantryckningen. Det har visats att inom det deformationsområde som är av praktiskt intresse kan permeabiliteten med god noggrannhet skrivas som

$$\log k_e = \log k_i - \beta_k \cdot \varepsilon$$

- där  $k_e$  = permeabilitet vid aktuell deformation  $\varepsilon$   
 $k_i$  = initial permeabilitet  
 $\beta_k = -\Delta \log k / \Delta \varepsilon$

I homogen lös lera finns normalt ingen påtaglig skillnad i horisontell och vertikal permeabilitet. I många fall innehåller dock leran olika skikt och variationer i vertikal permeabilitet, vilket medför skillnad i möjlighet till vertikal och horisontell vattenströmning. I jord med markerad struktur-anisotropi, dvs att partiklarna till stor del är orienterade åt samma håll, uppträder skillnader i permeabilitet också i liten skala. Lera som utsatts för mycket höga vertikalspänningar har ofta en uttalad struktur-anisotropi.

Detsamma gäller för torv med låg förmultningsgrad, där den horisontella permeabiliteten ofta är mycket högre än den vertikala. Skillnaden minskar med ökande förmultningsgrad. Också i gytta med uttalad horisontell orientering av de organiska partiklarna har en högre horisontell permeabilitet uppmätts.

Även mycket homogena leror har en variation av vattenkvot och portal och därmed också permeabilitet. Med de små prover som används i ödometerförsöken får man därför räkna med en variation av minst  $\pm 20\%$  i uppmätt permeabilitet. Detta medför att man antingen bör utföra ett stort antal försök i laboratoriet eller fältförsök som involverar en större jordvolym. I en homogen lerprofil kan man anta att ett tillräckligt antal ödometerförsök på olika nivåer ger en god bild av permeabiliteten och att effekten av spridningen jämnas ut.

I skiktade jordar, och speciellt då den horisontella permeabiliteten är av intresse, bör fältförsök utföras.

### Portrycksutveckling vid pålastning

Ett antal metoder har föreslagits för att beräkna portrycksutvecklingen i en jordmassa då spänningarna förändras under odränerade förhållanden. Tidigare metoder byggde på olika kombinationer av responser för tryckökning och skjuvspänningsförändringar.

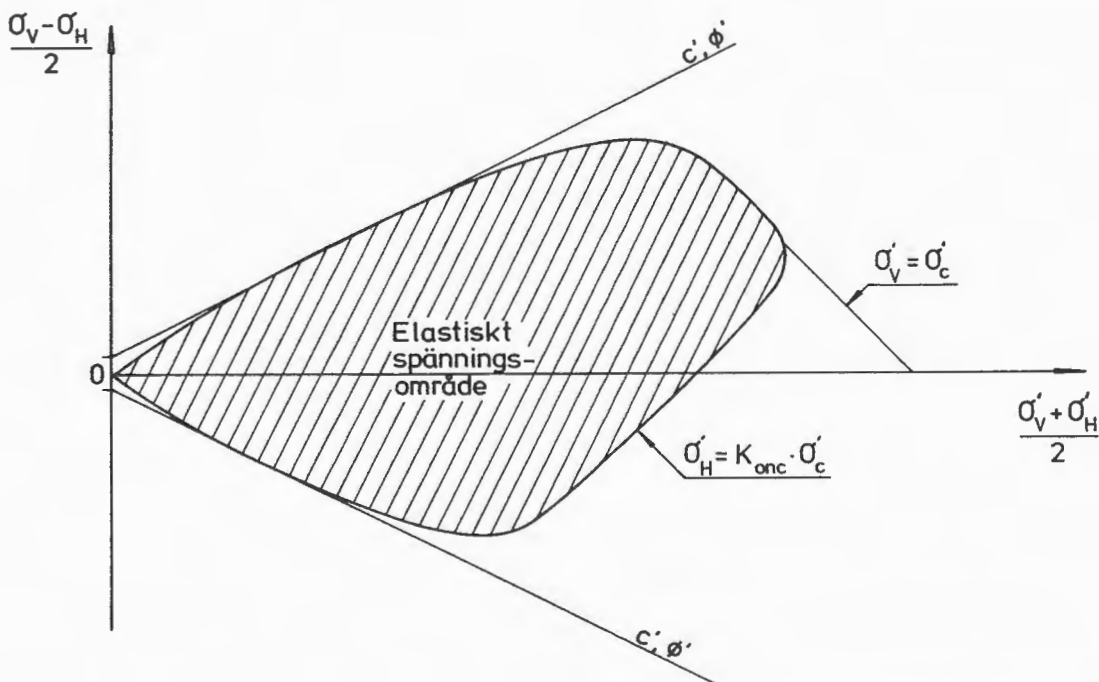
Ett mer rationellt förfarande har möjliggjorts genom betraktelsen av kritiska spänningar. Det har klart visats att naturliga leror har en kontinuerlig kombination av tryck- och skjuvspänningar som skapar en så kallad flytyta, där jordens uppträdande förändras från att vara i huvudsak elastiskt till att bli elasto-plastiskt med stora plastiska deformationer, **Fig. 9**.

Flytytans form kan uppskattas från förkonsolideringstrycket  $\sigma'_c$ , jordtryckscoefficienten i normalkonsoliderad jord  $K_{onc}$  och de effektiva hållfasthetsparametrarna  $c'$  och  $\phi'$ .

Vid odränerade förhållanden utvecklas portrycken så att den effektiva medelspänningen  $p'$  förblir konstant

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$$

När spänningarna ökar och når en punkt på flytytan, blir den fortsatta portrycksutvecklingen sådan att flytytan ej passeras, utan spänningvägen följer flytytan tills odränerat skjuvbrott inträffar, **Fig. 10**.



**Fig. 9.** Schematisk flytyta för lös lera då huvudspänningarna är vertikala och horisontella [7].

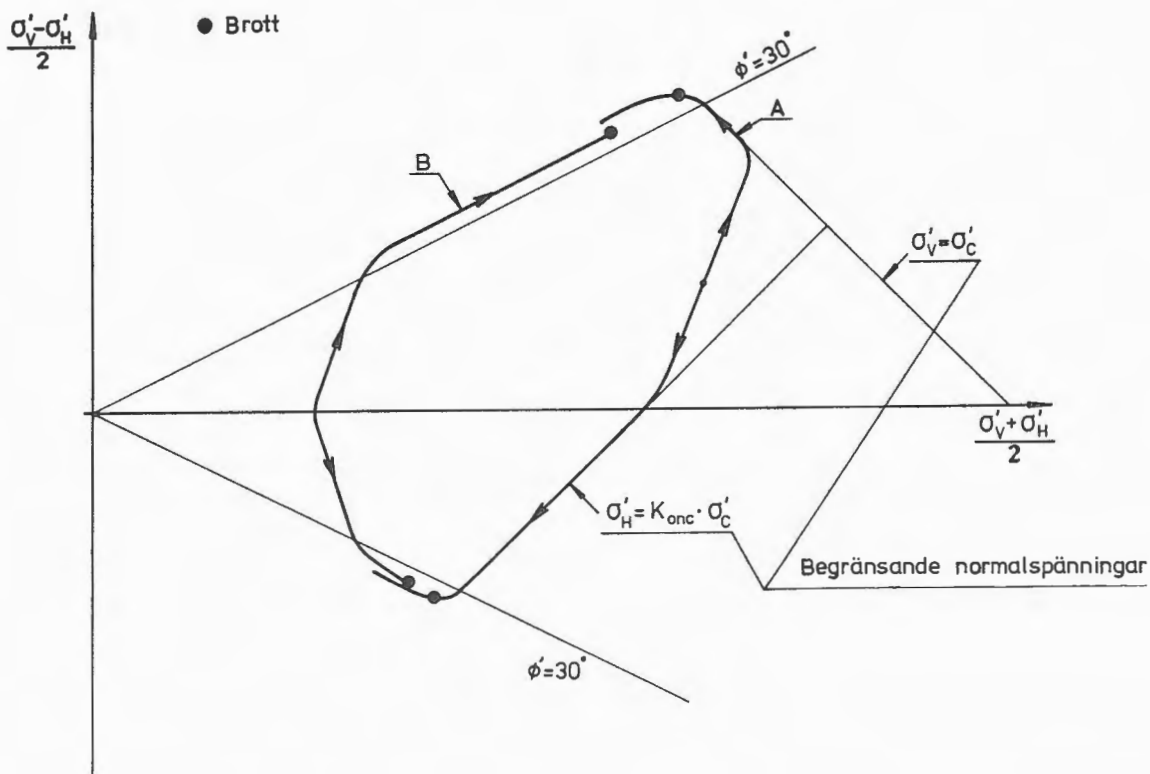


Fig. 10. Typiska spänningsvägar i lös lera vid triaxialförsök med normal deformationshastighet [7].

För en punkt under en uppfylld bank innebär detta att portrycken ökar långsammare än ökningen i vertikallast tills den effektiva vertikalspänningen når förkonsolideringstrycket. Därefter blir ökningen i portryck lika med ökningen i vertikaltryck (kurva A i Fig. 10). Är jordens överkonsolideringsgrad högre än cirka 2, kan dock spänningsvägen upp till skjuvbrott bli sådan att kritiska skjuvspänningar uppnås utan att de effektiva vertikalspänningarna riktigt nått upp till förkonsolideringstrycket. I detta fall förändras portrycksutvecklingen då de effektiva skjuvhållfasthetsparametrarna mobiliserats (kurva B i Fig. 10).

### 5.3 FÄLTFÖRSÖK

Utvecklingen av portryck och deformationer har studerats under ett stort antal bankar.

#### Portrycksutveckling

I de fall jorden varit överkonsoliderad har man kunnat konstatera att portrycksuppbyggnaden

varit lägre än vad som beräknas för helt odränerade förhållanden tills dess att förkonsolideringstrycket uppnåtts. För spänningar inom det elastiska området där modulen är hög kan således en viss konsolidering ske inom den tid som en normal uppplastning tar.

För lera med en överkonsolideringsgrad lägre än cirka 2,5 uppstår en radikal förändring i portrycksutvecklingen när de effektiva vertikalspänningarna når förkonsolideringstrycket. För vidare spänningsändringar motsvaras ökningen i vertikaltryck direkt av en motsvarande ökning i portryck så att den effektiva vertikalspänningen ej överskrider förkonsolideringstrycket, Fig. 11.

Skillnaden i maximal överkonsolideringsgrad för denna typ av portrycksutveckling från ca 2 i de fullständigt odränerade laborieförsöken till cirka 2,5 i fält beror på att en viss dränering sker i fält.

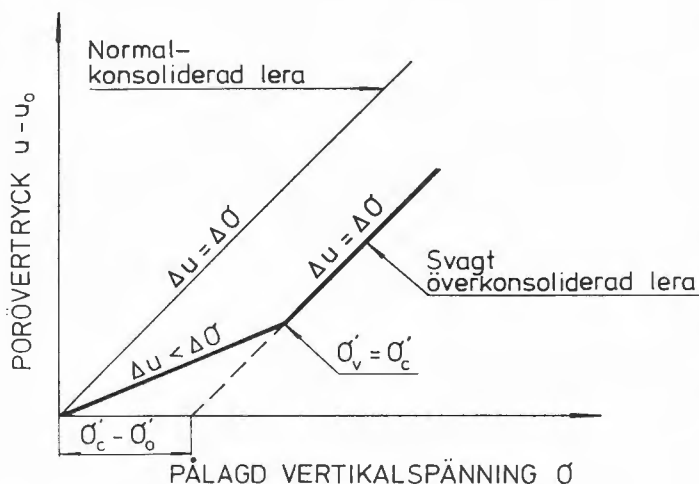


Fig. 11. Typisk portrycksutveckling vid upplastning av en vägbank [7].

### Förkonsolideringstryck

Den observerade portrycksutvecklingen i fält, liksom utvecklade sättningar för bankar med en mycket gradvis ökning av lasten, har använts för att kalibrera de förkonsolideringstryck som utvärderas ur ödometerförsöken.

Det har på detta sätt kunnat visas att de ödometerförsök som utförs och utvärderas enligt standardförfarandena ger förkonsolideringstryck som mycket väl motsvarar de spänningar i fält där stora förändringar uppstår såväl i portrycksutveckling som sättningar.

Likåsa har man genom att mäta horisontaldeformationerna under släntfoten kunnat visa att först då de effektiva vertikalspänningarna når förkonsolideringstrycket får man horisontaldeformationer som motsvarar de vertikala sättningarna och det blir relevant att anta odränerade förhållanden och  $v = 0,5$ .

### Deformationer

Långtidsobservationer av sättningar för spänningsnivåer under förkonsolideringstrycket har endast utförts i ett fall, men dessa tyder på att de sekundära kompressionerna startar vid en spänningsnivå av cirka  $0,8 \cdot \sigma'_c$  och sedan ökar med ökande spänningar, Fig. 12.

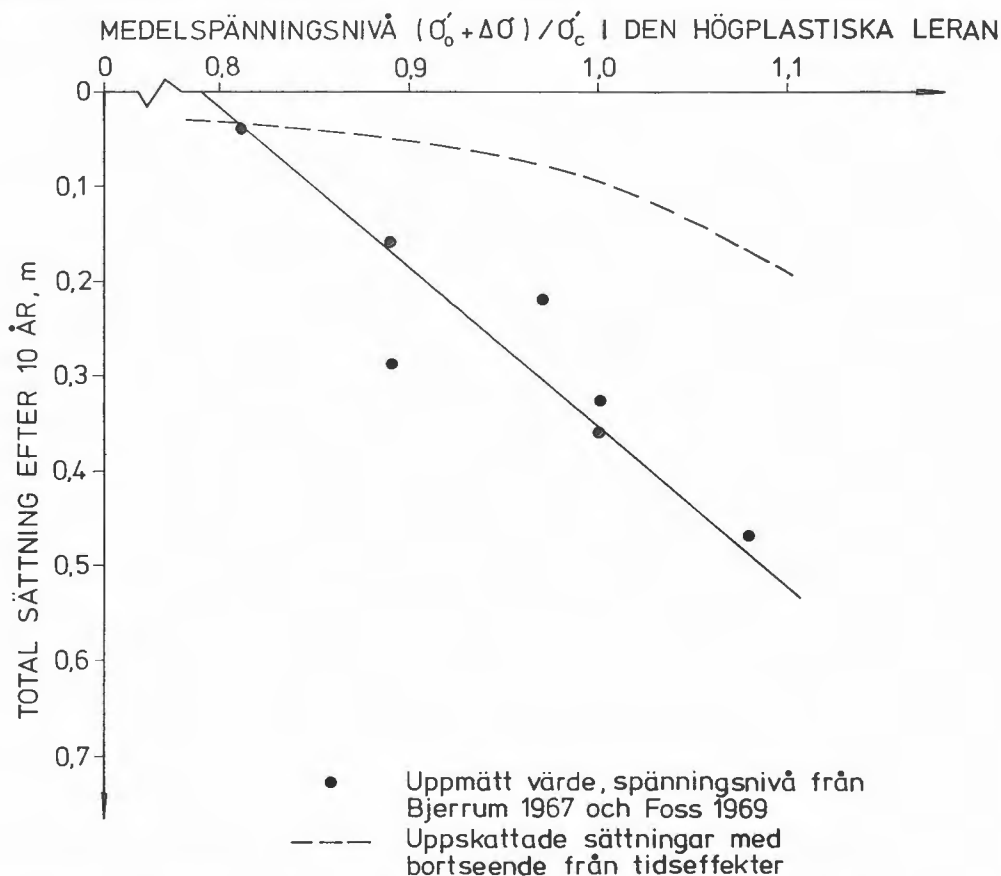


Fig. 12. 10-års sättningar för byggnader i Drammen som funktion av spänningsnivån i det övre höglplastiska lerlagret [7].

Långtidsobservationer i fält av deformationer som utvecklas vid belastning över förkonsolideringstrycket visar att sättningarna blir betydligt större och utvecklas betydligt hastigare än vad som beräknas utan beaktande av hastighets-effekter.

De horisontella deformationerna har visat sig fortsätta lång tid efter upplastningen men avtar i förhållande till sättningen och avstannar ur praktisk synvinkel med tiden.

### **Portrycksutjämning**

Portrycksutjämningen sker mycket långsammare än vad som beräknas utan beaktande av tidseffekter. Betydande porövertryck kvarstår då den slutsättning som beräknats utan beaktande av hastighetseffekterna uppnåtts och sättningarna fortsätter utan tendens till att avstanna på annat sätt än att sättningen i stort är linjär mot logaritmen för tiden.

### **Utveckling av förkonsolideringstryck och skjuvhållfasthet**

Undersökningar på prover som tagits under bankarna visar att kvasi-förkonsolideringstryck utvecklas som är betydligt högre än de största vertikala effektivspänningar som rått i jorden. Likaså visar hållfasthetsprovningar under bankarna att skjuvhållfastheter utvecklas som motsvarar dessa kvasi-förkonsolideringstryck.

### **Slutsats**

För att kunna prognosticera den observerade utvecklingen i fält fordras en beräkningsmetod som tar hänsyn till kompressionsegenskapernas tidsberoende.

### **Naturlig överkonsolidering**

En annan observation som har kunnat göras i fält är att naturlig jord som regel har en viss överkonsolidering som har skapats under den tid som förflutit sedan dess avsättning och under vilken sekundära sättningar utvecklats för dess egenvikt och klimatiska faktorer. Denna överkonsolidering kan vara endast någon eller några kPa i mitten av tjocka lager av lös "normalkonsoliderad" lera som aldrig varit utsatt för någon extra överlast och i vilka mycket långsam konsolide-

ring pågår, bl.a. på grund av landhöjningen. Närmare dränerande skikt ökar överkonsolideringsgraden ( $OCR = \sigma'_c / \sigma'_o$ ) och är vid skiktgränsen normalt minst i storleken 1,25. För jord som utsatts för en verklig överlast och avlastats gäller oftast högre överkonsolideringsgrader.

Denna överkonsolidering, även då den är liten, måste beaktas vid beräkningar med tidsberoende kompressionsegenskaper. Görs inte detta startar maximala krypsättningar omedelbart vid beräkningsstart även vid en endast marginell lastförändring.

### **5.4 INVERKAN AV KOMPRESSIONSEGENSKAPERNAS TIDSBEROENDE PÅ SÄTTNINGENS STORLEK**

Många försök har gjorts att skapa tumregler för tillskottssättningar på grund av krypeffekter. Någon enkel och generell modell för överslagsberäkning av sättningarnas storlek i olika tidsperspektiv med anledning av kompressionsegenskapernas tidsberoende finns dock inte och låter sig inte göras. En jordprofil kan inte förenklas till ett eller ett fåtal homogena lager med identiska egenskaper vid sättningsberäkning. Än mindre kan en sådan förenkling göras vid en jämförelse av sättningar beräknade med och utan hänsyn till parametrarnas tidsberoende. Detta beror dels på att relationerna mellan moduler och tidsberoende inte är konstanta utan är beroende av spänningsnivå och deformationshistoria, dels på att hela kompressionsprocessen regleras av permeabilitet, dräneringsvägar och samspelet mellan de olika jordlagren i profilen. Inverkan av kompressionsegenskapernas tidsberoende och dess utveckling med tiden blir därför en unik funktion för varje lastfall och jordprofil.

### **Större sättning**

Försök att få en grov uppskattning av storleksordningen har gjorts [32]. Dessa visar som väntat att den beräknade sättningen under hela deformationsförloppet blir större då hänsyn tas till kompressionsegenskapernas tidsberoende och att den relativa skillnaden ökar med tiden. Att sättningen beräknad med hänsyn tagen till tidsberoendet med tiden blir mer än dubbelt så stor som eljest är vanligt i leror med relativt hög vattenkvot. Ök-

ningen av den relativa skillnaden i beräknade sättningar med tiden går fortare vid högre permeabilitet i jorden. Motsvarande förhållanden kan observeras vid verkliga sättningsuppföljningar.

Generellt ökar den relativa skillnaden i beräknade sättningar då både modul ( $M$ ) och tidsberoendet ( $\alpha_s$ ) ökar. En ökande modul ger lägre sättningar beräknade utan hänsyn till tidsberoende och ett ökat tidsberoende ger större beräknade tillskottssättningar på grund av dessa effekter.

### Överkonsolidering komplicerar bilden

I normalkonsoliderad jord minskar skillnaden generellt med ökande tillskottslast. De flesta jordprofiler är dock mer eller mindre överkonsoliderade, speciellt i de lager som ligger ytligt eller nära dränerande skikt. Detta komplicerar bilden avsevärt. Är jorden tillräckligt överkonsoliderad blir det ingen påtaglig skillnad i beräknade sättningar beroende på tidsberoende. Är jorden svagt överkonsoliderad når skillnaden i beräknade sättningar för det enskilda lagret ett maximum då summan av den initiella vertikalspänningen och tillskottsspänningen sammanfaller med förkonsolideringstrycket. För jordprofilen som helhet, där såväl överkonsolideringsgrad som tillskottsspänningar varierar, når den relativa skillnaden i beräknade sättningar ett maximum vid en tillskottslast som kan variera med såväl de inbördes relationerna i egenskaper mellan de olika lagren som vilket tidsperspektiv som studeras. Också faktorer som lastens geometri, jordlagrens tjocklek och lastspridningen får en avsevärd betydelse liksom de lastförändringar som inträffar under konsolideringsprocessen.

Någon enkel men praktiskt användbar modell för inverkan av deformationsegenskapernas tidsberoende på de beräknade sättningarnas storlek låter sig därför inte göras. Behovet av en sådan modell har i praktiken också försvunnit med den utveckling som skett på datorsidan. De beräkningar som bara för något år sedan krävde tillgång till en större dator kan idag utföras på persondatorer.

## 5.5 EXEMPEL PÅ UPPMÄTTA OCH BERÄKNADE SÄTTNINGAR

Undersökningar och sättningsprognoser utförs av institutet för såväl konsultation som forskning. I flera fall görs sättningsuppföljningar under många år varvid prognostiserade och verkliga sättningar kan jämföras, se t ex [7], [29], [30].

Här redovisas tre exempel på praktikfall i full skala i fält där sättningsförloppen under utlagda bankar följts upp; en provfyllning som lagts ut i forskningssyfte och där undersökningarna är mycket omfattande samt två vägbankar med mer normal omfattning av undersökningarna.

### PRAKTIKFALL I:

#### Provfyllning i Lilla Mellösa

Denna provfyllning med basmått 30 x 30 m lades ut på 14 m lös lera år 1947. Fyllningen består av 2,5 m grus med ursprunglig släntlutning 1:1,5. Lastökningen var cirka 41 kPa. Sättningarna har sedan följts upp under mer än 40 års tid och observationerna fortsätter. Detaljerade undersökningar av sättningsfördelning med djupet, kvarstående porvattenövertryck och förändringar i jordens egenskaper har utförts vid olika tidpunkter.

Kompletterande undersökningar av jordens egenskaper i obelastat tillstånd har utförts allteftersom nya och förfinade metoder framkommit.

#### Jordprofil

Jordprofilen i naturlig mark i Lilla Mellösa visas i Fig. 13.

Överst finns ett cirka 0,3 m tjockt matjordslager som skrapades bort innan fyllningen lades ut. Torrskorpan är ovanligt tunn och består av organisk jord. Den sprickiga delen är endast en halv meter tjock och underlagras av lös lera. Leran har en organisk halt av cirka 5 % direkt under torrskorpan. Halten minskar med djupet och är mindre än 2 % på djup större än 6 å 7 meter. Vattenkvoten är ungefär lika med flytgränsen och minskar från 130 % i de övre lagren till 70 % i bottenlagren. Under 10 m djup är leran varvig. Varven är först diffusa men blir mer markerade med djupet. På 14 m djup finns ett tunt sandlager ovanpå berg.

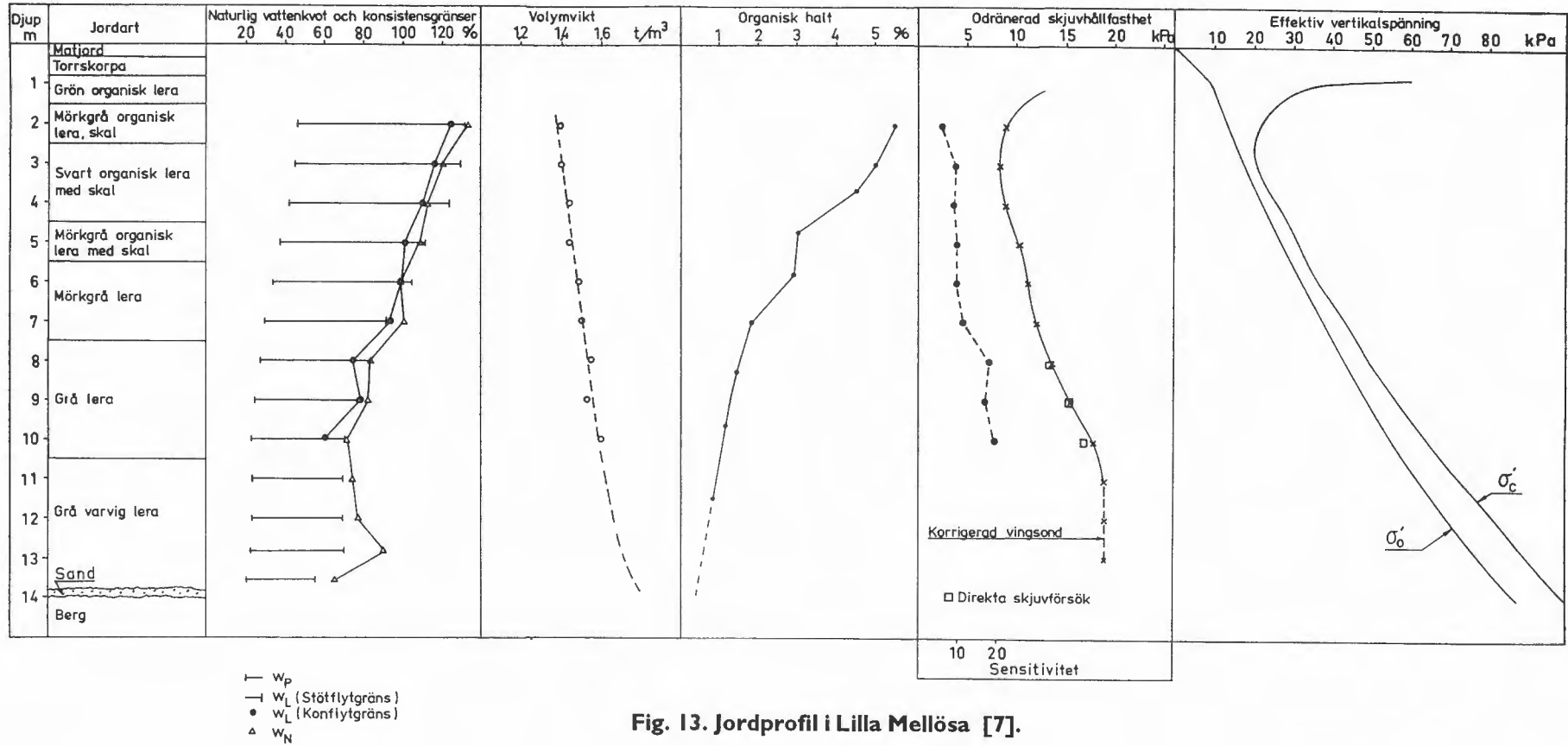


Fig. 13. Jordprofil i Lilla Mellösa [7].

Lerans odränerade skjuvhållfasthet har ett minimum av 8 kPa på 3 m djup och ökar sedan mot djupet. Överkonsolideringen i den organiska leran mellan 2 och 6 m djup uppgår endast till cirka 3 kPa men ökar sedan till cirka 12 kPa i den undre delen av profilen. Porvattentrycket är hydrostatiskt från 0,8 m under markytan.

### Uppmätta och beräknade sättningar

Sättningen under upplastningstiden som var 25 dagar uppgick till 0,07 m. Motsvarande beräknade elastiska sättningar var 0,10 m.

I Fig. 14 visas de uppmätta och beräknade sättningarna samt uppmätta och beräknade sättnings-

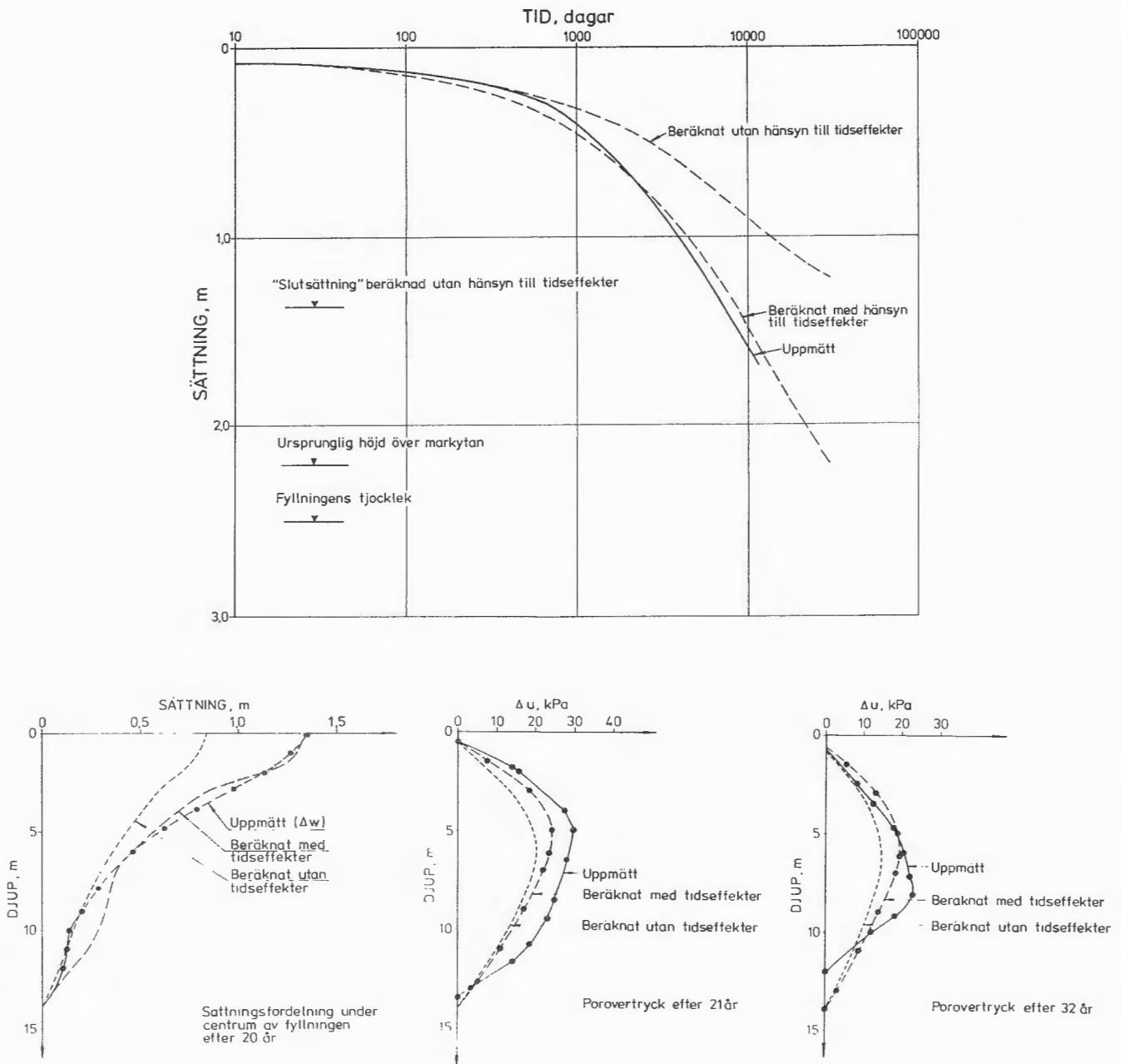


Fig. 14. Uppmätta och beräknade sättningar i Lilla Mellösa [7].

a) totalsättning

b) fördelning av sättningar och portryck i jordprofilen vid olika tidpunkter efter pålastningen.



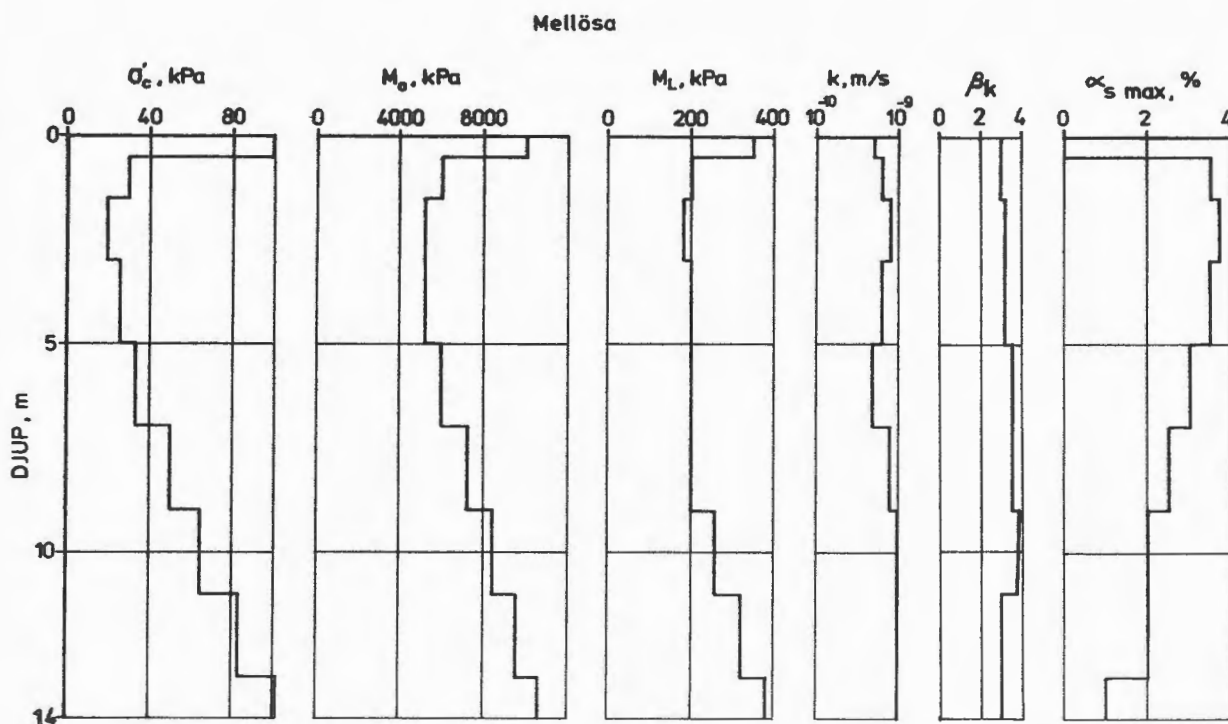


Fig. 15. Kompressions- och permeabilitetsparametrar i Lilla Mellösa utvärderade ur ödometerförsök [7].

och porövertrycksfördelningar vid olika tidpunkter. Konsolideringssättningarna har beräknats såväl med hänsyn till kompressibilitetens tidsberoende som utan. De använda parametrarna som utvärderats ur ödometerförsök visas i Fig. 15.

Den "slutsättning" som beräknas utan hänsyn till tidseffekterna är strax under 1,4 m. Denna sättnings uppnåddes efter 19 år (1966). Vid denna tidpunkt uppgick de kvarstående porövertrycken till cirka 30 kPa och sättningarna fortsatte. 1979, 32 år efter upplastningen, uppgick sättningarna till 1,65 m och de kvarstående porövertrycken var över 20 kPa. Sättningarna uppgår idag (1992) till över 1,8 m och fortsätter att öka.

Av Fig. 14 framgår att kompressionsegenskapernas tidsberoende måste tas med i beräkningarna för att sättningarnas storlek och tidsförlopp skall kunna förutsägas. Görs inte detta, blir de verkliga sättningarna i detta fall ungefär dubbelt så stora som de beräknade efter cirka 10 år och framöver och de beräknade "slutsättningarna" överskrids med tiden med stor marginal. Att skillnaden inte kan hänföras till hastigare portrycksutjämning än beräknat framgår av de uppmätta porövertrycken

och att den inte beror på sidorörelser är kontrollerat.

## PRAKTIKFALL 2: Vägbank på E4 mellan Råneå och Strömsund

Utbyggnaden av E4 mellan Råneå och Strömsund påbörjades 1982. På den aktuella sträckan är vägbanken 9,5 m bred och den utfylldes i huvudsak med hyttsten till 1,1 m höjd. Sättningarna följs i horisontella slangar under vägbanken. Då sättningarna visade sig bli större än förväntat justerades höjden inom ett år med ytterligare 0,45 m fyllning. Här redovisas profil, beräkningar och uppmätta sättningar för sträckan 4/720 - 5/180.

### Jordprofil

Den lösa jorden består av ett cirka 9 m tjockt lager av något gyttjig, sulfidfärgad lera som överlagras friktionsjord. Porvattentrycket kan antas vara hydrostatiskt från 0,75 m under markytan och leran är i stort sett normalkonsoliderad från 4 m djup och nedåt. Den odränerade skjuvhållfastheten varierar mellan 6 och 14 kPa. Jordlagerindelningen och en del av beräkningsparametrarna visas i Fig. 16.

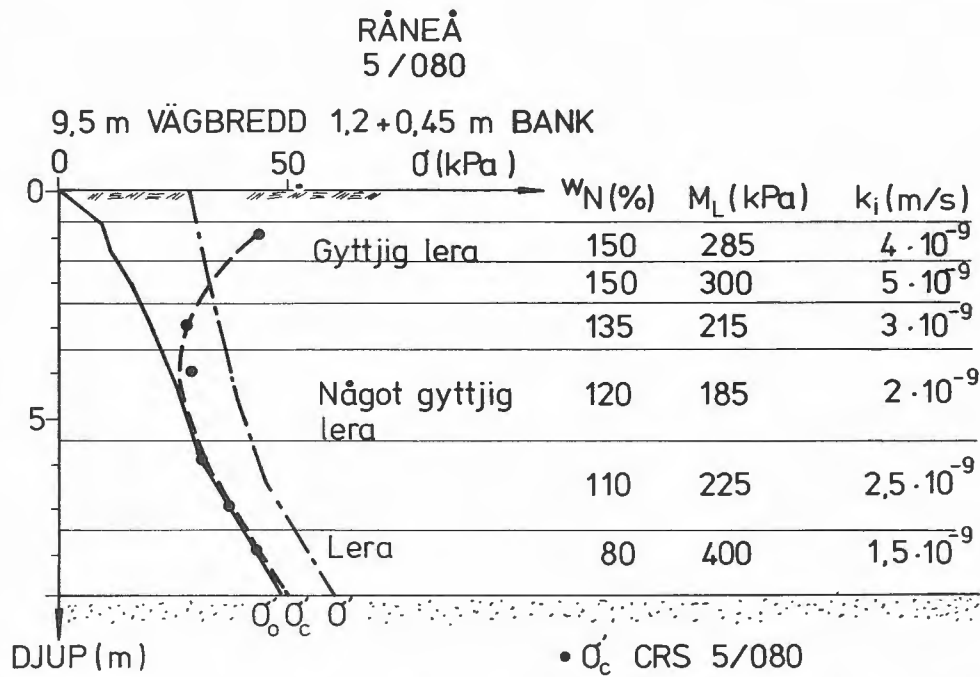


Fig. 16. Sammanställning av de geotekniska förhållandena i sektion 5/080 på Europaväg 4, delen Råneå-Strömsund [29].

### Uppmätta och beräknade sättningar

I Fig. 17 visas medelvärdet av de uppmätta sättningarna i vägmitt samt beräknade sättningar med och utan tidsberoende hos kompressions-

egenskaperna. Som framgår av figuren är den verkliga sättningen mycket större och sker med betydligt större hastighet än den som beräknas utan hänsyn till parametrarnas tidsberoende. Ef-

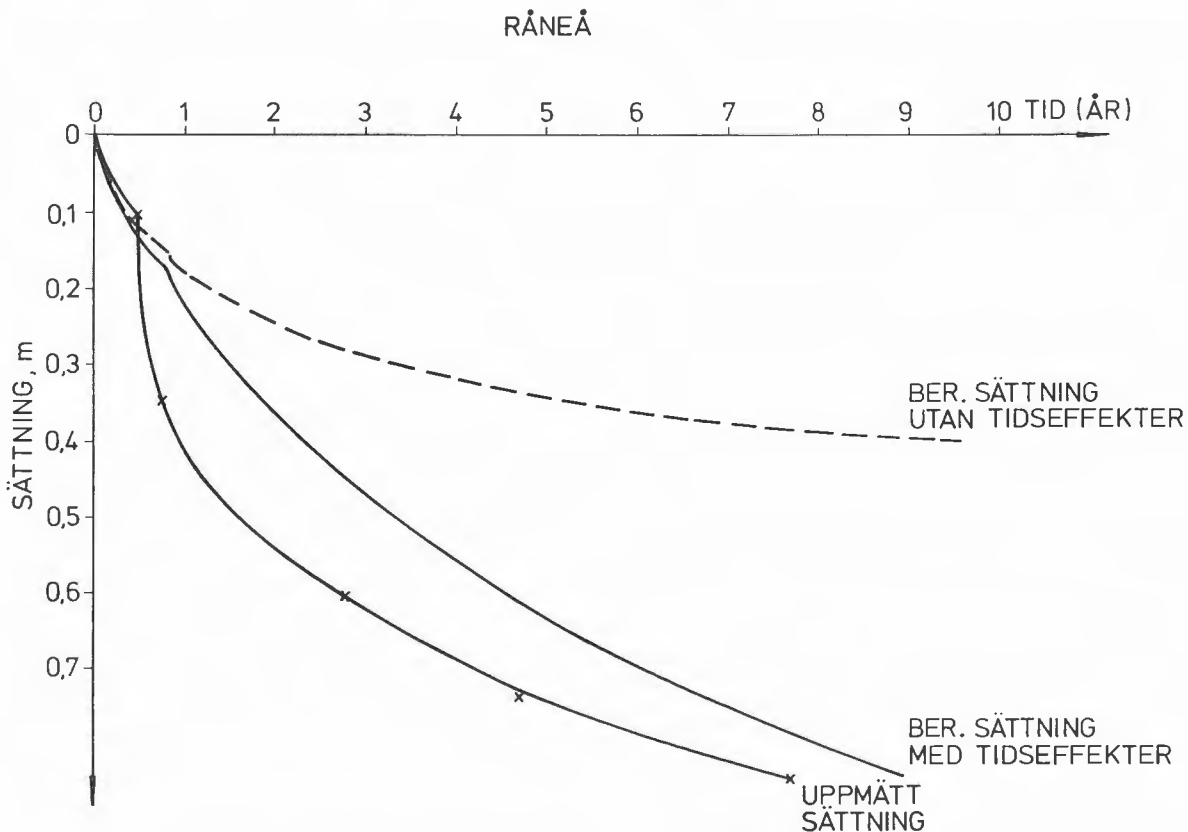


Fig. 17. Tids-sättningsförloppet för sträckan 4/720-5/180 på Europaväg 4, delen Råneå-Strömsund [29].

ter cirka 5 år var de uppmätta sättningarna mer än dubbelt så stora som de som beräknats på detta vis, 0,75 respektive 0,33 m, och skillnaden ökar med tiden. Beräkning av sättningarna med iakttagande av kompressionsegenskapernas tidsberoende ger sättningar och tidsförlopp som visar en godtagbar överensstämmelse med de uppmätta värdena.

### PRAKTIKFALL 3:

#### Vägbank på E3 mellan Västra Åby och Adolfsberg

Vägbanken ingår i en motorvägssträcka mellan Mariestad och Örebro. Väg E3 har här dubbla körbanor med vardera 12 m krönbredd. Mittskiljeremsan är cirka 16 m bred och bankhöjden är 1,4 m. Den aktuella sektionen 20/800 är utförd utan förstärkningsåtgärder men ligger i anslutning till en sträcka där vertikaldränering med överlast utförts. Den detaljerade belastningshistorien under byggnadstiden är oklar. Den första uppfyllnaden av vägbanken gjordes i juli 1979 och vägen togs i bruk två år senare. Sättningarna

följs genom mätning i horisontella slangar under vägbanken.

#### Jordprofil

På den aktuella sträckan överlagrar ett 5,5 till 7 m tjockt lerlager friktionsjord. En fast torrskorpa med cirka 1 m tjocklek är utbildad. Porvattentrycket är hydrostatiskt från nivån 1 m under markytan och leran är överkonsoliderad med cirka 10 kPa från 2m och nedåt. Lerans odränerade skjuvhållfasthet varierar mellan 10 och 18 kPa. Jordlagerindelningen och en del av beräkningsparametrarna visas i Fig. 18.

#### Uppmätta och beräknade sättningar

De uppmätta och beräknade sättningarna i vägbankens mitt visas i Fig. 19. Som framgår av figuren stämmer sättningarna under upplastningstiden och närmast därefter dåligt med de som beräknats med antagande av en normal jämn upplastning. Långtidsobservationerna visar dock att man måste ta hänsyn till kompressionsegenskapernas tidsberoende för att en godtagbar överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta sättningar skall erhållas.

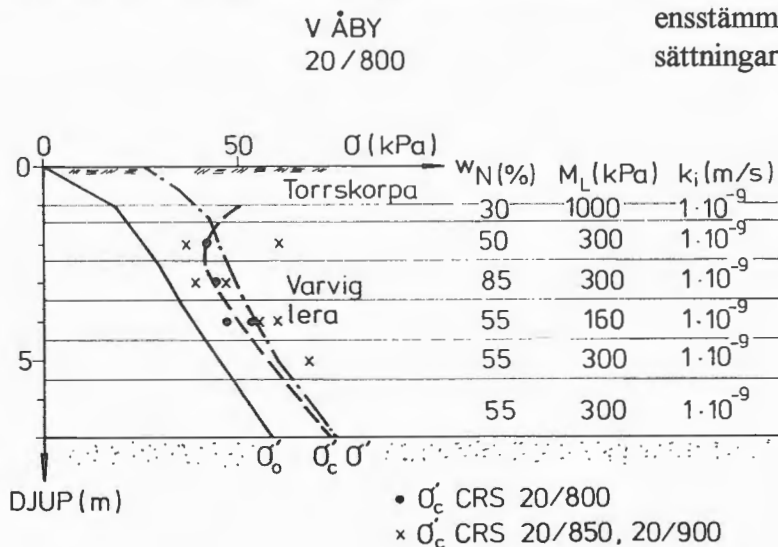
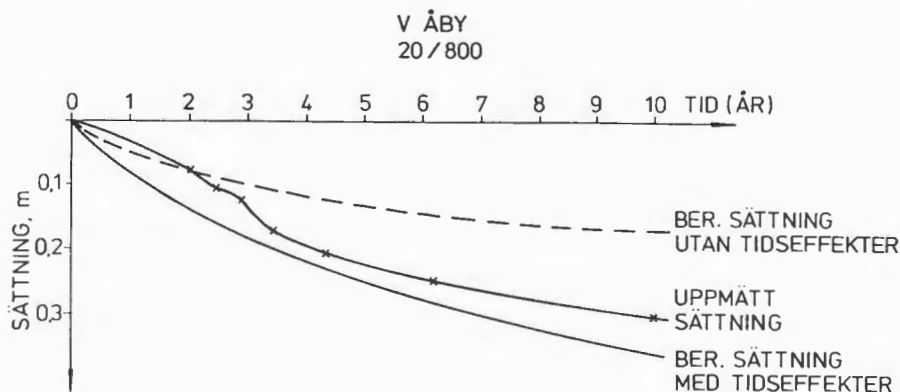


Fig. 18. Sammanställning av de geotekniska förhållandena i sektion 20/800 på Europaväg 3, delen V Åby-Adolfsberg [30].

Fig. 19. Tids-sättningsförloppet i sektion 20/800 på Europaväg 3, delen V Åby-Adolfsberg [30].



# 6.

## Beräkning av spänningsfördelning vid belastning

En noggrann beräkning av spänningsfördelning i olika delar av jorden under en bank är av mycket stor betydelse för beräkning av dels sättningarnas maximala storlek och hastighet, dels av sättningarnas fördelning i bankens tvärsnitt.

Beräkningarna utförs enligt elasticitetsteorin som, trots att jord inte direkt motsvarar antagandet av ett isotropt, idealelastiskt och viktlost medium, är den mest utvecklade metod som idag står till buds.

Beräkning av vertikalspänningar under bankar med godtyckligt tvärsnitt sker genom integration av Boussinesques lösning för spänningar på grund av linjelaster på en halvoändlig homogen isotrop massa [19], Fig. 20.

$$\Delta\sigma_v = \frac{2 \cdot p \cdot z^3}{\pi \cdot a^4}$$

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v \left(\frac{x}{z}\right)^2$$

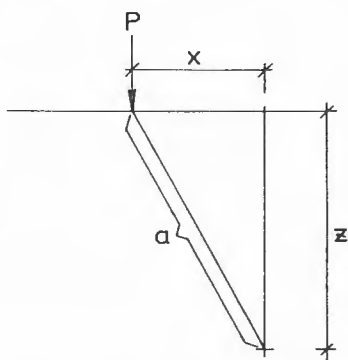


Fig. 20. Beteckningar i Boussinesques lösning för spänningar på grund av linjelast på en halvoändlig homogen isotrop massa.

### SPÄNNINGSBERÄKNING MED DIAGRAM

Vid handberäkningar kan man använda sig av något av de diagram som konstruerats för ändamålet, t ex Osterberg [20], Fig. 21 och 22.

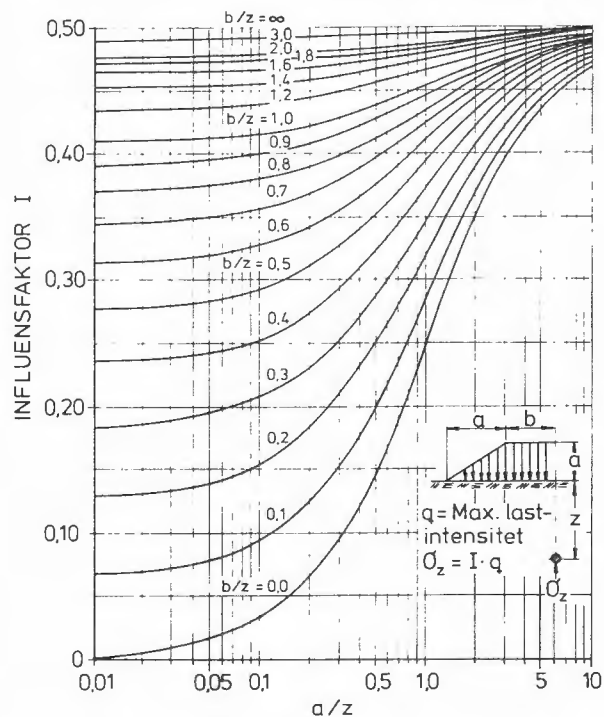


Fig. 21. Osterbergs influensdiagram för beräkning av spänningar under bankar. Diagrammet är konstruerat med hjälp av lösningen för inverkan av en triangulär last av oändlig längd [20].

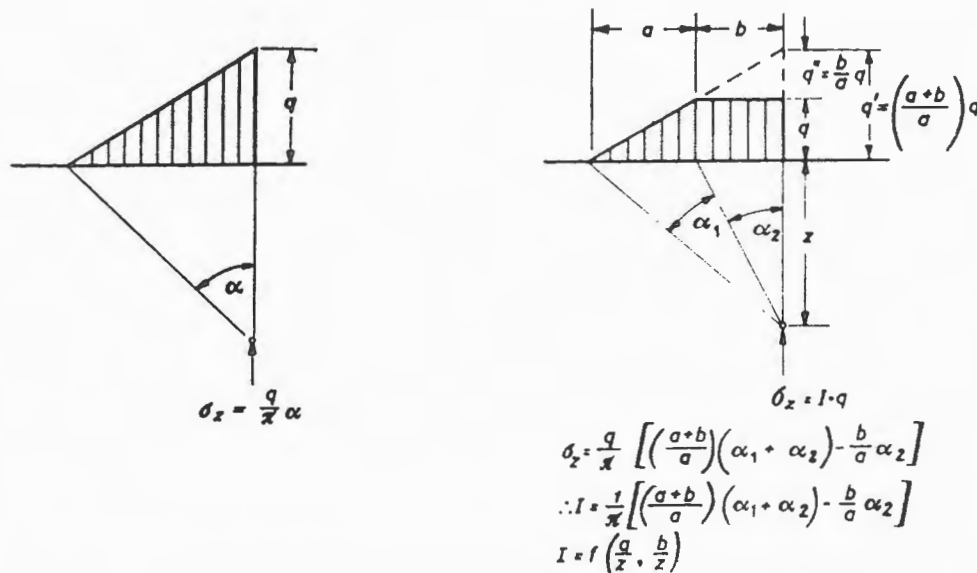
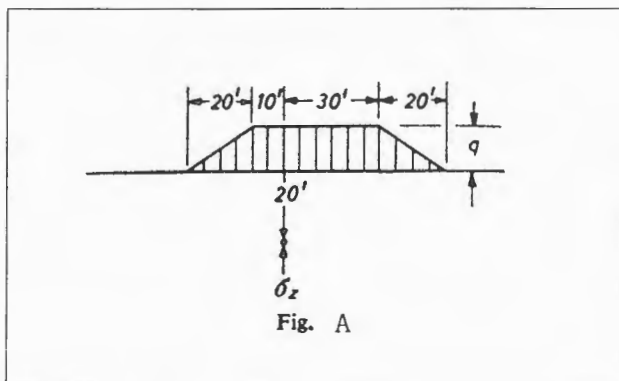


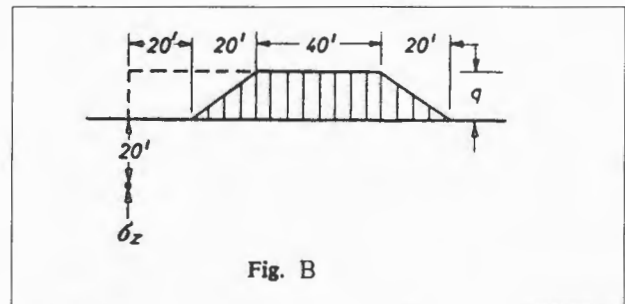
Fig. 22. Ekvationer som använts för konstruktion av Osterbergs diagram [20].

Osterbergs diagram används på så vis att inverkan av flera belastningar med angiven form beaktas och influensfaktorerna summeras.

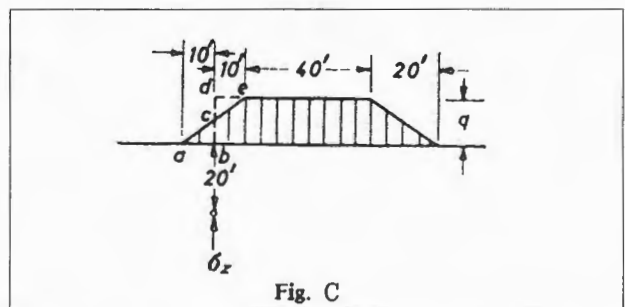
### EXEMPEL på spänningsberäkning:



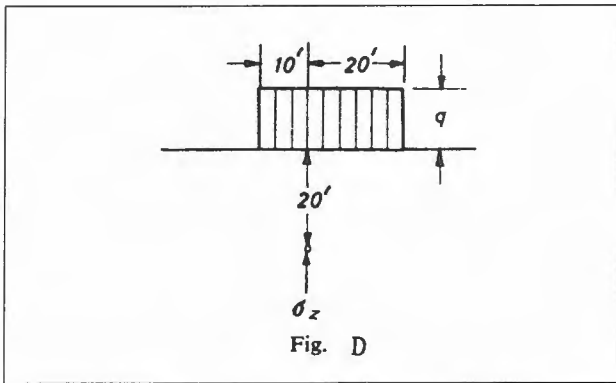
**Exempel A:** Sök vertikalspänningen under en vägbank i den punkt som visas i Fig. A. För vänster sida är  $a/z = 1$ ,  $b/z = 0,5$  och från diagrammet blir  $I = 0,397$ . För höger sida blir  $I = 0,478$  och den totala influensfaktorn blir  $0,397 + 0,478 = 0,875$ . Vertikalspänningen blir  $s_z = 0,875 \cdot q$ .



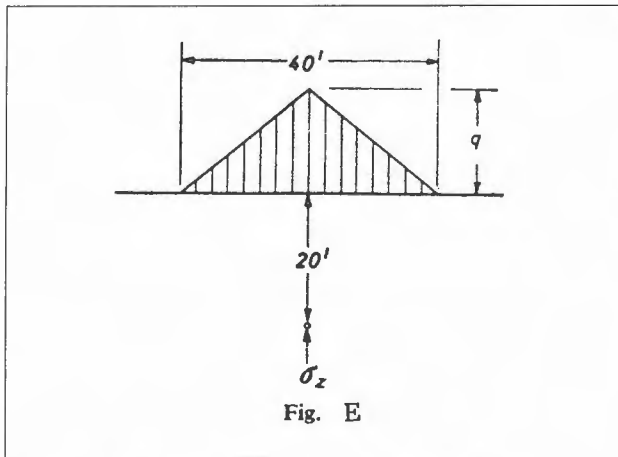
**Exempel B:** Sök vertikalspänningen i den punkt utanför den belastade ytan som visas i Fig. B. Bestäm influensvärdet för banken tillsammans med den streckade imaginära delen ( $a/z=1$ ,  $b/z=4$ ,  $I=0,499$ ) och drag sedan av influensvärdet från den streckade delen ( $a/z=1$ ,  $b/z=1$ ,  $I=0,455$ ). Vertikalspänningen blir  $s_z = 0,044 \cdot q$ .



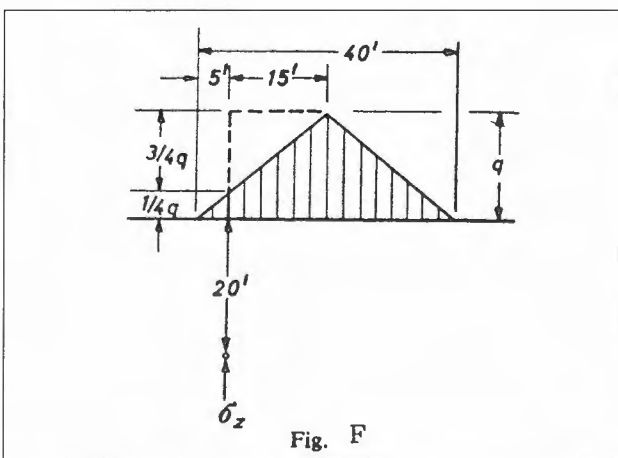
**Exempel C:** Sök vertikalspänningen i en punkt under släntmitt enligt Fig. C. Spänningen från  $abc$  är lika med spänningen från den imaginära triangeln  $cde$ . Spänningen kan därför beräknas med influensfaktorn från en belastning med  $a/z=1$  och  $b/z=2,5$ . Vertikalspänningen blir  $s_z = 0,492 \cdot q$ .



**Exempel D:** Diagrammet kan också användas för jämnt fördelade laster. Spänningen i den punkt som visas i Fig. D beräknas med gränsvärdena för  $a/z = 0,01$ . Felet på grund av att  $a/z$  i verkligheten är 0 blir 4 % för hög influensfaktor för  $b/z = 0,1$ , 2 % för hög för  $b/z = 0,3$  och 1 % vid  $b/z = 0,5$ . För högre värden för  $b/z$  är felet försumbart. Influensfaktorena blir  $b/z=0,5$ ,  $l=0,278 \cdot 0,99 = 0,275$  respektive  $b/z=1,0$ ,  $l=0,410 \cdot 1$ . Vertikalspänningen blir  $s_z = 0,685 \cdot q$ .



**Exempel E:**  $b/z=0$ ,  $a/z=1$ ,  $l_1=l_2 = 0,25$ .  
 $s_z = 0,5 \cdot q$ .



**Exempel F:** Belastningen delas i två delar och utökas med en imaginär del.  $l = 0,08 \cdot 1/4 + 0,474 - 0,203 \cdot 3/4$ .  $s_z = 0,302 \cdot q$ .

## Inverkan av torrskorpa

De elasticitetsteoretiska beräkningarna behöver ofta modifieras med hänsyn till att jorden inte kan idealiseras till ett halvoändligt medium med ideal elasticitet. Överlagras lösa lager av en fast torrskorpa, påverkar detta lastspridningen. Påverkans typ och omfattning beror på torrskorpans karaktär. I starkt uppsprucken torrskorpa sker ingen lastspridning, varför man kan räkna lasten som påförd vid det djup där de stora öppna sprickorna upphör. Detta djup är normalt mycket ringa. För inverkan av en mer homogen torrskorpa på lös jord kan man göra en analogi med att torrskorpan fungerar som en balk med en viss styvhet mot nedböjning. Torrskorpan kan då ersättas av ett lager med samma elasticitetsmodul som den underliggande jorden men med den fiktiva höjden  $h_e$

$$h_e = 0,9 h (E_1 / E_2)^{1/3} \quad [21]$$

där 0,9= empirisk korrektionsfaktor  
 $h$  = torrskorpans verkliga tjocklek  
 $E_1$  = elasticitetsmodul i torrskorpan  
 $E_2$  = elasticitetsmodul i den underliggande jorden

Spänningsberäkningen utförs sedan som för idealelastisk jord men med djupet  $z$  i torrskorpan korrigerat enligt  $z = z_1 \cdot h_e / h$  och i den underliggande lösa jorden korrigerat enligt  $z = z_1 + h_e - h$ .

Jorden kan indelas i flera skikt enligt samma princip under förutsättning att jordens styvhet minskar med djupet.

## Begränsad jordmättighet

Då djupet till fast botten är begränsat, påverkar också detta lastspridning och spänningsfördelning. Vid helt stelt underlag på ett begränsat djup  $h_f$  kan man beräkna spänningen genom att korrigera djupet i beräkningarna enligt elasticitetsteorin för halvoändligt medium. Påverkan av det stela underlaget sträcker sig upp till ungefär halva djupet,  $(0,5 h_f)$ . Från denna nivå beräknas spänningen dels för djupet  $z$ , dels för det korrigerade djupet  $0,75 z$ . Spänningen på djupet  $z$  beräknas

sedan genom interpolation mellan dessa värden för det kompresibla lagrets under hälft som

$$\sigma = \sigma_z + (\sigma_{0,75z} - \sigma_z) \frac{z - 0,5h_f}{0,5h_f}$$

Också i de fall då jordens fasthet snabbt ökar med djupet, kan liknande spänningskoncentrationer uppstå om än mera begränsade. Spänningarna kan då beräknas enligt den generaliserade Bousinesque teori som presenterats av bland andra Fröhlich [22].

### Närmetoder

De närmetoder för spänningsberäkning som presenterats, typ 2:1-metoden, kan inte användas för att beräkna spänningsdistributionen i tvärled och bör också undvikas för beräkning av sättningar överhuvudtaget. Då rådande vertikalspänning, liksom jordens överkonsolideringsgrad, förkonsolideringstryck och kompressibilitet varierar i vertikalled, kan en relativt liten förändring i beräknad tillskottsspänning resultera i mycket stora skillnader i beräknad sättning.

Lika viktigt som att tillskottsspänningarna beräknas korrekt är att de rådande vertikalspänningarna och porttrycken uppskattas med stor noggrannhet.

### Nedpressning under grundvattenyta

Då sättningarna medför att de övre jordlagren eller delar av banken pressas ned under en högt liggande grundvattenyta reduceras lasten med

$$\Delta q = s \cdot (\gamma - \gamma_m + \gamma_w)$$

där  $q$  = last i kPa  
 $s$  = sättning i meter  
 $\gamma$  = tunghet, kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_m$  = tunghet i vattenmättat material, kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_w$  = vattnets tunghet, kN/m<sup>3</sup>

I programmet **EMBANKCO** används elasticitetsteorin och Boussinesques lösning för spänningar på grund av linjelast på en halvoändlig homogen isotrop massa. Korrektion görs för begränsat djup till fast botten och nedpressning under grundvattenytan.

# 7.

## Beräkning av initiella deformationer

Vid belastning av en begränsad markyta uppstår skjuvdeformationer. Den sättning som uppstår i en bank på grund av  $s$  k elastiska skjuvdeformationer, där horisontalrörelser uppstår utåt vid släntfötterna och motsvarande vertikalrörelse uppstår i banken, beräknas med elasticitetsteori. Normalt antas helt odränerade deformationer,  $\nu = 0,5$ , och trots att deformationerna är delvis tidsberoende beräknas de som om de uppstod i samma takt som belastningen påförs.

De elastiska sättningarna är normalt små vid vanligen använda säkerheter mot brott men kan bli betydande vid låga säkerheter och i organisk och högplastisk jord. Vid beräkning av de initiala sättningarna delas lastytan upp i rektangulära delar med hörn i den punkt för vilken sättningen skall beräknas [23], **Fig. 23**.

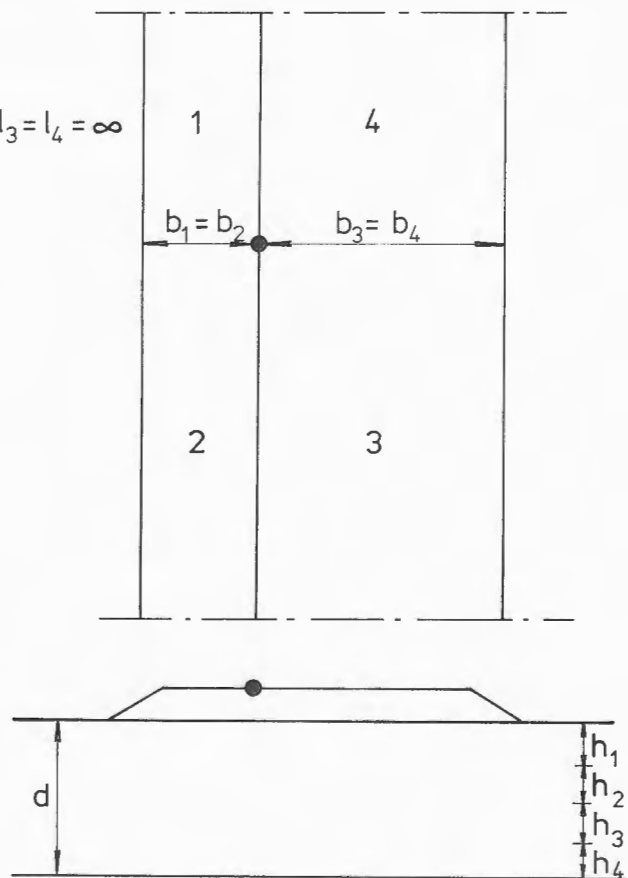
Med antagande av  $\nu = 0,5$  beräknas sedan sättningen i hörnen som

$$S_h = \frac{q \cdot b}{E} \cdot 0,75 F_1$$

Faktorn  $F_1$  för  $l/b = \infty$  fås ur **Fig. 24**.

Sättningarna för hörnpunkterna i de rektangulära delytorna adderas sedan för att få sättningen i den aktuella punkten.

Uppdelningen i delrektanglar kan utvecklas vidare i de fall geometri och lastintensitet varierar.



**Fig. 23.** Uppdelning av en långsträckt bank i rektangulära lastytor.

De visade diagrammen gäller enbart för mycket långa bankar. Metoden kan användas för alla geometrier och  $\nu$ -värden, men med andra funktioner för faktorerna  $F$  och  $\mu$ . Dessa kan studeras i SGI Meddelande Nr 10 från 1972 eller Handboken BYGG från samma år [24].



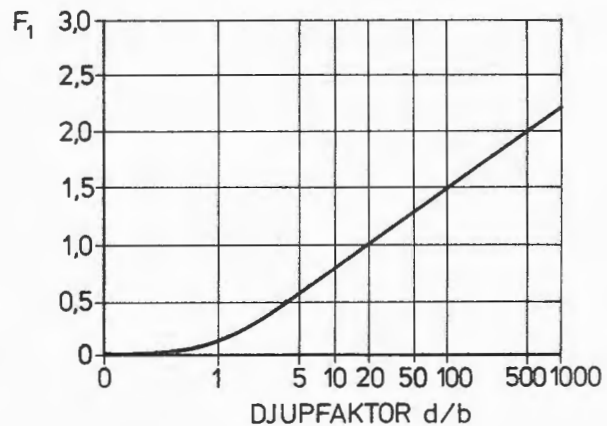
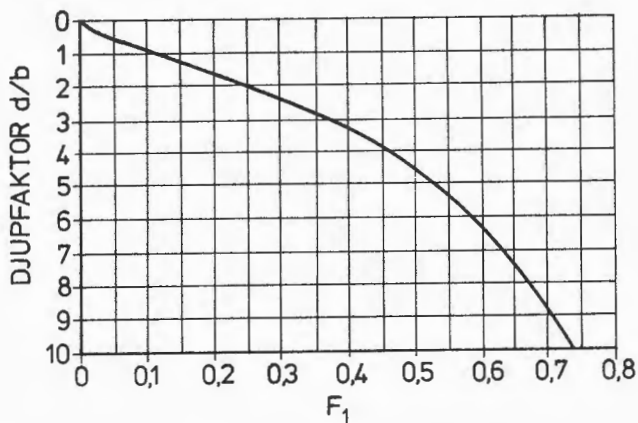


Fig. 24. Diagram för faktorn  $F_1$  då  $l/b = \infty$

Hänsyn måste tas till att elasticitetsmodulerna varierar i olika lager. Vid ringa djup ( $d/b \leq 3$ ) ökar influensfaktorn ungefär rätlinjigt mot djupet och elasticitetsmodulen kan då väljas som ett harmoniskt medelvärde för hela djupet.

$$\frac{d}{E} = \frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2} + \frac{h_3}{E_3} + \dots + \frac{h_n}{E_n}$$

Vid större relativa djup och noggrannare beräkningar räknas sättningen som summation av sättningen i de olika lagren som

$$S_h = q \cdot b \cdot 0,75 \left( \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(F_{i+1} - F_i)}{E_i} + \frac{F_{in}}{E_n} \right)$$

där  $E_i$  = elasticitetsmodulen i lager  $i$  och  
 $F_i$  = influensfaktorn vid djupet  $d_i$  som är avståndet från markytan till överkanten av lager  $i$ .

**Beräkning av initiala deformationer på grund av horisontalrörelser ingår normalt inte i beräkningsprogram för endimensionell konsolidering utan dessa beräknas separat. Detta gäller även programmet EMBANKCO. Vid noggrannare prognoser där initialsättningarnas storlek är av betydelse beräknas dessa först. De påföljande konsolideringssättningarna beräknas sedan med geometri och laster som justerats med hänsyn till initialsättningarna.**

## 8.

# Beräkning av konsolideringssättningar vid endimensionell konsolidering

### 8.1 PRINCIP FÖR BERÄKNING AV KONSOLIDERINGSFÖRLOPP

Beräkning av konsolideringsförloppet för bankar på lös jord baserar sig på att portrycket ökar till följd av belastning och att den då uppkomna gradienten medför ett vattenutflöde ur jorden. Denna vattenströmning beräknas normalt ske endast i vertikalled. Då dränerande skikt finns inbäddade i lerlagren, betraktas vattenströmningen i vertikalled mellan dessa skikt.

I de fall där belastningsytan är liten i förhållande till det kompressibla lagrets tjocklek, kan inverkan av porvattenströmning i horisontalled inte försummas. Detta gäller speciellt cirkulära och kvadratiska plattor. För bankar kan man normalt bortse från horisontell vattenströmning utöver den som sker i de dränerande skikten. En viss inverkan av den horisontella vattenströmningen finns dock alltid på sättningshastigheten i bankens yttre delar. Sättningen i dessa delar blir därför något större och sker hastigare än vad som beräknas vid endimensionell konsolidering.

#### Beräkning för ett lager med konstanta parametrar

Vid beräkning av konsolideringsförloppet utan hänsyn till hastighetseffekter används ekvationen [1]

$$\frac{\delta u}{\delta t} = -M \frac{\delta v}{\delta z}$$

$$\text{eller } \frac{\delta u}{\delta t} = \frac{M}{g \cdot \rho_w} \cdot \frac{\delta}{\delta z} \left( k \frac{\delta u}{\delta z} \right)$$

där  $u$  = porvattenövertrycket  
 $v$  = porvattnets strömningshastighet  
 $t$  = tiden  
 $k$  = permeabiliteten  
 $M$  = kompressionsmodulen  
 $\rho_w$  = porvattnets densitet  
 $z$  = avståndet från den dränerade ytan till det betraktade elementet (Fig. 25).

Resultatet i form av utjämningsgrad för porövertrycken efter en viss tid (konsolideringsgrad) blir en funktion av den initiala porövertrycksprofilen, dräneringsvägarna och jordens kompressionsmodul och permeabilitet. Tidsfaktorn  $T_v$  beräknas ur

$$T_v = \frac{k \cdot M}{g \cdot \rho_w} \cdot \frac{t}{d^2}$$

se Fig. 26.

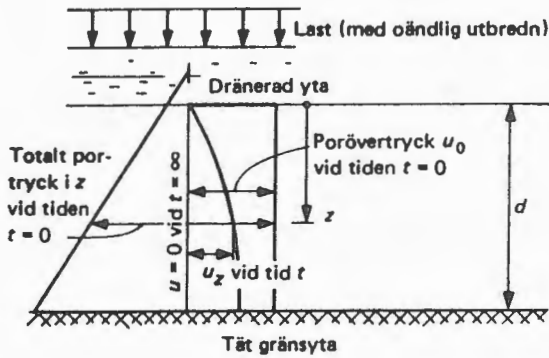


Fig. 25. Portrycksfördelning i ett ensidigt dränerat lerlager på grund av påförd jämnt fördelad last med stor utbredning i relation till lerdjupet [25].

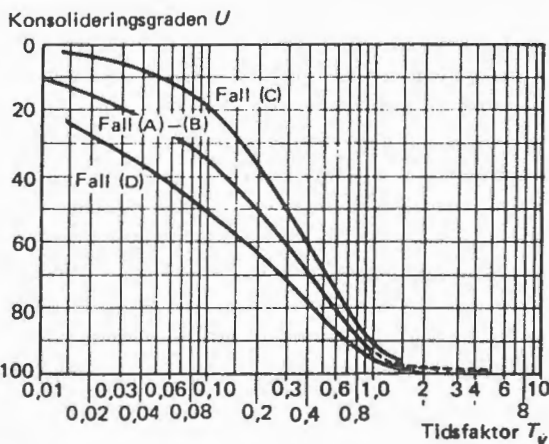
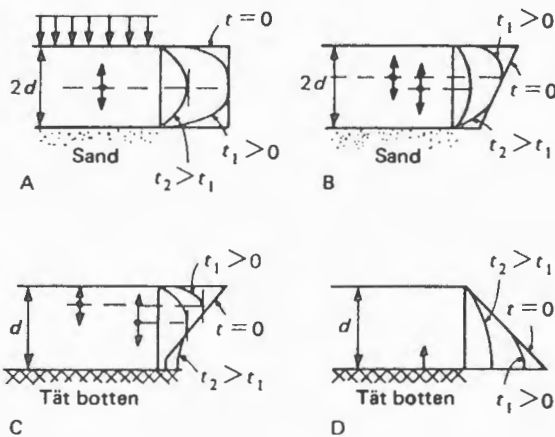


Fig. 26. Tidsfaktor baserad på portrycksekvationen för endimensionell konsolidering enligt Terzaghi [25].

### Beräkning för flerlayersystem

I de flesta fall kan man inte förenkla jorden till ett enda lager med konstant modul och permeabilitet utan jorden måste delas in i flera lager med varierande egenskaper. Det är då inte längre möjligt att lösas ekvationen analytiskt utan detta måste göras numeriskt. En metod för detta, där konsolideringsförloppet kunde bestämmas grafiskt, presenterades av Helenelund (1951) [27].

I denna metod indelas jorden i ett antal skikt så att produkten

$$\frac{k \cdot M}{g \cdot \rho_w}$$

inom varje skikt kan anses vara konstant. Genom att välja ett konstant värde på  $\Delta T_v$  och räkna som om alla skikt hade tjockleken  $\Delta z$  kan man utgående från portrycket vid tiden  $t = 0$  beräkna det kvarstående portrycket efter en viss konsolideringstid. Portrycken efter tiden  $t + \Delta t$  i skiktets mitt erhålls som aritmetiska medelvärdet av portrycken i gränssytorna mot omgivande skikt. På grund av det konstanta värdet av  $T_v$  varierar tjockleken av skikten med hänsyn till kompressionsmodul och permeabilitet så att

$$\Delta z_n = F (k_n \cdot M_n)^{0,5}$$

- där  $\Delta z_n$  = skiktjocklek  
 $F$  = faktor som är lika för alla skikt  
 $k_n$  = permeabilitet i skiktet  
 $M_n$  = kompressionsmodul i skiktet

Då också permeabiliteterna i de olika skikten varierar, måste portrycksgradienterna förändras vid skiktgränserna. Porvattenströmningen på ömse sidor om skiktgränsen är lika, varför enligt Darcys lag

$$k_n \left( \frac{\delta u}{\delta z} \right)_n = k_{n+1} \left( \frac{\delta u}{\delta z} \right)_{n+1}$$

En grafisk konstruktion av detta visas i Fig. 27.

I figuren har porövertrycket vid  $t = 0$  ritats som

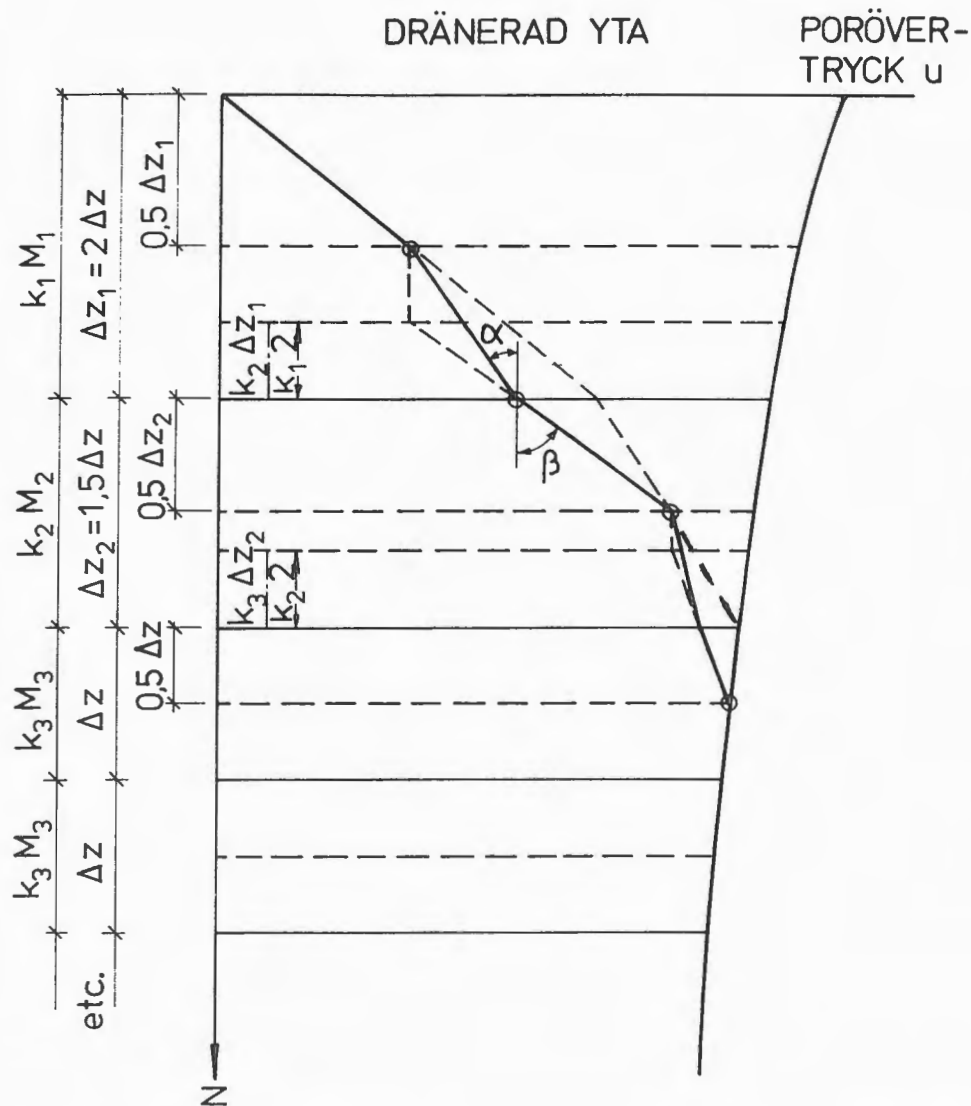


Fig. 27. Helenelunds grafiska metod för bedömning av konsolideringsförloppet [27].

funktion av djupet  $z$ . Skikt där  $k$  och  $M$  kan anses konstanta har valts ut och skiktjocklekarna  $\Delta z$  har valts med hänsyn till värdet av kvadratroten ur  $(kM)$  i förhållande till motsvarande värde i övriga skikt.

Hjälplinjer har ritats i skiktens mitt och på avståndet  $(k_{n+1}/k_n) \cdot (\Delta z_n/2)$  ovanför skiktgränserna.

Portrycken i skiktgränserna beräknas för tidssteget  $\Delta t$  och medelvärden av trycken i skiktgränserna avsätts i mitten av respektive skikt. Portrycksisokronerna i skiktgränserna konstrueras med hjälplinjerna, varvid  $\tan \alpha = (\delta u / \delta z)_n$  och  $\tan \beta = (\delta u / \delta z)_{n+1}$ . Med den gjorda konstruktionen fås  $k_n \cdot \tan \alpha = k_{n+1} \cdot \tan \beta$ , varav följer att Darcys lag följs.

Därefter kan sjunkningen i porvattenövertryck i mitten av varje skikt mätas. Detta motsvarar ökningen i effektivtryck och sättningen i skiktet beräknas med kompressionsmodulen  $M$ .

#### Beräkning med hänsyn till varierande parametrar

Kompression medför att såväl jordens egenskaper som randvillkoren ändras. Kompressionen medför att permeabiliteten minskar och kompressionsmodulen förändras beroende på spänningsnivån. Jordlagrets tjocklek minskar liksom dräneringsvägarna. Dessutom kan lasten förändras, dels på grund av lastreduktion då övre jordlager eller delar av vägbanken hamnat under en högt liggande grundvattenyta, dels på grund av direkta på- eller avlastningar som skett under

tidssteget. Dessa lastförändringar medför portrycksförändringar.

Skär deformationerna också med så låg hastighet och vid sådana spänningar att tidseffekter uppstår måste dessa beaktas. Då också tidsberoende deformationer kräver att motsvarande vattenmängd strömmar ut ur jorden, resulterar dessa effekter i det korta tidsperspektivet i en motsvarande portrycksförhöjning. Även om man för ett kortare tidssteg kan beräkna konsolideringsförloppet med antagandet av konstanta parametrar och randvillkor, så måste dessa efter tidssteget uppdateras med hänsyn till vad som skett under den förlutna tiden och problemet måste omformuleras innan en ny beräkning kan göras för nästa tidssteg.

Lasten av en vägbank förs inte på momentant utan under en viss byggtid. Detta kan beaktas genom beräkning med mycket små tidssteg under denna fas och uppdatering av portrycket med hänsyn till påförd last under varje tidssteg. En grafisk konstruktion som tidigare använts för att korrigera det konsolideringsförlopp som beräknats med antagande av momentan lastpåläggning (streckad kurva C) visas i Fig. 28.

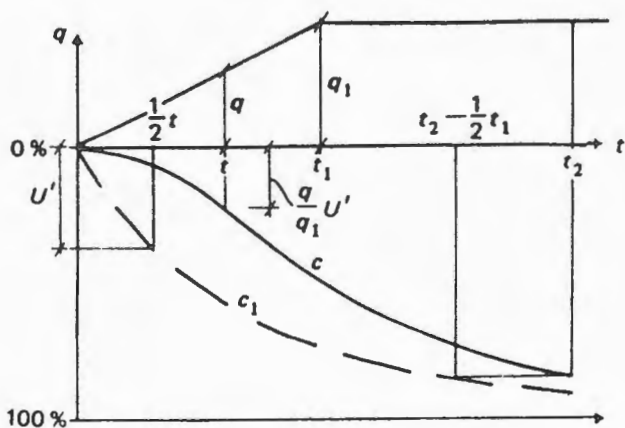


Fig. 28. Grafisk konstruktion av konsolideringskurvan när lasten påförs långsamt, enligt Terzaghi [26].

Innehåller jorden gas i påtagliga mängder förändras tidsförloppet. Detta är emellertid relativt ovanligt i svenska leror och gyttjor. Då markytan belastas, får det ökade portrycket till följd att gasblåsorna direkt trycks ihop enligt Boyle's lag och då sker en initiell omedelbar sättning. Allteftersom porövertrycket utjämnas, växer sedan gas-

blåsorna i storlek, vilket medför att porvattenutströmningen därefter sker utan att en fullt motsvarande sättning och tryckutjämning sker. Dessutom förändras permeabiliteten med gasblåsornas storlek, vilket dock är svårare att beakta. Motsvarande grafiska konstruktion visas i Fig. 29.

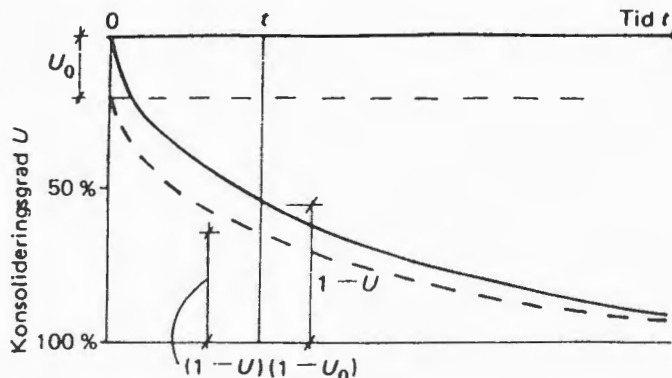


Fig. 29. Grafisk konstruktion av konsolideringskurvan när jorden innehåller gas, enligt Terzaghi [26].  $U_0$  = skenbar konsolidering vid tiden  $t=0$  på grund av gasblåsornas sammantryckning.

## 8.2 MODERNA BERÄKNINGSMETODER

Den noggrannhet med vilken sättningsförloppen kan beräknas beror på hur väl man kan beskriva jorden och randvillkoren, beräkna spänningarna och ta hänsyn till de förändringar i egenskaper och randvillkor som uppträder under dessa processer.

Möjligheten att genomföra detaljerade beräkningar med manuella och grafiska metoder är av praktiska skäl mycket begränsade. Med dagens datorer och modern databehandlingsteknik har dock dessa begränsningar i praktiken undanröjts.

Avancerade datorprogram för beräkning av det endimensionella konsolideringsförloppet i fler-lagersystem utvecklades 1978 [28]. Med dessa har det blivit möjligt att dela in jordprofilen i ett stort antal lager med varierande egenskaper och vattenmättnadsgrader. Laster kan påföras gradvis i olika laststeg, med varierande geometri och konsolideringsförloppen kan beräknas i många små tidssteg, varvid egenskaper och randvillkor kontinuerligt uppdateras.

Jämfört med tidigare beräkningar med förenklade antaganden har resultaten från den senare typen av beräkningar i alla avseenden visat sig överensstämma väsentligt bättre med gjorda observationer av sättnings- och portrycksutjämningsförlopp som gjorts i full skala i fält [7, 29, 30]. De används också sedan flera år rutinemässigt för beräkningar av sättningsförlopp för vägbankar.

### Beräkningsprogrammet EMBANKCO

Med hänsyn till vunna erfarenheter och framförda önskemål om ett mer användarvänligt program som kan användas med dagens persondatorer har programmet EMBANKCO utvecklats i samarbete mellan Vägverket och SGI. Programmet är baserat på de teorier och empiriska erfarenheter som beskrivs i denna skrift.

### Beräkningsförutsättningar

Vid beräkningarna används den något förenklade *jordmodell* som beskrivs i avsnitt 5.2, sidan 22. Förenklingen avser främst svällningsförloppet vid avlastning.

Jordens *kompresibilitet* anges med parametrarna  $M_o$ ,  $\sigma'_c$ ,  $M_L$ ,  $\sigma'_L$  och  $M'$ , utvärderade ur ödometerförsök enligt svensk standard. För lösa normalkonsoliderade jordar kan parametern  $M_o$  uppskattas empiriskt. Lastfaktorn  $b$  antas normalt vara konstant = 0,8.

Kompressionsegenskaperna i skikt och lager av friktionsjord kan beskrivas med den kompressionsmodul som erhålls ur in-situ metoder; främst dilatometerförsök [13]. I detta fall sätts  $M_o =$  utvärderad modul och  $\sigma'_c > (\sigma'_0 + \Delta\sigma)$ . Om inga provningar har utförts på den grövre jorden kan kompressionsmodulalet grovt uppskattas ur empiriska samband.  $M_o$  uppskattas då ur

$$M_o \approx m \cdot 100 \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma/2}{100} \right)^{1-\beta}$$

där  $m$  och  $\beta$  erhålls ur **Fig. 30** [31].  $\sigma'_c$  anges på motsvarande sätt som större än  $(\sigma'_0 + \Delta\sigma)$ .

Jordens *permeabilitet* beskrivs med dess initiala permeabilitet  $k_i$  och index för förändring i

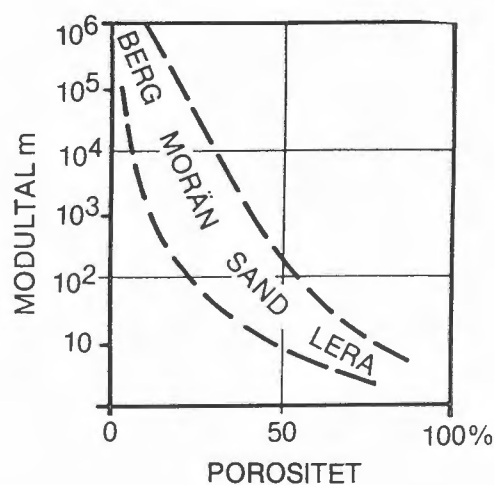
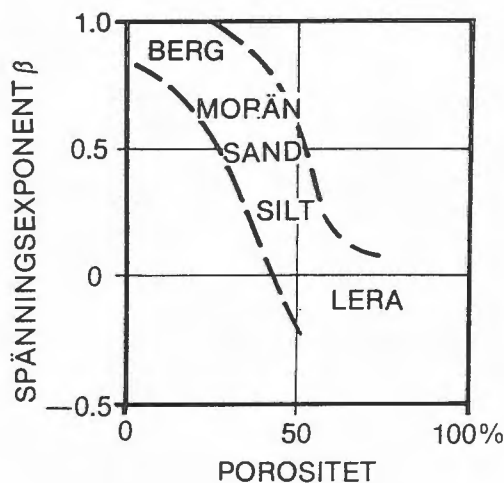


Fig. 30. Uppskattning av parametrarna  $m$  och  $\beta$  med ledning av jordart och porositet enligt Janbu [31].

permeabilitet med kompression  $\beta_{kr}$  normalt utvärderade ur ödometerförsök.

Jordens *krypegenskaper* anges med parametrarna  $\alpha_{s(max)}$  och  $\beta_{\alpha s}$ . Dessa parametrar utvärderas normalt ur empiriska relationer med ledning av typ av jord och naturlig vattenkvot.

*Spänningsförändringarna* i jorden på grund av den pålagda ytlasten beräknas enligt elasticitetsteorin och den omedelbara portrycksökningen vid spänningsökningen beräknas enligt

$$\begin{aligned} \Delta u &= \Delta p & \text{då } \sigma'_v < \sigma'_c \\ \text{och } \Delta u &= \Delta \sigma_v & \text{då } \sigma'_v = \sigma'_c \end{aligned}$$

Detta medför i analogi med observerad portrycksutveckling att den effektiva vertikalspänningen kan nå, men ej överskrida, förkonsolideringstrycket under odränerade förhållanden.

(I icke vattenmättad jord beräknas den initiella deformationen på grund av gasblåsornas sammantryckning och portrycken modifieras här för.)\*

Den *tidsberoende deformationsprocessen* beräknas i analogi med de empiriska modellerna för deformationsegenskapernas hastighetsberoende. De använda kompressionsmodulerna inkluderar tidseffekter som uppstår vid deformationer som sker med en hastighet högre än  $\alpha_s \cdot 5 \cdot 10^{-6}$  1/s. Denna referenshastighet jämförs med de deformationshastigheter som beräknas uppstå och då den beräknade deformationshastigheten blir lägre än referenshastigheten antas tidsberoende deformationer tillkomma.

Vid kompression medför tidsberoendet en större deformation än vad som beräknas enbart med kompressionsmodulerna. För att denna extra deformation skall kunna uppstå fordras att motsvarande vattenutflöde sker ur jorden. För att detta i sin tur skulle kunna ske under samma tidsrymd som den kompression som motsvaras av modulerna, erfordras en högre gradient. Den omedelbara effekten av krypningen under ett kort tidssteg är därför en portrycksförhöjning, vars storlek bestäms av krypdeformationen och den aktuella kompressionsmodulen, Fig. 31.

Konsolideringsekvationen förändras därvid till

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \frac{M}{g \cdot \rho_w} \cdot \frac{\delta}{\delta z} \left( k \frac{\delta u}{\delta z} \right) - \frac{\delta u_{ct}}{\delta t}$$

där  $\delta u_{ct}$  är den portrycksförhöjning som sker på grund av tidseffekterna. (Är jorden icke vattenmättad förändras denna ekvation för portrycksutjämning ytterligare med hänsyn till gasbubblornas volymändring vid portrycksförändringar.)\*

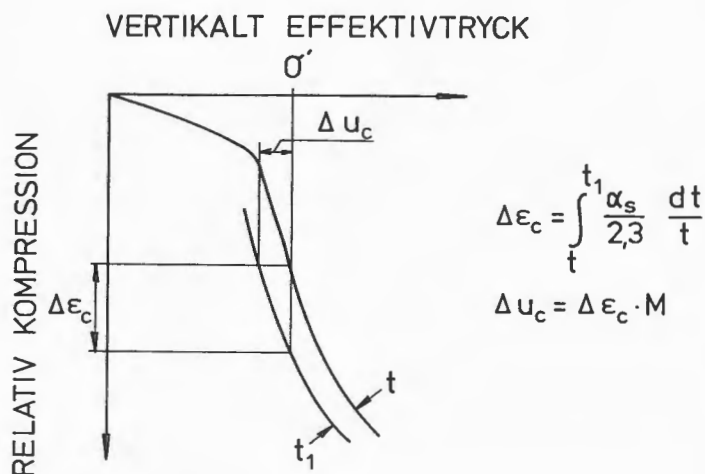


Fig. 31. Inverkan av kompressionsegenskapernas tidsberoende under ett kort tidssteg [7].

Som exempel kan antas ett 1 m tjockt delskikt, där portrycksutjämnningen på grund av konsolidering under ett tidssteg är 2 kPa. Är jordens kompressionsmodul  $M = 500$  kPa blir kompressionen av delskiktet under tidssteget  $2 \cdot 1000/500 = 4$  mm. Om det under detta tidssteg, utan beaktande av kravet på vattenströmning, skulle ha utbildats en krypdeformation  $\Delta \epsilon_c$  av 0,003 (=0,3 % eller 3 mm) så kommer istället portrycket under tidssteget att åter öka med  $\Delta u_{ct} = 0,003 \cdot 500 = 1,5$  kPa. Under detta tidssteg har således utbildats en sättning av 4 mm samtidigt som porövertrycket endast utjämnats med 0,5 kPa.

I det följande tidssteget kommer portrycket att vara 1,5 kPa högre än om inga krypeffekter uppstått i det föregående tidssteget, vattenströmningshastigheten och därmed kompressionshastigheten blir större på grund av den högre gradienten och den sättning som utbildas under tidssteget blir motsvarande större. Uppstår krypeffekter också under detta tidssteg blir portrycksutjämnningen motsvarande lägre vilket sedan kommer att påverka sättningshastigheten i nästa tidssteg o.s.v.

Konsolideringsförloppen beräknade med och utan krypning visas schematiskt i Fig. 32 och de beräknade spännings-deformationssamband som följs visas i relation till odometerkurvan i Fig. 33.

\*) Moment inom parentes ingår inte i programmet Embankco version 1. I detta program antas jorden vara helt vattenmättad. Elastiska deformationer beräknas vid behov separat.

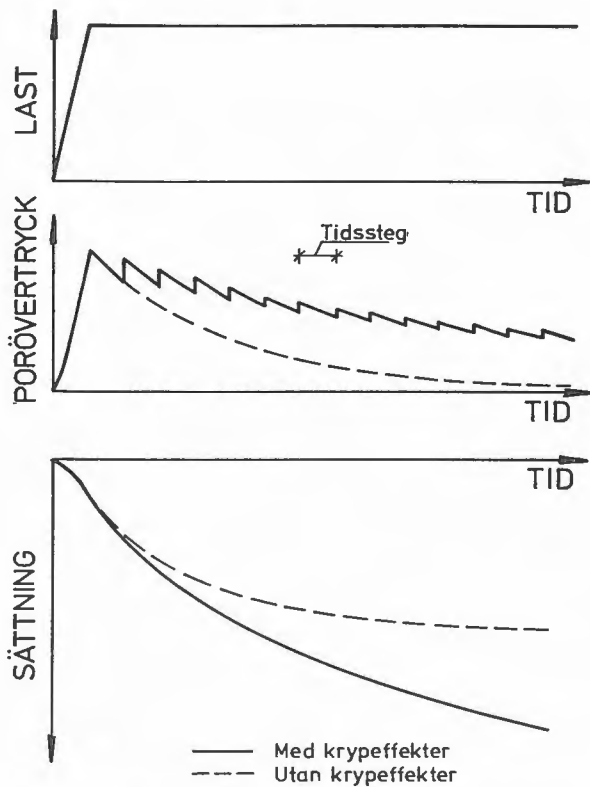


Fig. 32. Schematisk framställning av beräknade konsolideringsförlopp.

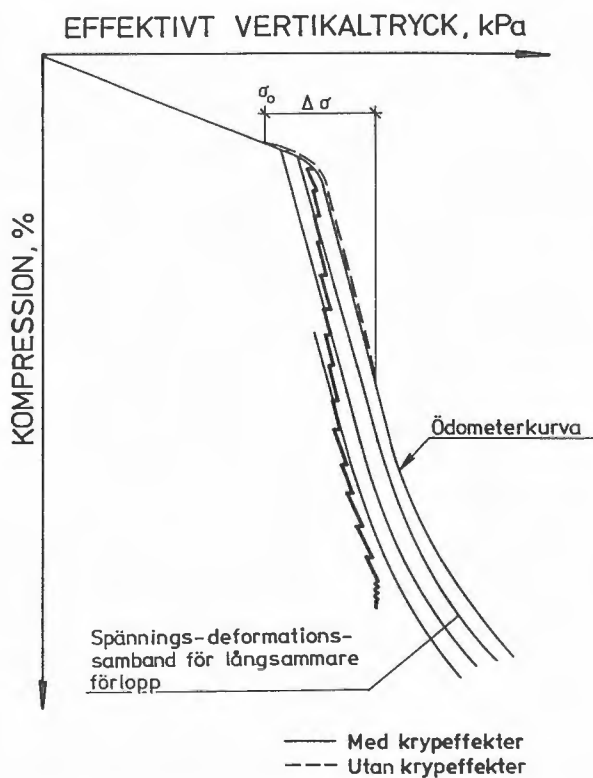


Fig. 33. Schematisk framställning av beräknade spännings- deformationssamband.

Kompressionsegenskapernas tidsberoende kan medföra att portrycket under ett tidssteg tenderar att öka trots att ingen extra last påförts. Därvid sjunker effektivspänningen, vilket i sin tur medför att den tidsberoende processen avtar och efter en måttlig effektivspänningsminskning avstannar den helt och hållet. Då portrycken åter sjunker och effektivtrycket ökar, återupptas tidsprocessen.

De tidsberoende deformationerna i jorden är således under större delen av konsolideringsförloppet en självreglerande process som inte kan utvecklas snabbare än vad jordens permeabilitet och dräneringsförhållanden medger. Effekten av tidsberoendet blir att porövertrycken avklingar långsammare med tiden, sättningshastigheten blir högre och sättningarna slutar aldrig helt, såvida ingen avlastning sker. Sättningshastigheten blir dock med tiden så långsam att dess praktiska betydelse försvinner.

### Beräkningsgång

Rent praktiskt går beräkningarna till enligt Fig. 34. Variationerna i jordens egenskaper med djupet beskrivs tillsammans med portrycksprofilen. Med hänsyn till egenskapernas variation delas jorden sedan automatiskt in i skikt med givna egenskaper, vars tjocklek är avpassade för att underlätta en kontinuerlig beräkning av konsolideringsprocessen i hela jordprofilen.

Därefter beskrivs belastningen med avseende på lastintensiteter, laststeg och upplastningstider. (De elastiska deformationerna vid lastens påläggning beräknas först och efter eventuell justering av last och geometri beräknas spänningsfördelning och portrycksutvecklingen. Den elastiska deformationen beräknas för hela upplastningen och fördelas sedan under upplastningstiden.)\*

(Vid förekomst av gasblåsor beräknas först den initiala sammantryckningen av dessa med åtföljande initial sättnings och portrycksreduktion.)\*

\*) Moment inom parentes ingår inte i programmet Embankco version 1. I detta program antas jorden vara helt vattenmättad. Elastiska deformationer beräknas vid behov separat.



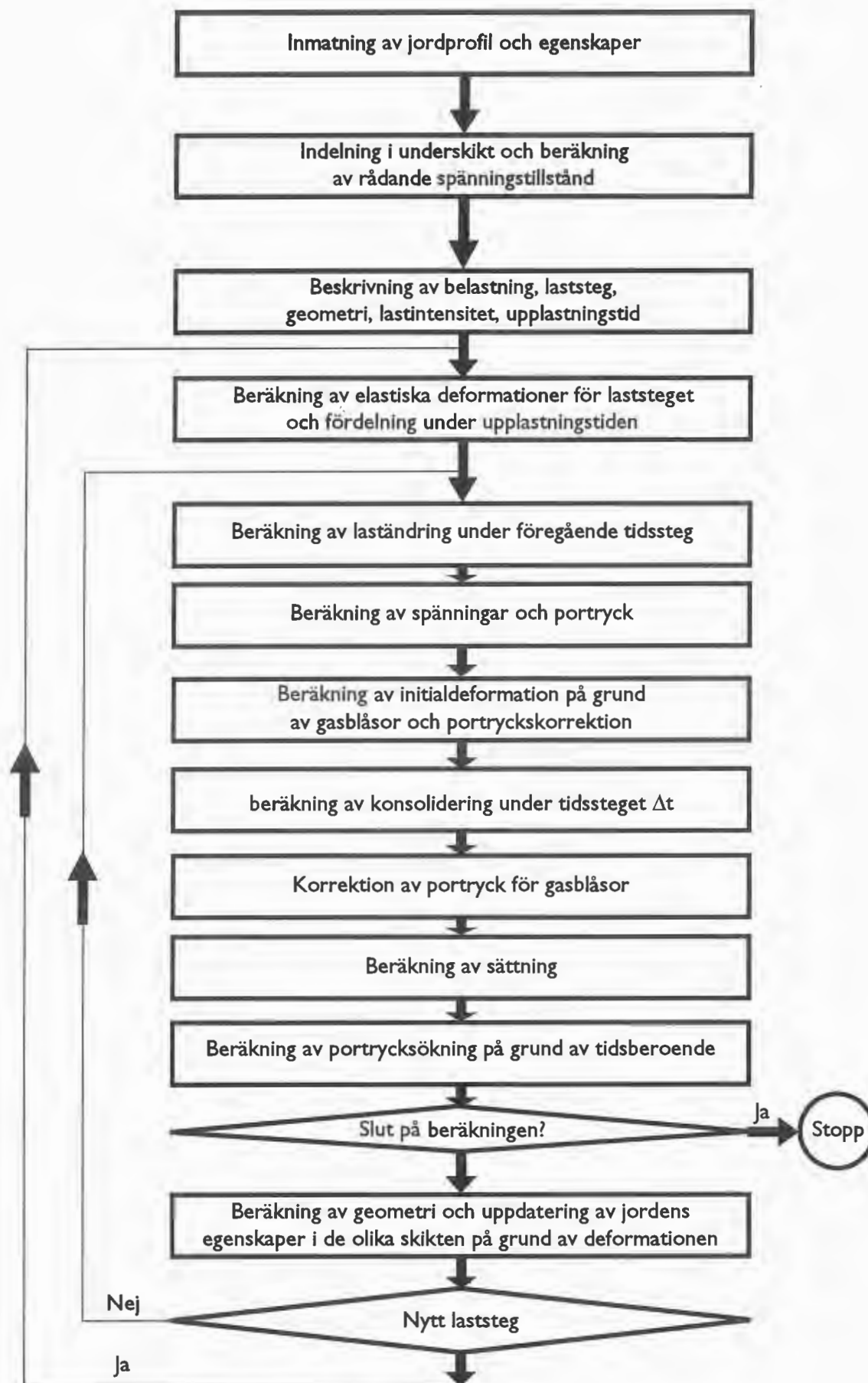


Fig. 34. Beräkningsgång vid sättningsberäkning [7].

Beräkningarna av konsolideringsförloppet sker sedan under mycket korta tidssteg och med antagande av konstanta parametrar under tidssteget, dvs enligt den enkla konsolideringsteorin

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \frac{M}{g \rho_w} \cdot \frac{\delta}{\delta z} \left( k \frac{\delta u}{\delta z} \right)$$

Ekvationen löses med hjälp av finita differenser och beräkningarna utförs under iakttagande av att kontinuitetsvillkoret för vattenflödet vid skiktgränserna uppfylls, dvs enligt Darcys lag är

$$k_n \left( \frac{\delta u}{\delta z} \right)_n = k_{n+1} \left( \frac{\delta u}{\delta z} \right)_{n+1}$$

Efter tidssteget korrigeras portrycksutjämnningen för eventuella gasblåsor och sättningen beräknas. Därefter beräknas deformationshastigheten och denna jämförs med referenshastigheten. Portrycket justeras med hänsyn till den tidsberoende processen under tidssteget. Skiktjocklekarna och jordens egenskaper modifieras med hänsyn till de beräknade sättningarna.

Spänningar och portryck justeras för eventuella laständringar under tidssteget och ifall sättningarna på grund av en högt liggande grundvattenyta medfört att den effektiva lasten reducerats. (Om jorden innehåller gasblåsor, justeras de beräknade portrycksförändringarna på grund av tidsberoende och spänningsförändringar härför. Motsvarande intiella deformationer på grund av gasblåsornas sammantryckning beräknas.)\* Därpå beräknas konsolideringsprocessen i det påföljande korta tidssteget osv.

Under beräkningarnas gång måste ett register föras över spännings- och deformationshistorien i de olika skikten och vilka hastighetseffekter som beaktats. Dessa behövs för att den tidsberoende processen skall kunna kontrolleras. Spännings- och deformationshistorien används också för uppdatering av förkonsolideringstryck, avlastnings- och återbelastningsmoduler.

---

\*) Moment inom parentes ingår inte i programmet *Embankco* version 1. I detta program antas jorden vara helt vattenmättad. Elastiska deformationer beräknas vid behov separat.

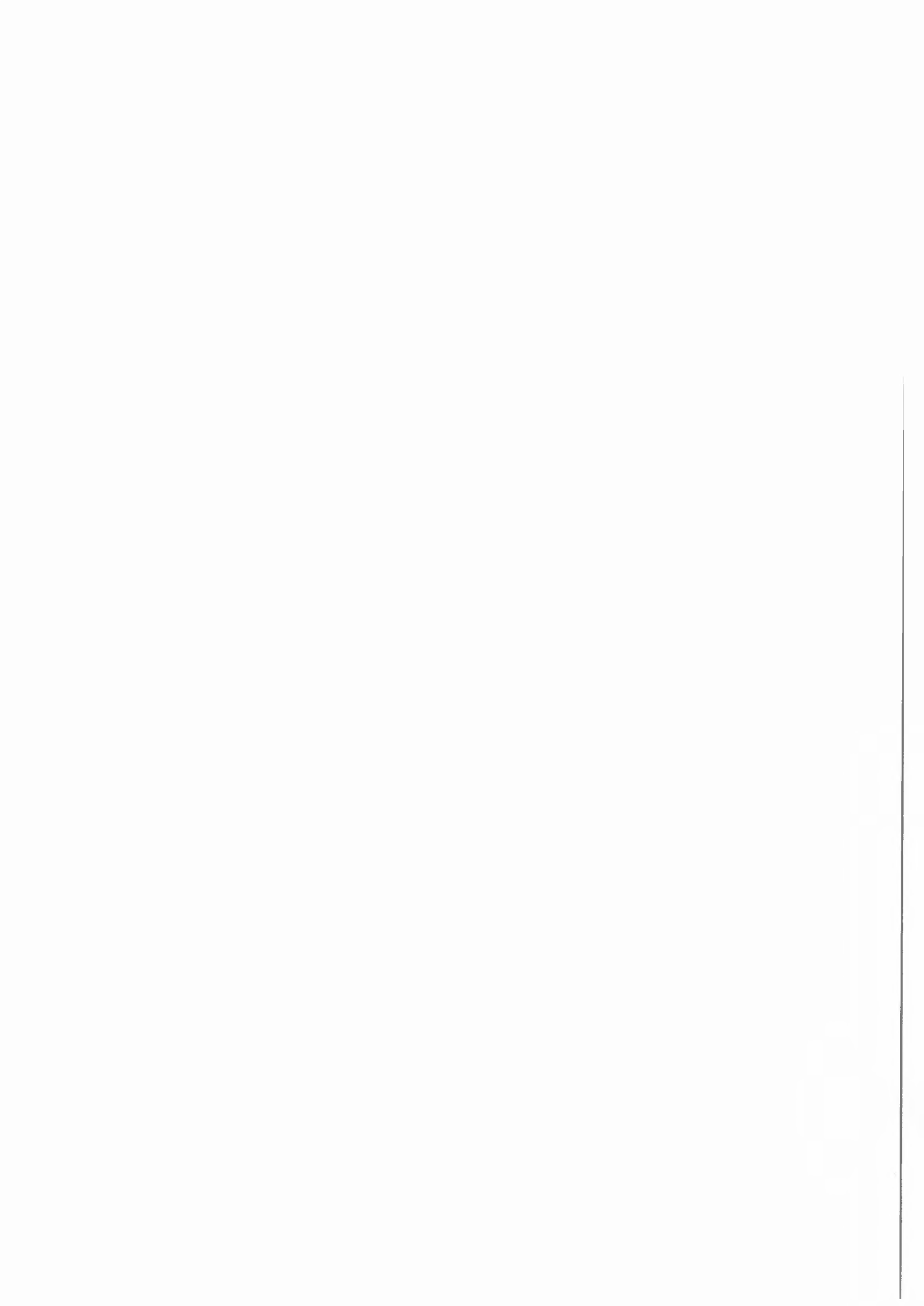
## 9.

# Litteratur

- [1] **Terzaghi, K. (1923).** Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse. Sitzungsberichte. Abteilung IIa. Vol. 132 No. 3/4. pp 125-138.
- [2] **Taylor, D. W. and Merchant, W. (1940).** A theory of clay consolidation accounting for secondary compressions. Journal of Mathematics and Physics, Vol. 19, Vol. 3, pp. 167-185. (Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial 72.)
- [3] **Taylor, D.W. (1942).** Research on consolidation of clays. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Cambridge, Mass. Serial. 82, 147p.
- [4] **Suklje, L. (1957).** The analysis of consolidation process by the isotaches method. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London. Proceedings Vol. 1, pp. 200-206.
- [5] **Bjerrum, L. (1967).** Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. 7th Rankine Lecture, Géotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 83-118.
- [6] **Bjerrum, L. (1972).** Embankments on soft ground. Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Vol. 2, Purdue University, Lafayette, Indiana.
- [7] **Larsson, R. (1986).** Consolidation of soft soils. Statens geotekniska institut. Rapport 29. Linköping.
- [8] **Sällfors, G. (1975).** Preconsolidation Pressure of Soft High Plastic Clays. Thesis. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.
- [9] **Leroueil, S., Tavenas, F., Mieussens, C. and Peignaud, M. (1978).** Construction pore pressures in clay foundations under embankments. Part II: generalized behaviour. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 1.
- [10] **Svensk Standard SS 02 71 26** Geotekniska provningsmetoder - Kompressionsegenskaper - Ödometerförsök, CRS-försök - Kohesionsjord. Byggstandardiseringen, Stockholm, 1991.
- [11] **Svensk Standard SS 02 71 29** Geotekniska provningsmetoder - Kompressionsegenskaper - Ödometerförsök med stegvis pålastning - Kohesionsjord. Byggstandardiseringen, Stockholm, 1992.

- [12] **Larsson, R. (1993).** CPT-sondering - En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord. Statens geotekniska institut, Information Nr. 15, Linköping.
- [13] **Larsson, R. (1989).** Dilatometerförsök - En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord. Statens geotekniska institut, Information Nr. 10, Linköping.
- [14] **Carlsten, P. (1988).** Torv - Geotekniska egenskaper och byggmetoder. Statens geotekniska institut, Information Nr 6, Linköping.
- [15] **Kallstenius, T. och Hallén, A. (1963).** Anvisningar för geotekniska institutets fältundersökningar, Del 2: Provtagning med standardkolvborr St1. Statens geotekniska institut, Meddelanden Nr. 6. Stockholm.
- [16] **Magnusson, O., Sällfors, G. och Larsson, R. (1989).** Ödometerförsök enligt CRS-metoden. Statens råd för byggnadsforskning, Rapport R44:1989, Stockholm.
- [17] **Larsson, R. (1990).** Behaviour of Organic Clay and Gyttja. Statens geotekniska institut. Rapport 38. Linköping.
- [18] **Inganäs, J. (1978).** Vertikaldränering i organisk jord, Delrapport. Dnr 1-189/77. Statens geotekniska institut, Linköping.
- [19] **Boussinesque, J. V. (1885).** Application des potentiels à l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris.
- [20] **Osterberg, J.O. (1957).** Influence values for vertical stresses in semi-infinite mass due to embankment loading. Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, p. 393.
- [21] **Burmister, D. M. (1943).** The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. Highway Research Board, Proceedings, Vol. 23, pp 126-144, Washington.
- [22] **Fröhlich, O. K. (1934).** Druckverteilung im baugrunde. Berlin.
- [23] **Steinbrenner, W. (1936).** A rational method for the determination of the vertical normal stresses under foundations. Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Cambridge, Massachusetts.
- [24] **Hansbo, S. (1972).** Deformationer och sättningar. Handboken BYGG, Kapitel 173. AB Byggmästarens Förlag, Stockholm. Också i Statens geotekniska institut, Meddelande No.10.
- [25] **Hansbo, S. och Sällfors, G. (1984).** Jordmekanik. Handboken BYGG, Kapitel G05, Liber Förlag, Stockholm.
- [26] **Terzaghi, K. (1943).** Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York.
- [27] **Helenelund, K. V. (1951).** Om konsolidering och sättningar av belastade marklager. Järnvägsstyrelsens geotekniska sektion, Meddelande 3, Helsingfors.
- [28] **Magnan, J-P., Baghery, S., Brucy, M. and Tavenas, F. (1979).** Etude numerique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. Laboratoires des Ponts et Chaussées, Bulletin de Liaison, No. 103, pp. 83-94.

- [29] **Bergestähl, L., Rogbeck, Y. och Eskilson, S. (1988).** Sättningsuppföljningar i lera - Jämförelse mellan beräkningar med och utan krypning. X Nordiske Geoteknikermöte, Oslo, Artikler och postersammen- drag, s. 320-323.
- [30] **Rogbeck, Y. (1989).** Praktikfall2 -Vägar- beten. Grundläggningdagen 1989, Svenska geotekniska föreningen, Stockholm.
- [31] **Janbu, N. (1970).** Grunnlag i geoteknikk. Tapir Forlag, Trondheim.
- [32] **Rogbeck, Y. (1991).** Parameterstudie av- seende sättningsberäkning i lera. Statens geotekniska institut, Varia 352. Linköping.



# SGL Information

1. **JORDS EGENSKAPER**  
(48 sid, 1982/1986/1990/1993)
2. **GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR I FÄLT**  
(72 sid, 1984)
3. **UTVÄRDERING AV SKJUVHÅLLFASTHET I KOHESIONSJORD**  
(28 sid, 1985)
3. **EVALUATION OF SHEAR STRENGTH IN COHESIVE SOILS WITH SPECIAL REFERENCE TO SWEDISH PRACTICE AND EXPERIENCE**  
(32 sid, 1985)
4. **GEOTEKNISKA UTREDNINGAR FÖR STABILITETSANALYSER - ALLMÄNNA RÅD FÖR OMFATTNING OCH KVALITET**  
(20 sid, 1988/1993)
5. **NYARE IN-SITUMETODER FÖR BEDÖMNING AV LAGERFÖLJD OCH EGENSKAPER I JORD**  
(64 sid, 1988)
6. **TORV - GEOTEKNISKA EGENSKAPER OCH BYGGMETODER**  
(34 sid, 1989)
7. **REPORT ON THE ISSMFE TECHNICAL COMMITTEE ON PENETRATION TESTING OF SOILS - TC16 WITH REFERENCE TEST PROCEDURES**  
CPT - SPT - DP - WST  
(50 sid, på engelska och franska, 1989))
8. **HÅLLFASTHET I FRIKTIONSJORD**  
(50 sid, 1989)
9. **OLJE- OCH KEMIKALIEUTSLÄPP I JORD**  
(40 sid, 1989)
10. **DILATOMETERFÖRSÖK - EN IN-SITUMETOD FÖR BESTÄMNING AV LAGERFÖLJD OCH EGENSKAPER I JORD. UTFÖRANDE OCH UTVÄRDERING**  
(50 sid, 1990/1993)
11. **MÄTNING AV GRUNDVATTENNIVÅ OCH PORTRYCK**  
(116 sid, 1990)
12. **TERMISKA EGENSKAPER I JORD OCH BERG**  
(28 sid, 1991)
13. **SÄTTNINGSPROGNOSEER FÖR BANKAR PÅ LÖSFINKORNIG JORD - BERÄKNING AV SÄTTNINGARS STORLEK OCH TIDSFÖRLOPP**  
(51 sid, 1994)
14. **LÄROBOK I GEOBILDTOLKNING**  
(123 sid, 1991)
15. **CPT-SONDERING**  
UTRUSTNING-UTFÖRANDE-UTVÄRDERING  
(80 sid, 1993)

Geoteknik är bl a grundläggningsteknik, jordförstärkning, markvärme och miljövård.

SGI bedriver forskning, information och konsultation inom geoteknikområdet.

• **Forskningen**

har stark praktisk anknytning, t ex att utveckla undersökningsmetoder och förbättra kontrollen av skredfarliga områden.

• **Informationen**

innebär att SGI bl a förmedlar kunskap till olika målgrupper. Föredrag, symposier, kursverksamhet, forskningsrapporter, handböcker och informationsblad är exempel på olika kanaler.

Världens geotekniska litteratur bevakas av SGI litteratortjänst. Den egna databasen SGILINE innehåller drygt 40 000 dokument.

• **Konsultationen**

omfattar bl a rådgivning, geotekniska undersökningar, grundläggningskontroll och mättekniska uppdrag. Vi arbetar åt såväl offentliga som privata beställare.

## Statens geotekniska institut

Besöksadress: Olaus Magnus väg 35

Postadress: 581 93 Linköping

Telefon: 013-20 18 00

Telefax: 013-20 19 14