



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R8:1972**

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

**Vattenhaltens inverkan  
på densitet och  
kompressibilitet hos  
packade jordar**

**Erland Högberg**

**Byggforskningen**

# Vattenhaltens inverkan på densitet och kompressibilitet hos packade jordar

Erland Högberg

*Jordars beteende när de packas är ett viktigt problem i samband med byggnad av t.ex. vägbankar och jorddammar. Föreliggande forskningsrapport gäller främst packnings- och kompressionsförsök på jord i laboratorium, dessutom redovisas i några fall jämförelser mellan laboratorieförsök och jordars beteende i fält (i jorddammar).*

## Litteraturoversikt

Här redovisas tidigare undersökningar av densitet och kompressibilitet hos packade jordar samt teorier i anslutning till dessa.

*Densitet hos packad jord.* — Teorier om händelseförloppet i jord under packning, huvudsakligen utarbetade av Olson (1963), bygger på iakttagelser av effektivspänningar och portryck. Teorier av Proctor, Horn och Hogentogler som gäller inverkan av vatten i jord vid packning, nämns i korthet. Olsons teorier ger en förklaring till varför packning vid en bestämd vattenhalt, den optimala, ger maximal torrdensitet.

Av faktorer som påverkar optimal vattenhalt, och därmed maximal torrdensitet vid packning, redovisas inverkan av packningscylinders storlek och form (enligt försök av US Corps of Engineers), inverkan av fallviktens tyngd och fallhöjd (enligt försök av Maclean och Williams), inverkan av fallviktens diameter och packningsenergi per slag i förhållande till total packningsenergi (enligt försök av Sowers och Kennedy) samt inverkan av provets temperatur och packningsenergi per volymenhet jord (enligt försök vid US Waterways Experiment Station). Dessutom redovisas inverkan på packningsresultatet av själva jordarten, såsom kornform, kornfördelning samt mängden grovmaterial vid packning av blandjordar (enligt försök av Maddison, Holz och Lowitz samt av Floss m.fl.).

*Kompression av packad jord.* — Inledningsvis redovisas försök i stora kompressometrar vid Statens geotekniska institut och Tekniska högskolan i Stockholm, Norges Geotekniska institutt (NGI) samt Comisión Federal de Electricidad, Mexiko. Försöken vid NGI är av särskilt stort intresse, då man har provat jord som använts i en jorddamm och jämfört resultaten av laboratorieförsöken med sättningsobservationer i dammen.

Vidare behandlas faktorer som påverkar en jords kompressibilitet, såsom kornform, kornfördelning, största korn-

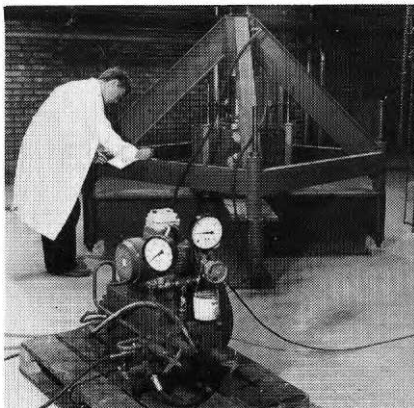
storlek samt portal och vattenhalt. Avslutningsvis presenteras en teori av Burland som belyser vattenhaltens inverkan på kompressibiliteten i en omättad friktionsjord.

*Spänningsförhållande i kompressometern.* — Relationen mellan horisontal- och vertikalspänningar,  $\sigma_h/\sigma_v=K_0$ , har bestämts för olika jordarter genom ödometerförsök av bl.a. Obrcian och Hendron. Obrcian undersökte för några olika sandtyper hur  $K_0$  påverkas av kornfördelning, lagringstäthet, vertikalspänning och provets belastningshistoria.

För att analysera förhållandena vid första-gångsbelastning, av- och återbelastning har införts tre olika beteckningar för relationen  $\sigma_h/\sigma_v:K_0^{nc}$  (normally consolidated), dvs.  $K_0$  vid primärbelastning;  $K_0^{rb}$  (rebound), motsvarande  $K_0$  vid avlastning, samt  $K_0^{pc}$  (preconsolidated), motsvarande  $K_0$  vid återbelastning. För  $K_0^{nc}$  redovisas några empiriska och teoretiska ekvationer av Jaky, Thurston och Hendron. För  $K_0^{rb}$  har Schmidt uppställt ett par empiriska samband. Dessutom redovisas några samband mellan  $K_0^{pc}$  och  $K_0^{rb}$  av Hendron och Bishop.

## Beskrivning av egna försök

Grovkorniga jordarter provades i en stor kompressometer, FIGUR 1. Provcylinders innerdiameter är 696 mm och vägg tjocklek 7,7 mm. Jorden blandades med den önskade vattenmängden och placerades i cylindern i två lager, vardera med en ungefärlig tjocklek av 20 cm. Varje lager packades med en fallvikt vägande 50 kg.



FIGUR 1. Totalvy av en stor kompressometer under pågående försök.

## Byggforskningen Sammanfattningar

R8:1972

Nyckelord:

packad jord, laboratorieundersökning, litteraturoversikt, kompressibilitet, densitet, geoteknik

Rapport R8:1972 avser anslag C 439:1 från Statens råd för byggnadsforskning till civilingenjör Erland Högberg, Chalmers tekniska högskola.

UDK 624.131.375  
624.138  
SfB A(10)  
ISBN 91-540-2008-5

Sammanfattning av:

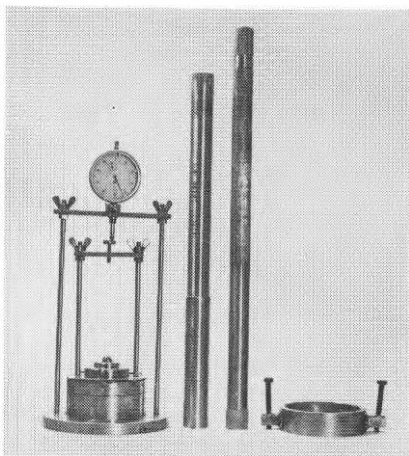
Högberg, E, 1972, *Vattenhaltens inverkan på densitet och kompressibilitet hos packade jordar.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R8:1972, 100 s., ill. 20 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, 111 84 Stockholm  
Telefon 08-24 28 60

Grupp: konstruktion



FIGUR 2. Kompressometer. Prov-cylinder med lock och mätlocka, fallvikt med styrrör och skyddskrage för prov-cylindern.

Packningsenergin per volymenhet var således densamma som vid Standard Proctor-packning. Vertikalspänningen överfördes med en domkraft.

Finkorniga jordarter provades i en liten kompressometer, FIGUR 2. Prov-cylinderns innerdiameter är 83 mm och vägg tjockleken 2,5 mm. Jorden blandades med den önskade vattenmängden och placerades i cylindern i två lager, vardera med en ungefärlig tjocklek av 20 mm. Varje lager packades med en fallvikt vägande 1,516 kg. Packningsenergin, per volymenhet var således densamma som vid Standard Proctor-packning. Vertikalspänningen överfördes med vikter som placerades på ett hävstångssystem. Vikterna valdes så att spänningarna blev desamma som i den stora kompressometern.

### Försöksresultat

Fyra moräner, två moränleror och ett åsgrus provades. Typiska försöksresultat visas i FIGUR 3, 4 och 5.

### Analys av försöksresultaten

Inverkan av vattenhalt och kornfördelning på den packade jordens densitet jämfördes med motsvarande inverkan på jordens kompressibilitet. För vattenhalten fann man att den vattenhalt som gav maximal densitet inte nödvändigtvis gav minimal kompressibilitet, vilket man kanske skulle ha väntat sig.

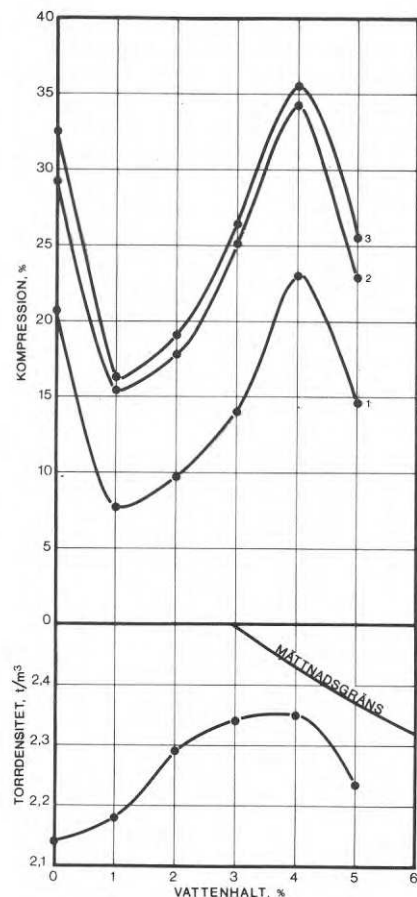
För t.ex. Dösebacka-moränen, FIGUR 3, tilltog både densitet och kompressibilitet när vattenhalten successivt ökades (inom intervallet 1 %–4 %). Inom vattenhaltsintervallet 4 %–5 % avtog både densitet och kompressibilitet. Det är således kanske i främsta rummet vattenhalten som påverkar kompressibiliteten.

Vad gäller kornfördelningens inverkan på den packade jordens kompressibilitet finner man att torrdenstheten vid packning ökar med ökande kornstorlek och ökande värde på graderingskoefficienten, medan kom-

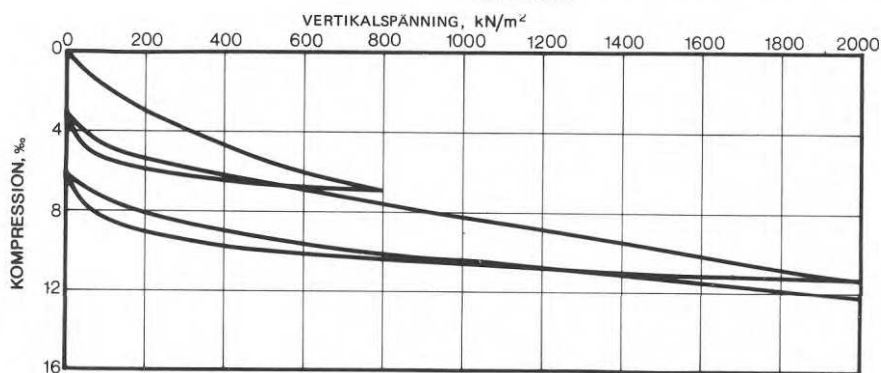
pressibiliteten minskar med ökande kornstorlek och ökar med tilltagande finjordshalt.

Av de uppmätta sambanden mellan vertikalspänning och kompression, t.ex. FIGUR 4, finner man att tangentkompressionsmodulen och vertikalspänningen ökar samtidigt. Detta är karakteristiskt för rundkorniga jordar som här undersökts.

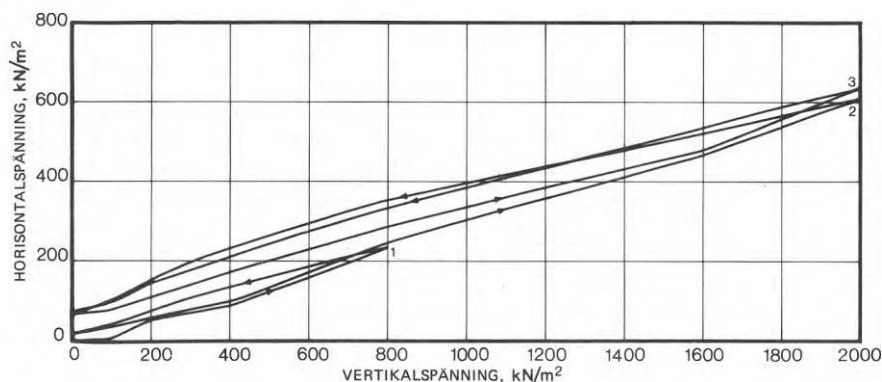
Slutligen kan man betrakta sambandet mellan vertikal- och horisontalspänningar, FIGUR 5. Man ser att  $K_G^{rb}$  som väntat är litet större än  $K_G^{pc}$  (kvarstående horisontalspänningar efter avlastning). Mellan kvantiteten  $K_0^{pc}$  och övriga  $K_0$ -värden har inget entydigt samband påträffats.  $K_0$  synes ligga mellan aktiva jordtrycks-koefficienten och vilojordtrycks-koefficienten.



FIGUR 3. Försöksresultat vid försök i en stor kompressometer. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter 1:a pålastningen till normaltrycket 800 kN/m<sup>2</sup>, pålastning 1:a resp. 2:a gången till normaltrycket 2 000 kN/m<sup>2</sup>. Morän från Dösebacka.



FIGUR 4. Samband mellan vertikalspänning och kompression vid försök i en stor kompressometer med morän från Piteå. Vattenhalt  $w = 10,5\%$ .



FIGUR 5. Samband mellan vertikal- och horisontalspänningar vid försök i en stor kompressometer. Siffrorna betecknar resp. lastcykel. Morän från Dösebacka. Vattenhalt  $w = 1\%$ .



# The influence of the water content on density and compressibility of compacted soils

Erland Högberg

*The behaviour of soils when compacted is an important problem in connection with the construction of e.g. roads, embankments and earth dams. The present investigation deals mainly with laboratory compaction and compression of soil samples, although for a few cases a comparison between laboratory tests and the behaviour of the soil in the field (earth dams) is presented.*

## A survey of present literature

An account is given of earlier investigations concerning density and compressibility of compacted soils as well as of theories concerning those problems.

*Density of compacted soil.* — Herein are first presented theories concerning the behaviour of the soil during compaction. These theories have mainly been elaborated by Olson, but the ideas of a few other scientists are also mentioned briefly. Olson's theories are based on an investigation of the effective stress and pore water pressure in the soil during the compaction. In this connection, a mathematical expression for the effective stress in a partially saturated soil by Bishop is presented as well as Skempton's pore water pressure equation. Further on, a few theories by Proctor, Horn and Hogentogler concerning the influence of the water in the soil on the result of the compaction are presented. Olson's theory gives an explanation as to why there exists an optimal water content, corresponding to a maximum dry density after compaction. The theory includes a consideration of the abovementioned equations by Bishop and Skempton.

Furthermore, factors influencing the optimum water content and the maximum dry density after compaction are treated. Hereby an account is given of the influence of size and shape of the mould according to tests by the US Corps of Engineers, the influence of the weight and drop height of the fall hammer according to tests by Maclean and Williams, the influence of the diameter of the fall hammer and the compaction per blow according to tests by Sowers and Kennedy as well as the influence of the temperature of the soil and the influence of the amount of compaction energy per volume unit of soil according to tests by the US Waterways Experiment Station. The influence of the properties of the soil on the result of the compaction is also presented, (i.e. properties such as grain form, grain size distribution, and the percent of coarse-grained material in soil mixtures). Test results by Maddison, Holz and Lowitz as well as by Floss and others are presented.

*Compression of compacted soil.* — First, an account is given of large-scale

compressometer tests at the Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, the Royal University of Technology, Stockholm, the Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, and the Comisión Federal de Electricidad, Mexico. The tests at the Norwegian Geotechnical Institute are especially interesting, since some of the tested materials have been used in an earth dam and the compression at the laboratory tests has been compared with the observed settlements of the dam.

Furthermore, factors that influence the compressibility of a soil are investigated, i.e. grain form, grain size distribution, maximum grain size, void ratio and water content. Finally a theory by Burland concerning the influence of the water content on the compressibility of an unsaturated non-cohesive soil is presented.

*Stress conditions in the compressometer.* — The ratio of horizontal and vertical pressures  $K_0$  has been determined for some different soils by oedometer tests by, among others, Obric and Hendron. Obric investigated the influence on  $K_0$  of grain size distribution, relative density, vertical stress and the loading history of the sample in a number of different sands.

To analyse the situation at unloading and reloading three different notations for  $K_0$  have been introduced:  $K_0^{nc}$  (normally consolidated) for primary loading,  $K_0^{rb}$  (rebound) for unloading and  $K_0^{pc}$  (preconsolidated) for reloading. In the case of  $K_0^{nc}$  some empirical and theoretical relations by Jaky, Thurston and Hendron are presented. Schmidt has established some empirical relations for  $K_0^{rb}$ . In addition certain correlations between  $K_0^{pc}$  and  $K_0^{rb}$  established by Hendron and Bishop are also presented.

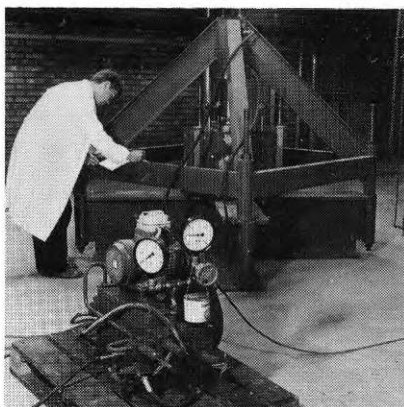


FIG. 1. Total view of a large compressometer during test.

## National Swedish Building Research Summaries

R8:1972

Key words:

*compacted soil, laboratory tests, survey of present literature, compressibility, density, soil mechanics*

Report R8:1972 has been supported by Grant C 439:1 from the Swedish Council for Building Research to Erland Högberg, civ. eng., Chalmers University of Technology.

UDC 624.131.375

624.138

SfB A(10)

ISBN 91-540-2008-5

Summary of:

Högberg, E, 1972, *Vattenhaltens inverkan på densitet och kompressibilitet hos packade jordar*. The influence of the water content on density and compressibility of compacted soils. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R8:1972, 100 p., ill. 20 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden

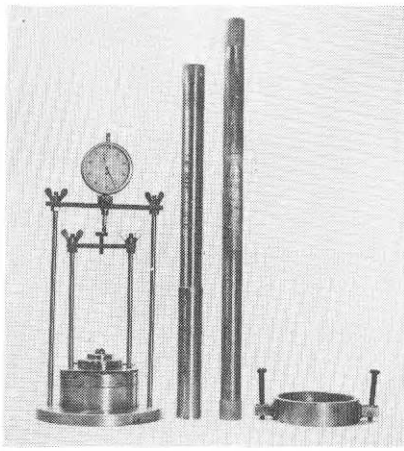


FIG. 2. Compressometer. Sample cylinder with stamp and dial gauge, fall hammer with guiding tube and protective collar for sample cylinder.

### Description of the tests carried out at Chalmers University of Technology

Coarse-grained soils were tested in a large-scale compressometer (see FIG. 1). The inner diameter of the sample cylinder is 696 mm and the wall thickness is 7.7 mm. The soil was mixed with the desired amount of water and placed in the cylinder in two layers with a thickness of approximately 20 cm, each of which was compacted with a fall hammer weighing 50 kg, the compacting energy per volume unit being the same as that of Standard Proctor compaction. The vertical stress was applied by a hydraulic jack.

Fine-grained soils were tested in a small compressometer (see FIG. 2). The inner diameter of the sample cylinder is 83 mm and the wall thickness is 2.5 mm. The soil was mixed with the desired amount of water and placed in the cylinder in two layers, each of which was compacted with a fall hammer weighing 1.516 kg, the compacting energy per volume unit being the same as that of Standard Proctor compaction. The vertical stress was applied by placing weights on a lever system, the weights being chosen so that the applied stresses were the same as in the large compressometer.

### Test results

Four moraines, two morainic clays and one esker gravel have been tested. Typical test results are shown in FIGS. 3, 4 and 5.

### An analysis of the test results

Firstly, the influence of the water content and the grain size distribution on the density of the compacted soil was compared with the influence of the water content on the compressibility of the compacted soil. Here the most striking results were obtained. One would have expected that a high density of a sample would give a low compressibility and vice versa. We found, however, e.g. for the Dösebacka moraine (FIG. 3) that, when increasing the water content, the density and the compressibility increased simultaneously (within the interval  $w = 1-4\%$ ). Then, when increasing the water content to 5%, both the density

and the compressibility decreased. Thus we find that the water content influences the compressibility at least as much as does the density.

Secondly, the influence of the grain size distribution on the compressibility of the compacted soil was investigated. We find that a high percentage of fines gives a high compressibility.

After this relation between vertical stress and compression is discussed (see FIG. 4). We see that the tangent modulus of compression and the vertical stress increase simultaneously. This is characteristic for round-grained materials which were investigated in this case.

Finally, the relation between the vertical and the horizontal stresses is considered (see FIG. 5). We see that  $K_0^{rb}$  as expected is a little larger than  $K_0^{pc}$  (remaining horizontal stresses). Between the quantity  $K_0^{pc}$  and the other  $K_0$ -values no unique relation has been found.  $K_0$  seems to lie between the coefficient of active earth pressure and the coefficient of earth pressure at rest.

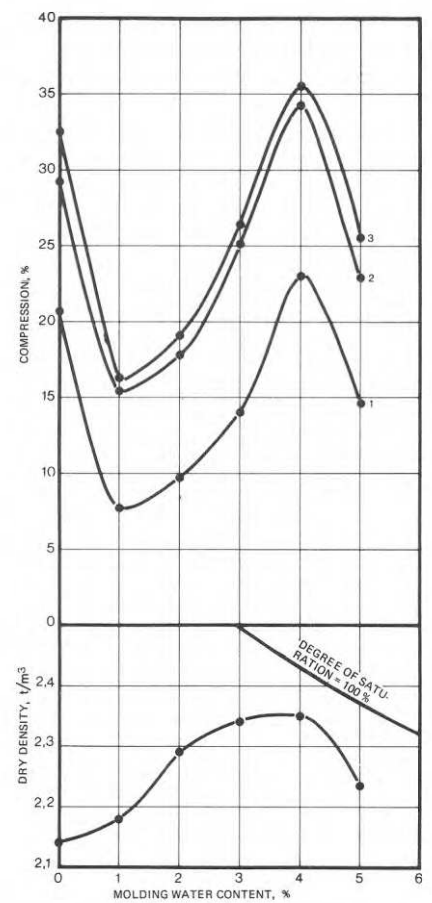


FIG. 3. Results of tests in a large compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle, maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>, 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress 2 000 kN/m<sup>2</sup>).

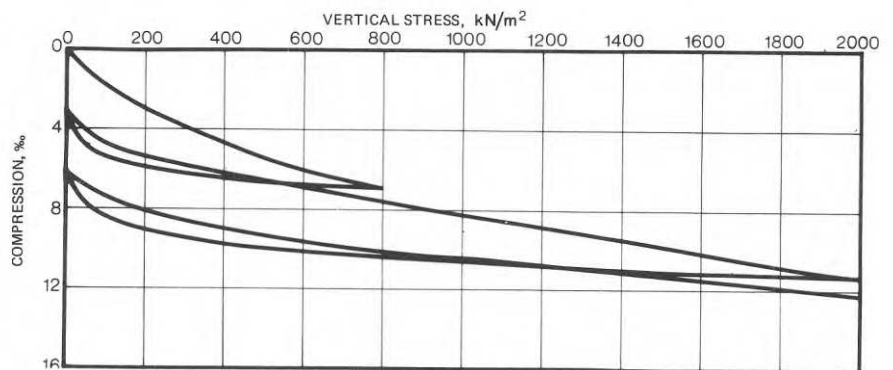


FIG. 4. Compression versus vertical stress at a test in the large compressometer on moraine from Piteå. Water content  $w = 10,5\%$ .

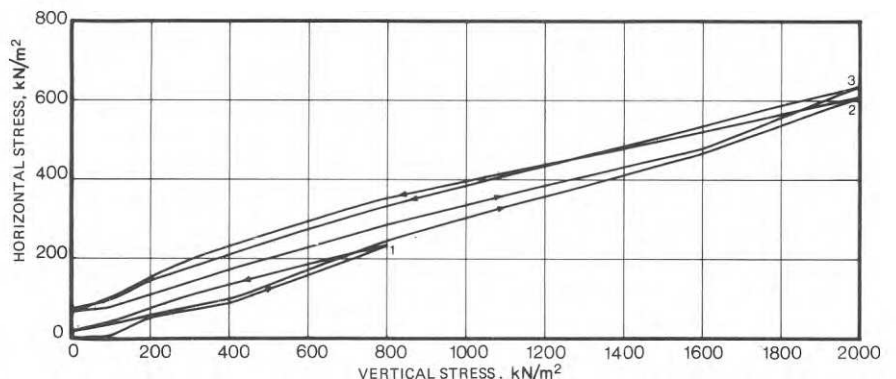


FIG. 5. Horizontal stress versus vertical stress at a test in a large compressometer. Figures in the diagram denote the respective load cycle. Moraine from Dösebacka. Water content  $w = 1\%$ .

Rapport R8:1972

VATTENHALTENS INVERKAN PÅ DENSITET OCH  
KOMPRESSIBILITET HOS PACKADE JORDAR

THE INFLUENCE OF THE WATER CONTENT ON DENSITY  
AND COMPRESSIBILITY OF COMPACTED SOILS

av Erland Högberg

Denna rapport avser anslag C 439:1 från Statens råd för byggnadsforskning till civilingenjör Erland Högberg, Chalmers tekniska högskola, institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm  
ISBN 91-540-2008-5

Rotobekman Stockholm 1972



## FÖRORD

Författarens litteraturstudier och experiment har utförts på institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers tekniska högskola. Författaren tackar institutionens personal för värdefull diskussion och kritik. Särskilt vill jag tacka institutionens förestandare professor Sven Hansbo för hans stora intresse och värdefulla råd. Vidare tackar jag ingenjörerna Rolf Larsson och Ingemar Forsgren som hjälpt mig med experimenten och renritat figurerna. Vidare tackas Barbro Sjövall och Margareta Nyberg som omsorgsfullt renskriver mitt manuskript.

Göteborg i juli 1971

Erland Högberg



# INNEHÅLL

INLEDNING . . . . .	2
1 REDOVISNING AV LITTERATURSTUDIER . . . . .	3
1.1 Densitet hos packad jord . . . . .	3
1.2 Kompression av packad jord . . . . .	23
2 EGNA FÖRSÖK . . . . .	46
2.1 Beskrivning av försöksapparaturen (stora kompressometern). . . . .	46
2.2 Utförande av försöken i den stora kompressometern . . . . .	60
2.3 Beskrivning av försöksapparaturen (lilla kompressometern). . . . .	66
2.4 Utförande av försöken i den lilla kompressometern . . . . .	66
3 FÖRSÖKSRESULTAT . . . . .	70
A Försök med morän . . . . .	70
3.1 Kompressionsförsök på morän från Piteå . . . . .	70
3.2 Kompressionsförsök på morän från Dösebacka . . . . .	74
3.3 Kompressionsförsök på morän från Ellesbo . . . . .	76
3.4 Kompressionsförsök på morän från Åkeshov . . . . .	78
B Försök med moränleror . . . . .	79
3.5 Kompressionsförsök på moränlera med 17 % lerhalt . . . . .	79
3.6 Kompressionsförsök på moränlera med 34 % lerhalt . . . . .	81
3.7 Kompressionsförsök på åsgrus från Gävle . . . . .	83
4 ANALYS AV FÖRSÖKEN . . . . .	84
4.1 Vattenhaltens inverkan på den packade jordens densitet . . . . .	84
4.2 Kornfördelningens inverkan på den packade jordens densitet . . . . .	84
4.3 Vattenhaltens inverkan på den packade jordens kompressibilitet . . . . .	85
4.4 Kornstorleksfördelningens inverkan på den packade jordens kompressibilitet . . . . .	86
4.5 Samband mellan tryck och kompression . . . . .	89
4.6 Samband mellan vertikal- och horisontal-spänning . . . . .	90
5 LITTERATUR . . . . .	91
6 CAPTIONS . . . . .	93

Föreliggande forskningsredovisning omfattar:

- o Litteraturöversikt
- o Beskrivning av egna undersökningar. Kompressionsförsök har utförts i dels en stor kompressometer, dels i en liten kompressometer på jordar packade vid optimal vattenhalt samt vid vattenhalter på torra och våta sidan om den optimala. Prover från Piteå (finkornig morän), Dösebacka (normalmorän), Ellesbo (finkornig morän), Åkeshov (blockig morän), Sturup (moränlera, 2 prover) samt Gävle (åsgrus) har undersökts.
- o Försöksresultat
- o Analys av försöksresultaten



Eftersom försöken skulle utföras så att jordprovet packades med olika vattenhalter i den stora kompressorn enligt något standardförfarande och därpå utsätts för vertikalt tryck, varvid kompressionen mättes, kom litteraturstudierna att omfatta:

- a) Packning av jord, med redovisning dels av teorier, dels av praktiska försöksresultat, där olika detaljer i packningsförfarandet varierats.
- b) Tidigare utförda kompressionsförsök i stor skala. Av särskilt intresse var här sambandet mellan materialegenskaper, vattenhalt och packningsförfarande å ena sidan samt packningsresultat (portal efter packning) och kompressionsegenskaper å den andra. (Om packningens och vattenhaltens betydelse för kompressionen vid belastning av det packade provet synes emellertid praktiskt taget ingenting tidigare ha publicerats.) Vidare redovisas några försöksresultat och teorier om jordars kompressionsegenskaper samt vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  och dennas beroende av några olika faktorer.

### 1.1 Densitet hos packad jord

När jordar belastas, uppstår spänningar som ger upphov till deformation och volymändring. En viss tid är nödvändig för att de icke-elastiska deformationerna skall bli fullt utbildade, beroende på att dränering och eventuell plastisk omlagring måste äga rum. Om lasten ligger på tillräckligt länge för att detta skall inträffa, sägs jorden ha konsoliderats för den aktuella lasten. Om emellertid lasten läggs på momentant (slag från fallvikt, överkörning med vält) räcker tiden endast till för att initialdeformationer och partiell kompression skall inträffa. Denna process kallas packning (compaction) (Li, 1956).

### 1.1.1 Tidigare teorier om packning

Proctor (1933) ansåg att vattnet i jord hade två motsatta effekter:

- a) Genom kapillärkrafterna i vattenmeniskerna mellan jordpartiklarna pressas dessa samman så att friktionskrafterna och därmed motståndet mot packning ökas.
- b) Genom vattnets smörjningseffekt minskas friktionskrafterna så att mindre packningsarbete fordras för att uppnå en viss densitet.

Proctor uppges ha överskattat smörjningseffekten.

Horn (1960) visade att vatten fungerar som ett smörjmedel för flakformiga silikatpartiklar, där friktionen sjunker till hälften när vatten tillsätts. För "tre-dimensionella" silikater, t ex kvarts och fältspat, har däremot vattnet motsatt effekt; Horn uppger att friktionskoefficienten under vatten för dessa mineral är upp till fem gånger så hög som i ugnstorkat tillstånd.

Hogentogler (1936) antog att de lager vattenmolekyler som ligger närmast jordpartiklarna har hög kohesion och att kohesionen avtar med avståndet till jordpartikeln. Vid låga vattenhalter får man alltså hög skjuvhållfasthet i jord och följaktligen låg densitet vid packning. Packningsmöjligheterna växer med vattenhalten fram till optimum; när detta passerats, kommer vattnets förmåga att förflytta och tränga undan jordpartiklar att dominera, varför man åter får lägre densitet för ett visst packningsarbete. Hogentogler överskattade enligt Olson de kohesiva vattenlagrens tjocklek; i verkligheten torde vattenhalten vid packning i fält i allmänhet vara så hög att nämnda kohesion i vattnet saknar betydelse.

## 1.1.2 Effektivspänningsteori enl. Olson

Här redovisade tankegångar har huvudsakligen hämtats från en artikel av Olson (1963). De försök som legat till grund för Olsons teorier har utförts på finkorniga jordar med relativt liten sandhalt och med inget grövre material, varför teorierna uppges vara tillämpliga endast för dessa jordar. Här nedan skall emellertid visas att en tillsats av välgraderat grovmaterial i en finjord har obetydlig inverkan på packningsresultatet, om inte tillsatsen överstiger 50 % (Maddison, 1944). Därför vågar man kanske utsträcka teorierna till att, åtminstone principiellt, också gälla för en del jordar som innehåller grövre fraktioner.

Olsons teorier bygger på ett betraktande av effektivspänningarna och portrycken i jordmassan under packningens gång. Några matematiska uttryck för dessa storheter skall därför först redovisas. För en vattenmättad jord gäller:

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

där  $\sigma'$  = effektivspänningen

$\sigma$  = totalspänningen

$u_w$  = porvattentrycket.

I omättade jordar tillkommer en tredje fas, luft, med trycket  $u_a$ . Enligt Bishop (1961) kan man för en omättad jord sätta effektivtrycket

$$\sigma' = \sigma - u_w \chi - u_a (1 - \chi),$$

där  $\chi$  är en koefficient som är 1 för vattenmättad jord och 0 för torr jord samt har värden mellan 0 och 1 för omättad jord.

Portrycksändringen momentant vid belastning (packning) av en jord kan bedömas med hjälp av Skemptions portrycks-

ekvation (1954):

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

där  $B$  och  $A$  är empiriska parametrar,  $\Delta \sigma_3$  är ändringen i det allsidiga trycket och  $(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$  största huvudspänningens ökning utöver det allsidiga trycktillskottet.

För vattenmättad jordart gäller:

	$A$	$B$
sand och grus	0	0
normalkonsoliderad lera	0,3 - 2,0	1
starkt överkonsoliderad lera	-0,5 - +0,3	1.

Skempton skilde inte i portrycksekvationen mellan vattentryck och lufttryck. För att ta hänsyn till både luft- och vattenfasen föreslog Bishop att två ekvationer skulle användas, en för vardera vatten- och luftfasen.

$$\Delta u_w = B_w \{ \Delta \sigma_3 + A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

$$\Delta u_a = B_a \{ \Delta \sigma_3 + A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}.$$

Endast ett fåtal uppgifter finns tillgängliga om koeficienterna  $A$  och  $B$  vid omättade jordar. För  $A$  söker man dra slutsatser ur kända  $A$  - värden för mättade jordar, figur 1.

För  $B_w$  har ett par principdiagram ritats upp ( $B_w$  som funktion av  $\Delta \sigma_3$  och mättningsgraden  $S_r$ , figur 2).  $B_a$  slutligen antas vara mycket mindre än  $B_w$ , i varje fall när jorden packas på torra sidan om optimum.

Olson antar nu att jordar motstår packningstrycket genom att skjuvspänningar uppstår i kontaktpunkterna mellan jordpartiklarna. Om brottskjuvspänningen inte är tillräckligt hög utbildas skjuvbrott



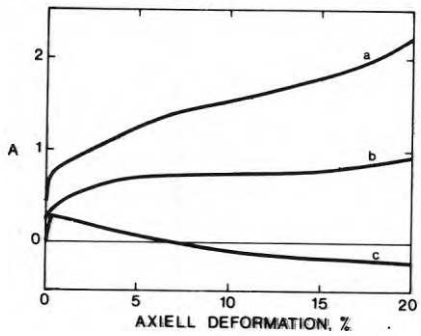


Fig. 1a. A-koefficienten hos vattenmättade leror som funktion av den axiella deformationen. Kurva a: normalkonsoliderad, sensitiv lera. Kurva b: normalkonsoliderad, omrörd lera. Kurva c: starkt överkonsoliderad lera. (Olson, 1963).

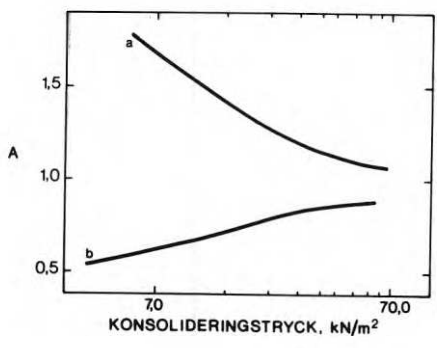


Fig. 1b. A-koefficienten som funktion av konsolideringstrycket. Kurva a: sedimenterad lera. Kurva b: omrörd lera. (Olson, 1963).

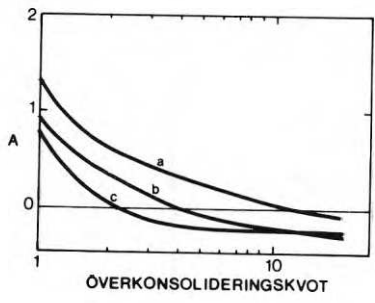


Fig. 1c. A-koefficienten som funktion av överkonsolideringskvoten. Kurva a: sedimenterad kalcium-illit. Kurva b: omrörd Weald-lera. Kurva c: ostörd Oslo-lera. (Olson, 1963).

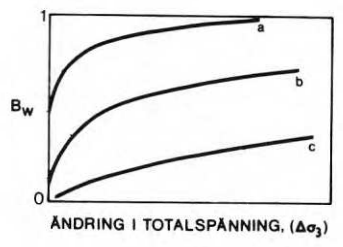


Fig. 2a.  $B_w$ -koefficienten som funktion av ändring av det allsidiga trycket (totalspänningen). Kurva a: hög mättningsgrad. Kurva b: medelhög mättningsgrad. Kurva c: låg mättningsgrad. (Olson, 1963).

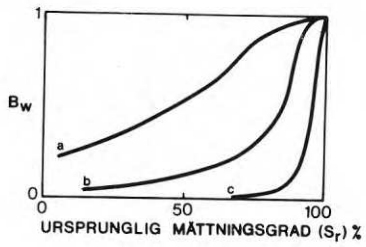


Fig. 2b.  $B_w$ -koefficienten som funktion av ursprunglig mättningsgrad, %. Kurva a: högt  $\Delta\sigma_3$ . Kurva b: medelhögt  $\Delta\sigma_3$ . Kurva c: lågt  $\Delta\sigma_3$ . (Olson, 1963).

under fallvikten, och packning har ägt rum. Skjuvspänningarna vid brott beror direkt av effektivspänningarna i jord,  $\tau_f = \sigma' \operatorname{tg}\phi$  och dessa i sin tur kan uppskattas med Bishops formel ovan, om porvattentrycken är bekanta. Dessa tryck kan bedömas med Skemptions portrycksekvation. Högt porvattentryck innebär att en stor del av totaltrycket tas upp av porvattnet och att en mindre del tas upp av effektivspänningar. Då nu packningsredskapet (fallvikten) enligt effektivspänningsteorin bärs upp endast av de skjuvkrafter som effektivspänningarna ger upphov till, får man alltså vid högt porvattentryck en djup inträngning av fallvikten. Härvid fås på torra sidan om optimum en sammanpressning och en liten undanträngning av material åt sidorna, på våta sidan en sammanpressning samt en betydligt större undanträngning åt sidorna. (På våta sidan om optimum smörjer vattnet jordpartiklarna, så att undanglidning kan ske.) I figur 3 visas några typiska packningskurvor. Två av dem uppvisar två optimumpunkter. Det optimum som här skall behandlas är det högra. Det vänstra skall senare kommenteras.

Betrakta en jord med vattenhalt motsvarande en punkt till vänster om det högra optimum i figur 3. En ökning av vattenhalten ökar mätningsgraden, varigenom  $B_w$  och  $\chi$  växer, se figur 2. Det därav uppkommande högre porvattentrycket kommer att under det första slaget av fallvikten försvaga jordmassan genom att reducera effektivspänningarna mellan partiklarna. Dessa glider över varandra tills tillräckligt stora effektivspänningar har utbildats mot sidorna och mot botten under det material som har träffats av fallvikten. När jordmassan träffas av flera slag, ökar effektivspänningarna genom

- a) Ökning av det kvarstående horisontala trycket mot packningskärlets väggar.
- b) Ökande kvarstående negativt porvattentryck.
- c) Porvattentrycksökningar orsakade av skjuvspänningsändringar som blir mindre för varje slag.

När vattenhalten ökas ytterligare tillkommer ett porlufttryck. Detta genom att alltfler porer fyllts med vatten så att jordmassans permeabilitet sjunkit, figur 4. Slutligen innehåller jordmassan så mycket vatten att luftkanalerna blir diskontinuerliga och luften blir inlåst. Då sjunker permeabiliteten för luft till noll och ingen ytterligare ökning av densiteten är möjlig. Man har nått optimum.

Vid packning med vattenhalter högre än optimum fås återigen en lägre torrdensitet. En tänkbar förklaring till detta är följande: Man kan betrakta fallvikten som en motsvarighet till en grundplatta. Dennas bäringhet bestäms av friktionskrafterna i omgivande mark. När dessa krafter minskats tillräckligt genom höga porvattentryck, sker markgenombrott med sidoutpressning som följd. Vid packning motsvaras detta av att fallvikten sjunker, ibland ända till botten av packningskärlet.

Det vänstra optimum i figur 3 kan tänkas ha uppkommit enligt följande: Vid mycket låga vattenhalter bildas inga menisker mellan jordpartiklarna, varför inga packningshämmande effektivspänningar genom vattenundertryck kan uppkomma. Däremot kan Horns smörjningseffekt göra sig gällande varjämte det är möjligt att Hogentoglers teori gäller för detta lägre optimum. I varje fall kan man anta att vid dessa låga vattenhalter en ökning av vattenhalten ökar smörjningseffekten, vilket underlättar packning. Så småningom gör sig emellertid vid ökande vattenhalt effekten av meniskerna gällande, varigenom packningen försvåras. Dessa två motsatta tendenser ger för en viss vattenhalt maximal packningseffekt, nämligen vid den lägre av de optimala vattenhalterna. Det uppges att nämnda lägre optimum endast kan förekomma i jordar med en hög halt av flata, kolloidala partiklar, samt endast för mycket lerhaltiga jordar. Detta stämmer med Horns uppgift att friktionskoefficienten sjunker med ökande vattenhalt hos flata sili-

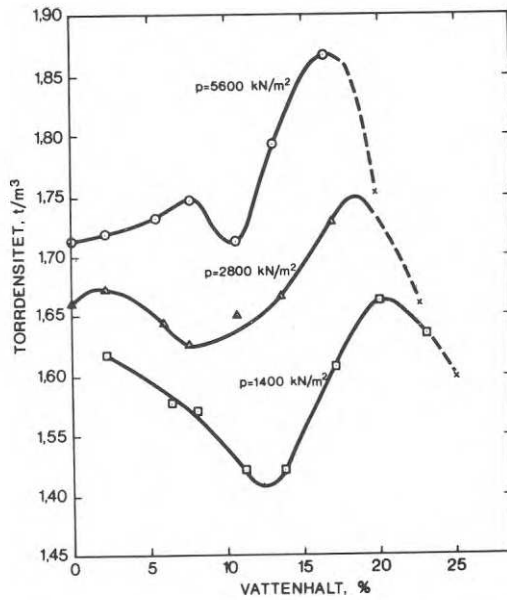


Fig. 3. Typiska packningskurvor vid packning genom knådning av en illitisk lera.  $p$  betecknar max tryck under fallvikten.  $x$  i fig., max tryck, kunde ej uppnås. (Olson, 1963).

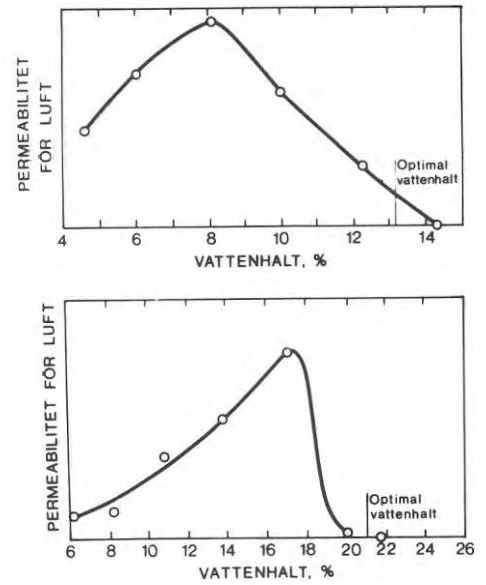


Fig. 4. Permeabilitet för luft hos packade jordar. Övre bilden: siltig lera, undre bilden: illitisk lera. (Skala för permeabilitet saknas.) (Olson, 1963).

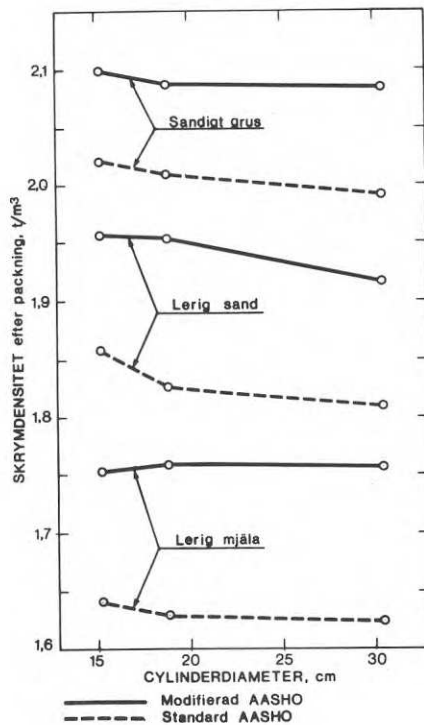


Fig. 5. Inverkan av packningscylinderns storlek på max skrymdensiteten för tre olika jordar. (US Corps of Engineers).

katpartiklar. Som vi senare skall se, fås emellertid för en finkornig morän från Piteå en liknande packningskurva, trots att detta material endast innehåller ca 1 % korn mindre än 0,002 mm.

#### 1.1.4 Faktorer som inverkar på max torrdensitet och optimal vattenhalt vid packning

Här skall endast laboratorieförsök med packning med fallvikt beröras, då det är sådan packning som är av speciellt intresse i sammanhanget. Många packningsmetoder har utvecklats, där olika detaljer har varierats, se exv tabell 1.

Härutöver kan nämnas den metod för provpackning av grovkorniga jordar som utvecklats av US Bureau of Reclamation. Cylinderdiametern är 50,4 cm, fallvikten väger 84,2 kg och packningsenergin per volymsenhet är  $580 \text{ kNm/m}^3$ . Max stenstorlek i provet är 76 mm.

A. Inverkan på packningsresultat av apparaturens utformning och packningsförfarandet.

#### Packningscylinderns storlek

US Corps of Engineers har utfört packningsförsök, där cylinderns diameter varierats, medan packningsenergin per volymsenhet hållits konstant. Resultatet framgår av fig. 5. Man finner att den erhållna densiteten för de aktuella jordarna blir endast obetydligt lägre i en större provcylinder.

#### Fallviktens vikt och fallhöjd

Maclean och Williams varierade vikt och fallhöjd, fig. 6. Packningsenergin per volymsenhet hölls konstant. Som synes har vikt och fallhöjd mycket liten inverkan på packningsresultatet, något som också försök av Sowers och Kennedy visat.

Fallviktens diameter

Kvoten mellan fallviktens diameter och skiktjockleken vid inpackning av jord uppges av Sowers och Kennedy vara en viktig faktor. Enligt deras undersökningar skulle den vid packningen erhållna densiteten öka med kvadraten på nämnda kvot tills kvoten blev omkring 1. Däremot fann Jackson att man vid packning av sandig, lerig mjäla endast fick obetydliga variationer i densiteten när fallviktens diameter ökades från 25 till 127 mm.

Packningsenergi per slag i förhållande till total packningsenergi

Detta fann Sowers och Kennedy vara den viktigaste faktorn, fig. 7. Största densitet tycks man få om packningsarbetet utförs med så få slag som möjligt.

Ompackning av samma prov jämfört med användning av separata prov för varje punkt på packningskurvan

En antydning om ompackningens inverkan på packningskurvas utseende får man av fig. 8, där samma jord använts 4 gånger för bestämning av packningskurvan. En betydande skillnad, särskilt mellan första och andra packningen, kan observeras.

Sowers och Kennedy gjorde försök med ompackning och jämförde med separata prov för varje punkt på packningskurvan och fick bl a resultat enligt fig. 9. Som synes kan ompackningen vara en felkälla vid försöken.

Stegvis ökning av vattenhalten i provet jämfört med stegvis minskning (torkning) vid bestämning av packningskurvan

Dessa båda förfaranden ger för en del jordarter helt olika resultat, såsom visas i fig. 10 (plastisk lera). Troligen är grovkorniga jordarter mindre känsliga i detta avseende.

AASHO: T99-57  
ASTM: D698-58T

AASHO: T180-57  
ASTM: D1557-58T

Data	Metod A	Metod B	Metod C	Metod D	Metod A	Metod B	Metod C	Metod D	California Impact Method	Engineers Method	Bureau of Reclamation Method	Vanliga Proctor-metoden
	Stan- dard	Stan- dard	Stan- dard	Stan- dard	Modi- fierad	Stan- dard	Stan- dard	Stan- dard	Method	Method	Method	Method
Packnings- cylinder: cm	10,2	15,3	10,2	15,3	10,2	15,3	10,2	15,3	7,6	10,8	10,8	
Diameter, cm	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	25,4-30,5	15,3	15,3	
Höjd, cm <sup>3</sup>	0,94	2,13	0,94	2,13	0,94	2,13	0,94	2,13	1,16-1,38	2,08	1,42	1,42
Volym, dm <sup>3</sup>												
Fallvikt:												
Vikt, kg	2,49	2,49	2,49	2,49	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	4,54	2,49	2,61
Fallhöjd, cm	30,5	30,5	30,5	30,5	45,7	45,7	45,7	45,7	45,7	45,7	45,7	30,5
Diameter, cm	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1
Lager:												
Antal	3	3	3	3	5	5	5	5	5	5	3	3
Tjocklek efter packning, cm	4,3	4,3	4,3	4,3	2,5	2,5	2,5	2,5	5,7	2,5	5,2	4,3
Packnings- energi:												
Antal slag per lager	25	56	25	56	25	56	25	56	20	55	25	25
Energi, MN m/m <sup>3</sup>	0,586	0,585	0,586	0,585	2,67	2,65	2,67	2,65	1,57	2,64	0,586	1,18
Jordmaterialalets max kornstorlek, mm	5	5	19	19	5	5	19	19	19	19	5	5
Korrektion för större korn- storlekar	Nej	Nej	Ja	Ja	Nej	Nej	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Nej

Tabell 1. Olika packningsmetoder.



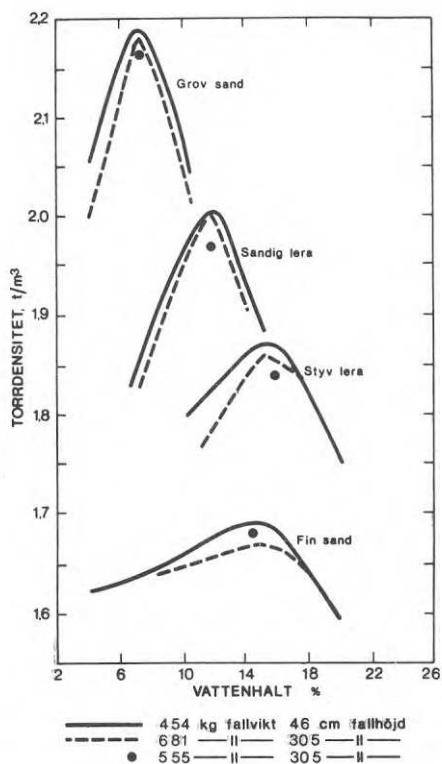


Fig. 6. Packningskurvor för fyra olika jordar vid användning av olika tunga fallvikter och olika fallhöjder.  
 (Maclean & Williams).

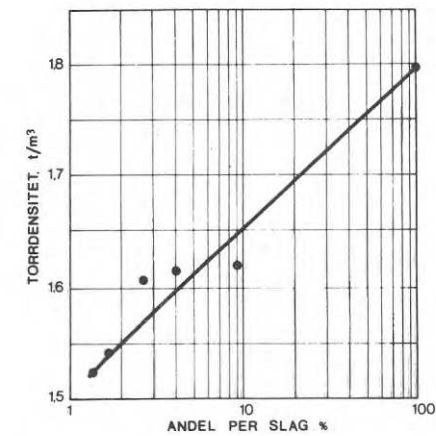
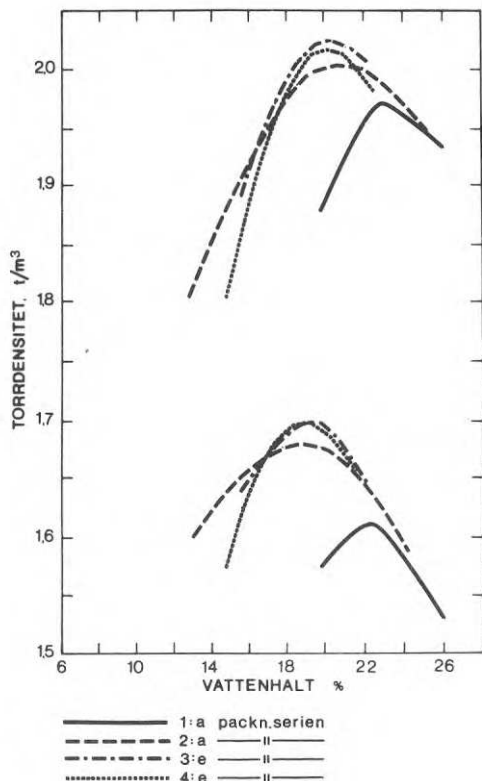


Fig. 7. Samband mellan torrdensitet efter packning och andel per slag i % av den totala packningsenergin.  
 (Sowers & Kennedy, 1954).

Med andel per slag avses packningsarbetet av ett slag dividerat med den totala packningsenergin.

Fig. 8. Packningskurvan bestämd fyra gånger med samma prov. Kurvorna upp till betecknar skrymdensiteten efter packning av den vattenhaltiga jorden, nedtill torrdensiteten.  
 (Sowers & Kennedy, 1954).

### Inverkan av provets temperatur

Hög temperatur kan ge maximal densitet, fig. 11. Sjunker temperaturen ökar vattnets viskositet och jordmassan blir svårare att packa. Vid temperaturer under 0 grader omges kornen av isfilm som blir tjockare ju lägre temperaturen är. Man kan anta att grovkorniga jordarter är okänsligare än finkorniga, även för inverkan av temperaturvariationer.

### Inverkan av mängden packningsenergi per volymenhet jord

Försöksresultat från Waterways Experiment Station, USA, tyder på att det finns ett linjärt samband mellan ökningen i torrdensitet och logaritmen för antalet slag vid laboratoriepackning eller antalet överkörningar med vält vid packning i fält. Försök av Dubose med packning av en lera ( $w_L = 70$ ,  $I_P = 50$ ) ger liknande resultat, fig. 12.

Vidare har man funnit att mot varje mängd packningsenergi per volymenhet svarar en bestämd optimal vattenhalt, fig. 13. Som väntat ökar maximala densiteten med packningsarbetet, varjämte den optimala vattenhalten sjunker.

### B. Inverkan på packningsresultatet av jordars egenskaper

Maximal densitet och optimal vattenhalt vid packning varierar inom vida gränser med jordars egenskaper, se exv fig. 14. Packningsresultatet påverkas bl a av kornform, kornfördelning och finmaterialets plasticitets-egenskaper.

### Inverkan av kornform

I den studerade litteraturen finns inga försöksresultat redovisade för kornformens inverkan, men man kan vänta sig att för skarpkantiga korn inträffar större krossning än för runda och att man alltså får tätare packning. (Jfr avsnitt 1.2.)

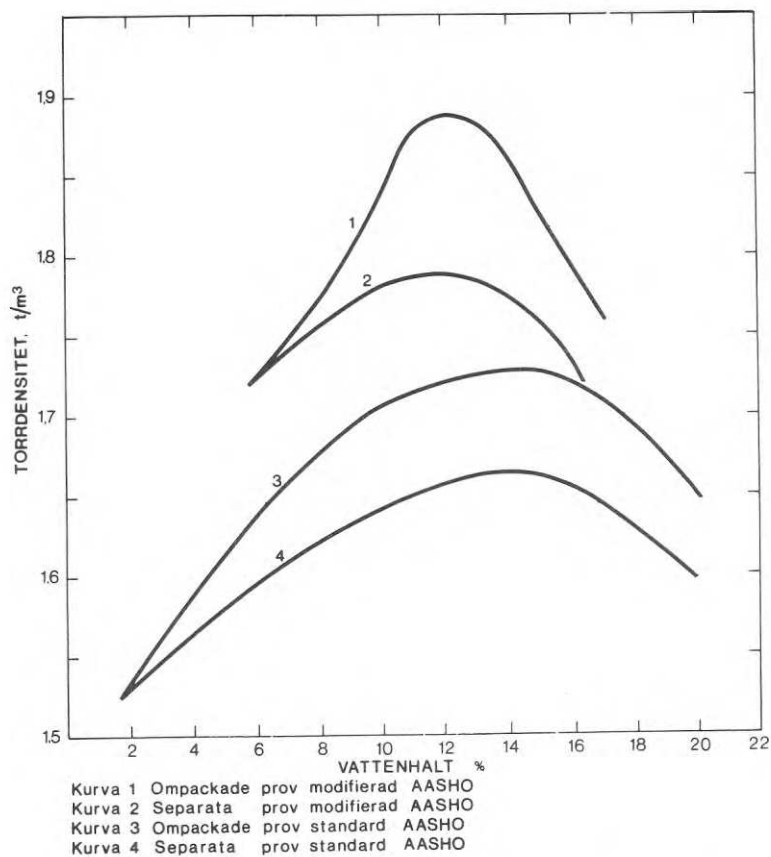


Fig. 9. Ompackning av samma prov jämfört med användning av separata prov för varje punkt på packningskurvan. Jordprovet är en icke-plastisk, silting fin sand. (Sowers & Kennedy, 1954).

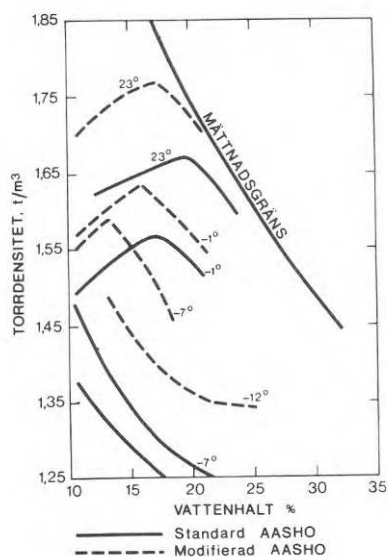


Fig. 11. Inverkan av temperaturen vid packning av en silting fin sand. (Johnson & Sallberg, 1960).

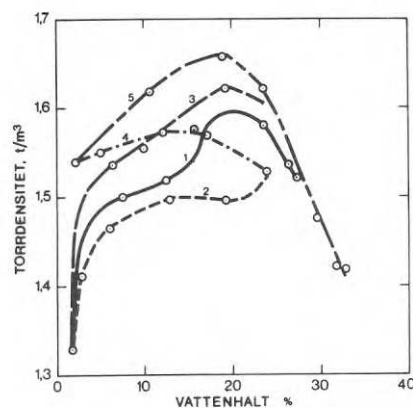


Fig. 10. Stegvis ökning resp minskning av vattenhalten vid bestämning av packningskurvan. Kurva 1, 3 och 5: ökning, kurva 2 och 4: minskning. (Johnson & Sallberg, 1960).

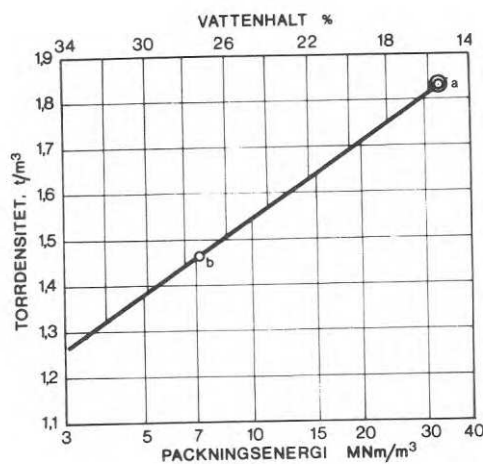


Fig. 12. Samband mellan packningsenergi, optimal vattenhalt och max torr densitet för en lera. Packningsenergin i punkt a motsvarar modifierad AASHO-packning, i punkt b vanlig AASHO-packning. (Dubose).

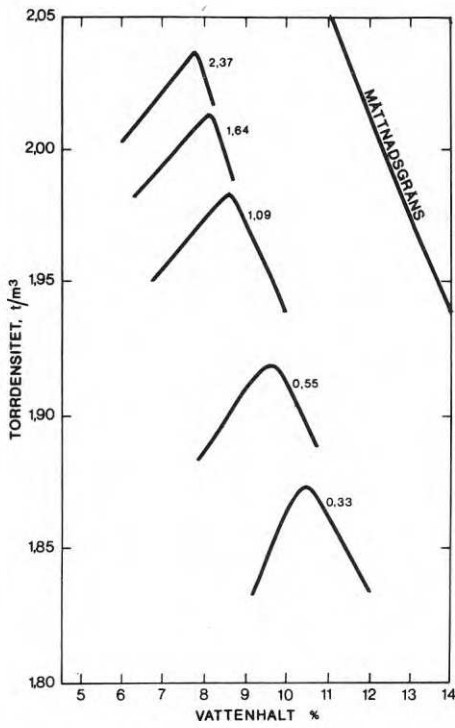


Fig. 13. Inverkan av packningsenergin på optimal vattenhalt och max torrdenstet för en sandig lera ( $w_L = 18$ ,  $I_p = 3$ ). Siffrorna i figuren anger packningsenergin i  $MNm/m^3$ . (Johnson & Sallberg, 1960).

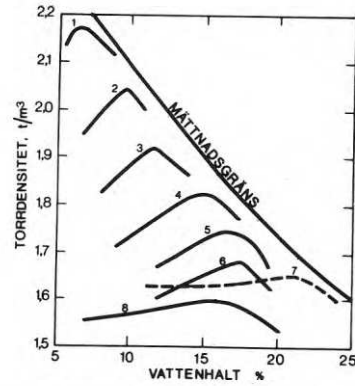


Fig. 14. Packningskurvor för åtta jordar, packade enligt "AASHO Method T99". För jordar gäller följande data:

	sand (%)	silt (%)	lera (%)	$w_L$	$I_p$
1	88	10	2	16	ej plastisk
2	72	15	13	16	ej plastisk
3	73	9	18	22	4
4	32	33	35	28	9
5	5	64	31	36	15
6	5	85	10	26	2
7	6	22	72	67	40
8	94	-	-	-	ej plastisk

(Johnson & Sallberg, 1962).

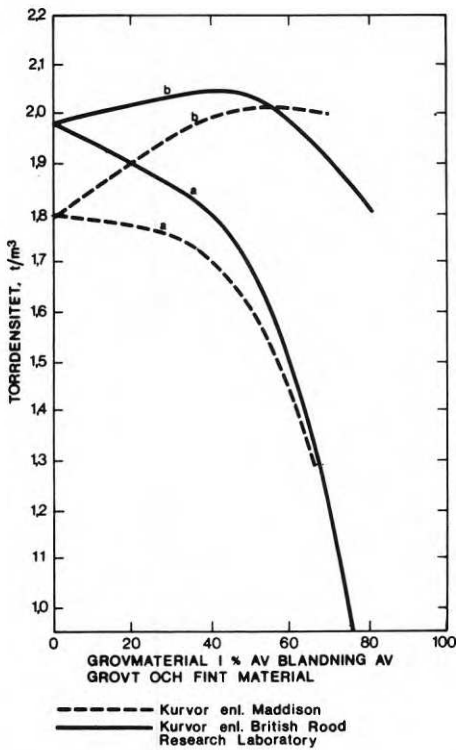


Fig. 15. Inverkan på packningsresultatet av andelen grovmaterial. Kurvorna visar torrdenstet vid optimal vattenhalt. Kurvor a: torrdenstet hos finmaterialet; b: torrdenstet hos blandningen. (Maddison, 1944).

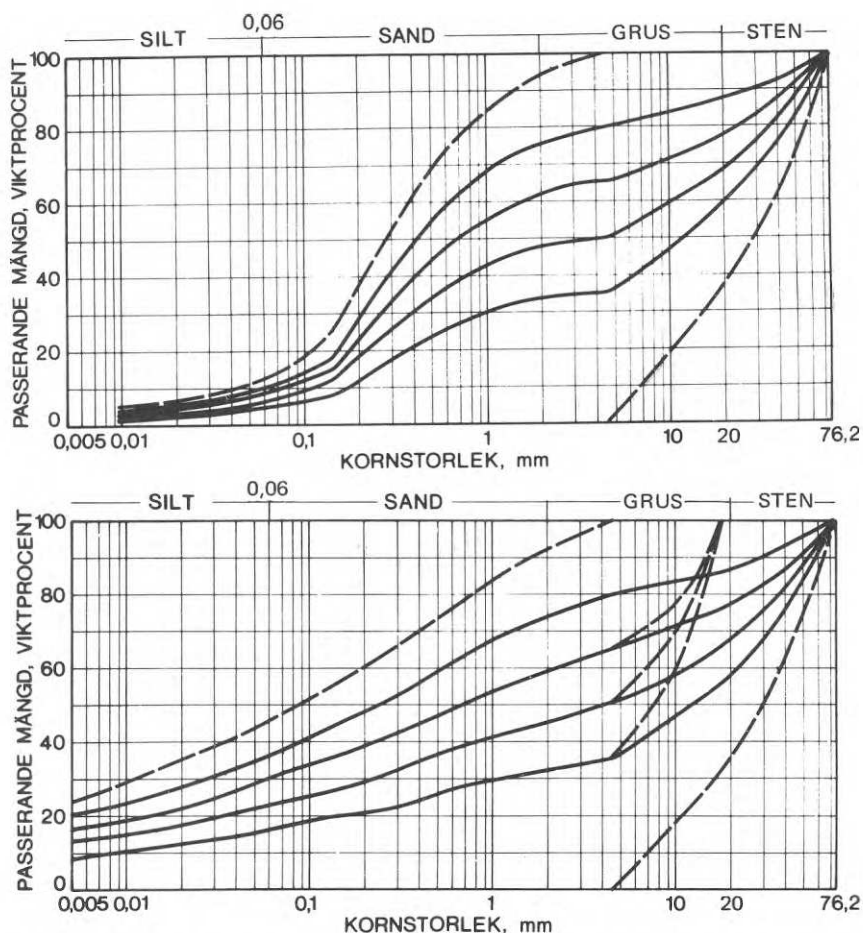


Fig. 16. Kornfördelningskurvor för blandningar, använda av Holz och Lowitz vid packningsförsök. Övre bilden: basmaterialen sand och grusig stenjord, nedre bilden: basmaterialen lera och grusig stenjord.

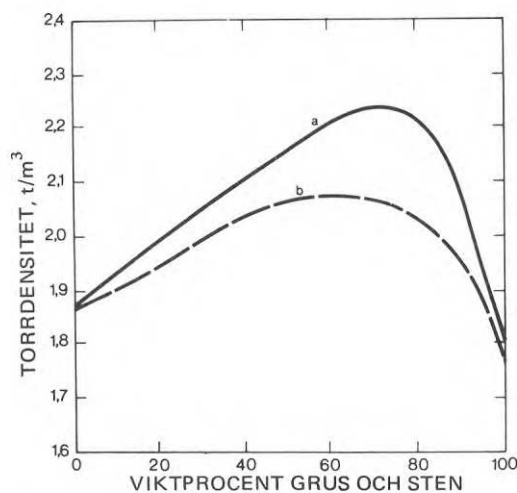


Fig. 17. Samband mellan max torrdensitet och grushalt för de blandningar som redovisas i fig. 16, övre bilden. Finfraktionen är sandig jord ur SW-SM-gruppen enligt Unified Soil Classification System. Sand och grus har tillsatts, för kurva a med max kornstorlek 76 mm (stora prov), för kurva b med max kornstorlek 19 mm (provvolym 1,43 dm<sup>3</sup>). (Holz & Lowitz).

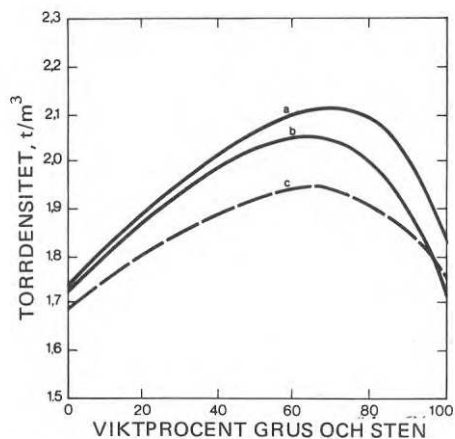


Fig. 18. Samband mellan max torrdensitet och grushalt för de blandningar som redovisas i fig. 16, undre bilden. Finfraktionen är en lera ur CL-CH-gruppen ( $w_L = 49\%$ ,  $I_p = 28\%$ ). Tillsattematerialet är grus, för kurva a med max kornstorlek 76 mm, för kurvorna b och c med max kornstorlek 19 mm. a och b motsvarar stora prov, c provvolym 1,42 dm<sup>3</sup>. (Holz & Lowitz)

Skarpkantiga korn har emellertid en högre friktionskoefficient mellan kornen, vilket motverkar glidning mellan kornen och därmed intagandet av en tätare lagring.

#### Inverkan av kornfördelning

För de grova fraktionernas inverkan på packningsresultatet finns såväl försöksresultat som teorier redovisade i litteraturen. Maddison (1944) blandade grovmaterial (jämnkornig krossten, 9,5 - 25 mm) i en siltig lera. Upp till 45 % sten i blandningen gav en liten ökning av torrdensiteten, därefter fick man en minskning, fig. 15. Senare försök med tillsats av mera välgraderat grovmaterial gav en maximal torrdensitet vid ca 55 % inblandning. Om ännu mer grovmaterial blandas in kan inte finfraktionen fylla ut hålrummen mellan de grova kornen, och torrdensiteten sjunker åter.

Holz och Lowitz blandade grusig stenjord (max kornstorlek 76 mm) i basmaterialen sand och lera. Blandningarnas kornfördelningskurvor finns återgivna i fig. 16. Proverna packades i en cylinder med volymen ca 42 dm<sup>3</sup> och med en packningsenergi av 580 kNm/m<sup>3</sup> (motsvarande Standard Proctor). Som framgår av fig. 17 - 18 fick man en maximal torrdensitet för en grushalt på ca 70 %.

En teori som belyser att en viss procent grovmaterial ger maximal torrdensitet finns redovisad av Floss *et al.* (1968):

Om en liten mängd grovt material sätts till en finkornig jordmassa, blir de grova kornen inbäddade i massan utan att beröra varandra. Vid ett sådant blandningsförlopp ökas massans volym endast med de grova kornens volym. Porvolymen hålls konstant. Blandningens torrdensitet  $\gamma_t$  kan skrivas

$$\gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{W_F + W_G}{V_{PF} + V_F + V_G}$$

där  $W_F$  = finmaterialalets vikt  
 $W_G$  = grovmaterialalets vikt  
 $V_{PF}$  = porvolymen i den finkorniga massan  
 $V_F$  = de fina kornens volym  
 $V_G$  = de grova kornens volym.

Den finkorniga massans torrdensitet före inblandningen av grovmaterialet kan skrivas

$$\gamma_{tF} = \frac{W_F}{V_{PF} + V_F}.$$

Andelen grovt material i blandningen blir

$$\alpha = \frac{W_G}{W_F + W_G}.$$

Betecknas slutligen det grova materialets kompaktdensitet med

$$\gamma_{SG} = \frac{W_G}{V_G}$$

fås efter eliminationer blandningens torrdensitet

$$\gamma_t = \frac{\gamma_{tF} \gamma_{SG}}{\gamma_{SG} - \alpha(\gamma_{SG} - \gamma_{tF})} \quad (2:1)$$

Denna ekvation är giltig så länge andelen grovmaterial är så liten att finmaterialalet fullständigt kan fylla hålrummen mellan de grova kornen.

Om emellertid en liten mängd fin jord blandas i ett grovt material kan inte finmaterialalet fylla hålrummen mellan de grova kornen. Antar man att porvolymen  $V_{PG}$  i grovmaterialet är konstant och oberoende av mängden tillsatt finmaterial blir blandningens torrdensitet

$$\gamma_t = \frac{W_F + W_G}{V_{PG} + V_G}.$$



Grovmateriallets torrdensitet före inblandningen av finmaterial kan skrivas

$$\gamma_{tG} = \frac{W_G}{V_{PG} + V_G}$$

Med samma uttryck för  $a$  som förut får man blandningens torrdensitet

$$\gamma_t = \frac{\gamma_{tG}}{a} \quad (2:2)$$

De härledda uttrycken har lagts in som kurvor i fig. 19. Skärningspunkten representerar teoretiskt den optimala viktprocenten grovmaterial och mot denna svarande maximala torrdensitet för en blandning. Genom att sätta uttrycken för  $\gamma_t$  enligt a) och b) lika fås det optimala blandningsförhållandet

$$a_o = \frac{\gamma_{SG} \gamma_{tG}}{\gamma_{tF} \gamma_{SG} + \gamma_{tG} \gamma_{SG} - \gamma_{tF} \gamma_{tG}}$$

motsvarande en torrdensitet hos blandningen

$$\gamma_{t0} = \gamma_{tG} + \gamma_{tF} - \frac{\gamma_{tF} \gamma_{tG}}{\gamma_{SG}}$$

Som jämförelse med ovanstående teori har några försöksresultat (kurvorna a-f) inlagts i diagrammet. Kurvorna a-c, som bäst ansluter sig till de teoretiska gränskurvorna, representerar blandningar som består av två material med mycket olika kornstorlekar lera och grov sand (a), lera och fin sand (b), silt och krossad kalksten (c). Kurvorna d-f representerar blandningar där de ingående materialens kornstorlekar ligger nära varandra eller övergår i varandra sand och grus (d), silt och fin sand (e och f).

#### Inverkan av finmateriallets plasticitetsegenskaper

Johnson och Sallberg meddelar i tabellform för en serie jordar Atterbergs gränser och resultaten av pack-

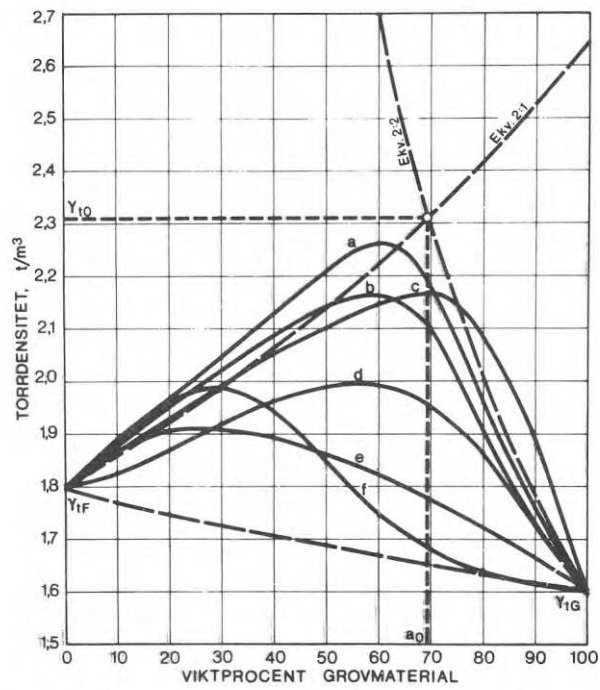


Fig. 19. Torrdensitet hos några blandjordar som funktion av andelen grovmaterial. De streckade linjerna är de teoretiska gränskurvorna enligt ekv (2:1) och (2:2). (Floss *et al.*, 1968).

ningsförsök, men materialet är för litet för att man skall kunna spåra några entydiga samband.

## 1.2 Kompression av packad jord

### 1.2.1 Utförda försök

#### Försök i en stor kompressometer vid SGI

Under 1940-talet konstruerades vid Statens Geotekniska Institut (SGI) i Stockholm en kompressometer, fig. 20, för provning av jordar som innehåller fraktioner upp till 5 cm.

För att undvika inverkan av friktion mellan prov och cylinder (siloeffekter) utfördes provcylindern som en serie ringar, 5 cm höga och med en gödstjocklek 0,7 cm. Ringarna staplas på varandra med 2 mm kilar mellan sig och fixeras med skruvtvingar. Provet fylls i och utsätts för en lätt belastning så att ett litet horisontaltryck uppstår som klämmer fast ringarna mot provytan. Sedan kan kilarna tas bort, och provet är klart för tryckning. Tack vare glappet mellan ringarna upp-tas mindre än 2 % av den pålagda lasten av väggfriktion.

Enligt SGI Proc 9 (1955) tycks endast fyra material då ha provats i denna stora kompressometer, nämligen två prover med rundade korn (singel C och F), och två med skarpkantade korn (makadam C och F), tabell 2.

Samtliga material provades i lös och fast lagring, såsom också framgår av tabellen. För att uppnå fast lagring fylldes materialet i apparaten i 5 cm skikt och bearbetades genom stampning för hand. Packningsenergin per volymsenhet material framgår inte av redogörelsen.

Resultaten av kompressionsförsöken för singel F och makadam F i fast lagring visas i fig. 21 (samband  $\sigma - \epsilon$ ) och i fig. 22 (samband mellan vertikal- och horisontalspänningar).

Ytterligare försök på singel och makadam i här nämnda apparatur har utförts av Andréasson (1965). Resultaten av dessa försök kommer att presenteras i en avhandling.

#### Kompressionsförsök vid KTH på packad morän

Vid Institutionen för vattenbyggnad, KTH, har en kompressometer byggts för provning av morän som innehåller grus- och stenfraktioner. Dessa jordar är av stort intresse, bl a vid jorddammsbyggen.

Provet är inneslutet i en gummicylinder med höjden 15 cm och diametern 15 cm och omgivet av tunna stålringar. Jordprovet packas i cylindern med en fallvikt där bottenytan är spetsad med en toppvinkel på  $120^\circ$ . Antalet packningsstötter var 40, 20 eller 10 per skikt om 4 cm höjd. Fallhöjden var 45 cm varjämte packning med halv fallhöjd utfördes för några prov (20/2 och 10/2 i tabell 3). De provade jordarnas kornfördelning framgår av fig. 23.

I tabell 3 redovisas data för de olika packnings- och kompressionsförsöken. Fig. 24 visar belastning-tidförloppet och kompressionens tidförlopp. (De provade jordarna är material som ingår i jorddammen i Höljes). Fig. 25-27 visar sambanden mellan spänning och kompression.

Serie A packades vid ungefär optimal vattenhalt enligt Proctor; B vid högre vattenhalt. Kompressionen för serie A synes bero direkt av packningsarbetet. Ju hårdare packning, dess mindre kompression. Vidare tycks många stötter med låg fallhöjd ge bättre packning än ett fåtal stötter med hög fallhöjd, jfr emellertid Sowers och Kennedys resultat under avsnitt 1.1. Ur resultaten av serie B framgår att man vid hög vattenhalt får lika stor kompression vid såväl hög som vid måttlig packning, (jfr B1 och B3). Serie C slutligen ger en antydning om stenhaltens och största kornstorlekens betydelse för sättningen, vilket ytterligare skall beröras nedan.

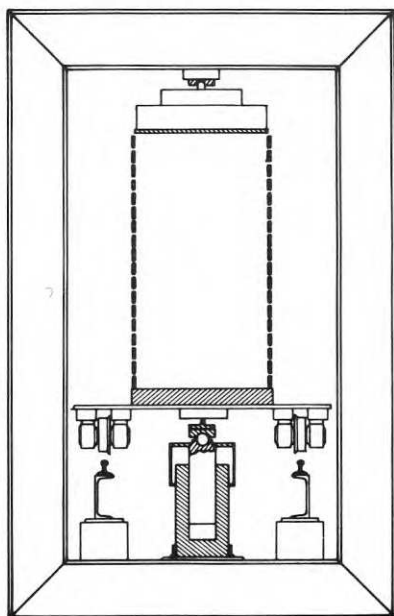


Fig. 20. SGI kompressometer.  
(Kjellman & Jakobsson, 1955).

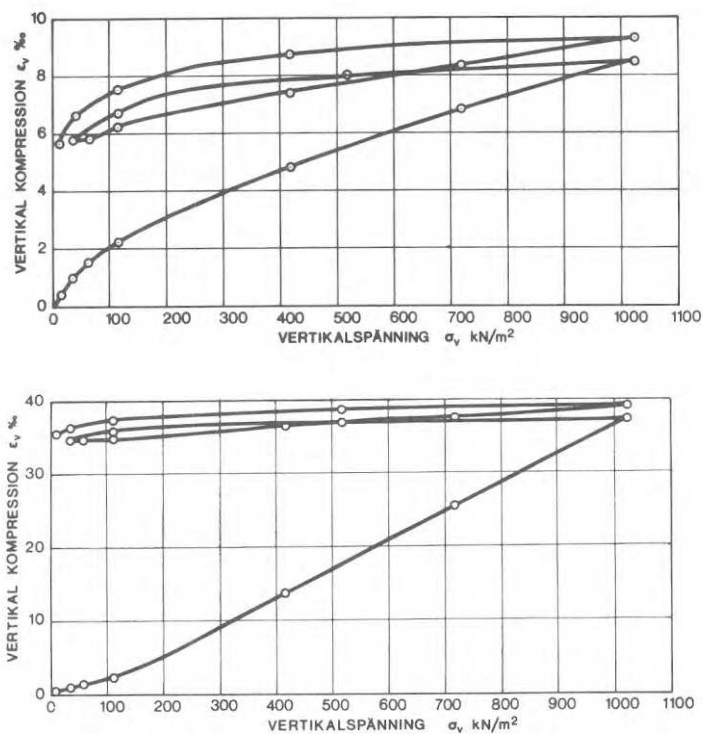


Fig. 21. Singel F (övre bilden) och makadam F (undre bilden) i fast lagring. Diagrammen anger kompressionen som funktion av vertikalspänningen. (Kjellman & Jakobsson, 1955).

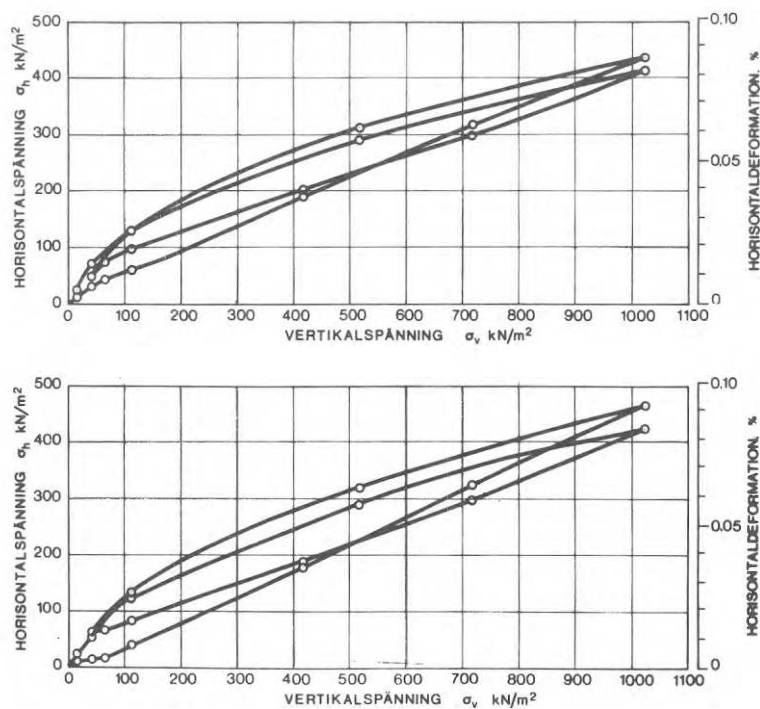


Fig. 22. Singel F (övre bilden) och makadam F (undre bilden) i fast lagring. Diagrammen anger horisontalspänningen som funktion av vertikalspänningen. (Kjellman & Jakobsson, 1955).

Tabell 2. Data för provade material (Kjellman & Jakobsson, 1955).

Benämning	Korn		Material	Porositet			Flisighet
	Form	Storlek mm		Lös lagring	Fast lagring		
Singel F	Rundad	8 - 11	88 % granit och 12 % petrosilex	41,8	34,3		1,36
Singel C	Rundad	38 - 53	84 % granit och 16 % pegmatit	-	-		1,18
Makadam F	Skarp- kantig	8 - 11	68 % granit och 32 % pegmatit	51,5	41,3		1,61
Makadam C	Skarp- kantig	38 - 53	100 % granit och gnejs	-	-		1,22



Tabell 3. Data för provade material (Reinius &amp; Thurner, 1968).

Prov	Vatten- halt vid packning, %	Packning, antal stötar	Packningsgrad		Deformationsmodul		
			Vid pack- ning, %	Vid max last, %	Lastcykel MN/m <sup>2</sup>	Avlast- ning <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>	Pålast- ning <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>
A1	11,7	40	97,2	99,4	1,5-0,5-1,5	560	450
A2	10,6	20	94,7	97,5	1,5-0,5-1,5	535	420
A3	10,7	10	91,6	95,7	1,5-0,5-1,5	530	400
A4	10,3	20/2	92,3	95,8	1,5-0,5-1,5	530	410
A5	10,9	10/2	88,8	94,0	1,5-0,5-1,5	995	360
B1	14,2	40	96,8	100,6	1,5-0,5-1,5	535	425
B2	14,5	20	96,1	99,2	1,5-0,5-1,5	570	445
B3	14,5	10	93,5	97,5	1,5-0,5-1,5	510	390
B4	14,4	10/2	90,4	94,8	1,5-0,5-1,5	500	370
C1	10,4	40	103,7	105,7	1,5-0,5-1,5	650	530
C2	12,9	20	103,1	105,3	1,5-0,5-1,5	640	500
C3	11,7	10	98,8	102,4	1,5-0,5-1,5	610	460
C4	12,3	10	99,5	100,4	0,5-0,15-0,5	345	270
				101,8	1,0-0,3-1,0	555	445

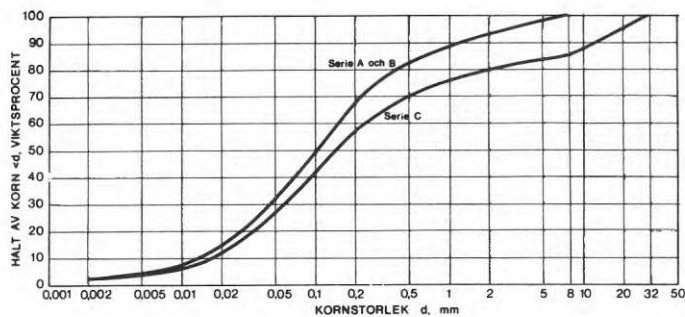


Fig. 23. Kornfördelningskurvor för jordar, provade vid KTH. (Reinius & Thurner, 1968).

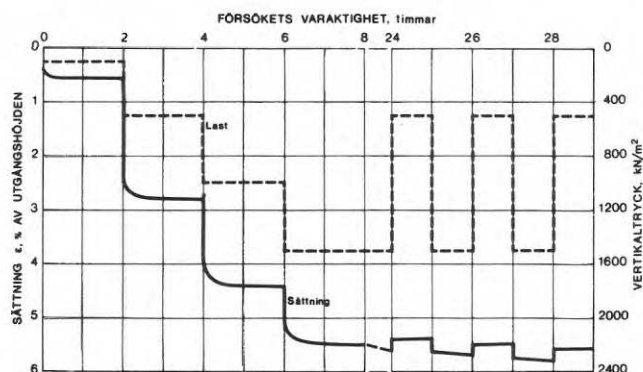


Fig. 24. Exempel på belastningstidförloppet vid försöken vid KTH (försök 5A). (Reinius & Thurner, 1968).

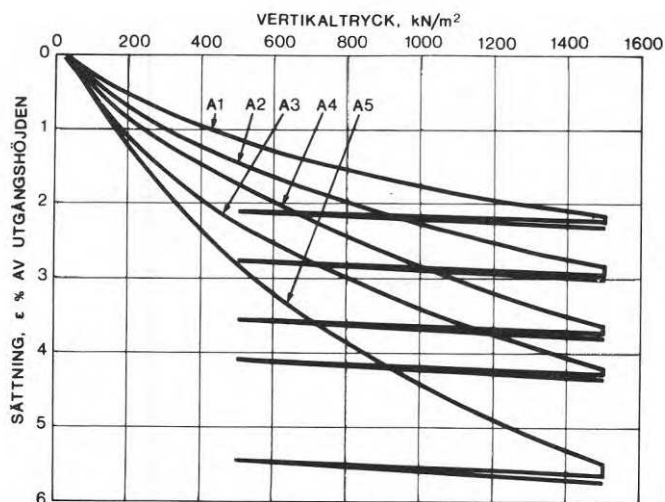
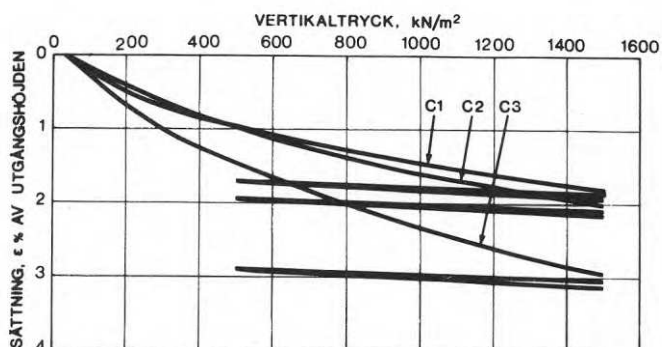
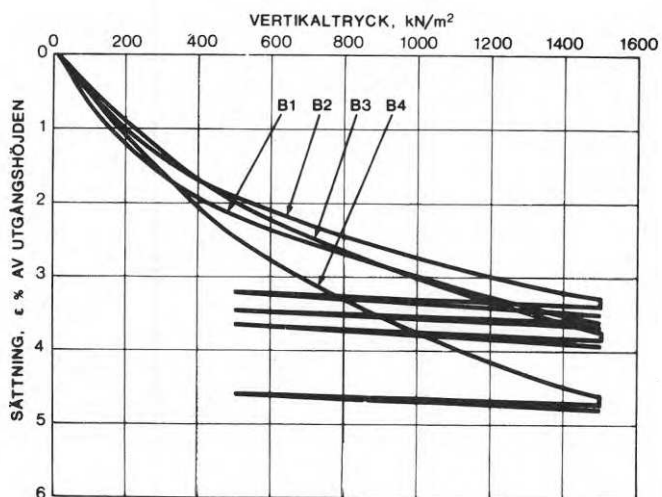


Fig. 25-27. Samband mellan spänning och kompression vid försöken vid KTH (serie A, B och C). (Reinius & Thurner, 1968). Betäckningar, se tabell 3.



Försök i en stor kompressometer vid NGI

Vid Norges Geotekniska Institut (NGI) har en stor kompressometer byggts, fig. 28. Provets höjd är 25 cm och diametern 50 cm. Godstjockleken i ringen är 2 cm. För att minska inverkan av väggfriktion lämnas ett mellanrum på 1 mm mellan ring och bottenplatta (flytande ring). I kompressometern har provats material enligt tabell 4 och material med kornfördelningskurvor enligt fig. 29. Spänningskompressionssambandet för materialen i tabellen visas i fig. 30. Resultaten skall närmare kommenteras nedan.

Av speciellt intresse är provningen av materialet enligt fig. 29 (siktkurva 3), då detta material ingår i en stenfyllningsdamm (Venemo) där sättningsobservationer företagits. Sättningarna i dammen mättes med "crossbars" enligt US Bureau of Reclamation. En tvärsnitt av dammen med crossbars på var femte meter visas i fig. 31 och förloppet tid - sättning resp last - sättning framgår av fig. 32-33. Försök i stora kompressometern gav resultat enligt fig. 34 där även i dammen uppmätta sättningar lagts in. Som synes får man ur kompressometerförsöken värden på sättningarna som ligger invid övre gränsen för de i dammen uppmätta. Anledningen till att kompressionen i dammen genomsnittligen blivit mindre än i kompressometern torde bl a vara skillnaden i max stenstorlek och därmed halten av grovt stenmaterial, se fig. 29 och diskussion nedan.

Försök i kompressometer i Mexico

I samband med projekteringen av en jord- och stenfyllningsdamm i Mexico (El Infiernillo) byggdes av Comisión Federal de Electricidad en triaxialapparat (provstorlek  $\phi$  113 cm, höjd 250 cm) samt två kompressometrar enligt fig. 35-36.

Materialet som skulle ingå i dammen provades i den större kompressometern, varvid man för två försök fick ett samband mellan tryck och portal enligt fig. 37.

Tabell 4. Data för prov i N&I stora kompressometer. (Kjaernsli & Sande, 1963).

Material	Prov nr	Kornstorlek $d_{mm}$	Graderingskoeff $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	Krossning %	Porositet		Lagringstäthet $I_D$ %	Max last kN/m <sup>2</sup>	Kompakt densitet t/m <sup>3</sup>
					$n_0$	$n_1$			
Krossad syenit, skarpkantig	1	32<d<64	1,4	44	50,5	30,5	17	52,5	2,58
	2	32<d<64	1,4	22	51,2	39,3	7	27,0	-
	3	32<d<64	1,4	17	44,3	36,4	94	27,0	-
	4	4<d<32	2,8	8	47,5	37,5	18	27,0	-
	5	4<d<32	2,8	7	39,6	34,4	100	27,0	-
	6	d<64	26	ringa	38,2	30,0	22	27,0	-
	7	d<64	25	ringa	28,8	24,2	100	27,0	-
Krossad gnejs, skarpkantig (material från tunnel-sprängning)	8	32<d<64	1,4	42	46,7	30,4	35	31,2	2,64
	9	d<128	56	ringa	39,7	30,8	1	24,1	-
	10	d<128	56	ringa	34,0	25,0	41	25,1	-
Krossad kalksten, skarpkantig (flata korn)	11	32<d<64	1,4	40	44,7	33,3	-	27,0	2,72
	12		30	ringa	33,3	20,7	-	27,0	-
Grus från glacifluviala avlagringar (rundade korn)	13	32<d<64	1,4	10	42,8	39,7	4	27,0	-
	14	32<d<64	1,4	5	35,0	33,8	95	27,0	-
	15	4<d<32	2,8	3	34,0	31,3	40	27,0	-
	16	4<d<32	2,8	3	29,1	27,0	95	27,0	-
	17	d<64	50	ringa	27,1	19,0	38	27,0	-
	18	d<64	50	ringa	19,0	16,0	100	27,0	-
	19	d<64	57	ringa	28,0	24,5	33	27,0	-
Moränmaterial (något rundade korn)	20	d<64	100	ringa	26,7	23,5	87	27,0	2,70

Anm.  $n_0$  och  $n_1$  anger porositeten före resp efter tryckförsöket.

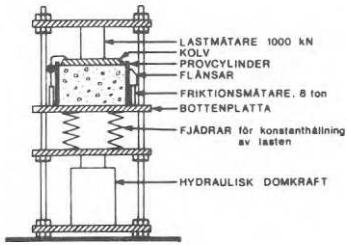


Fig. 28. NGI, stor kompressometer.  
(Kjaernsli & Sande, 1963).

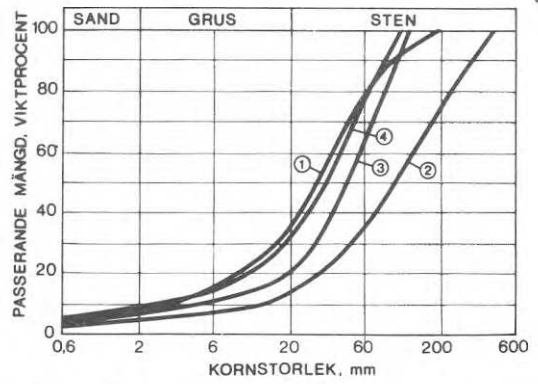


Fig. 29. Kornfördelningskurvor för några av de vid NGI provade materialen. (Kjaernsli & Sande, 1963).

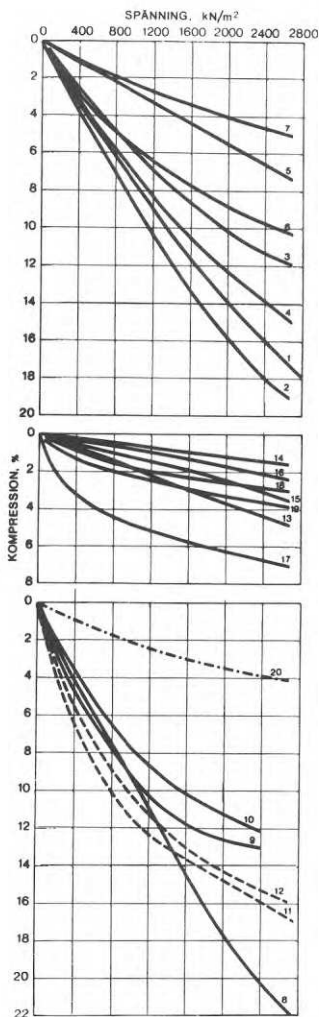


Fig. 30. Samband mellan spänning och kompression för material, provade vid NGI. Prov 7, 5, 14, 16 och 18 är hårt packade, prov 4, 6, 8, 9, 10, 13, 17 och 19 löst packade.  
(Kjaernsli & Sande, 1963).

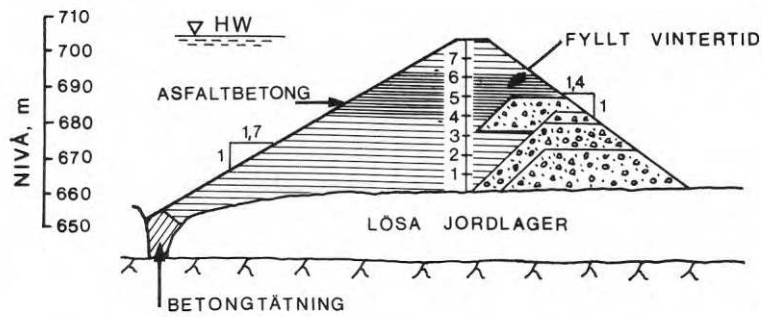


Fig. 31. Tvärsektion av Venemo-dammen. (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).

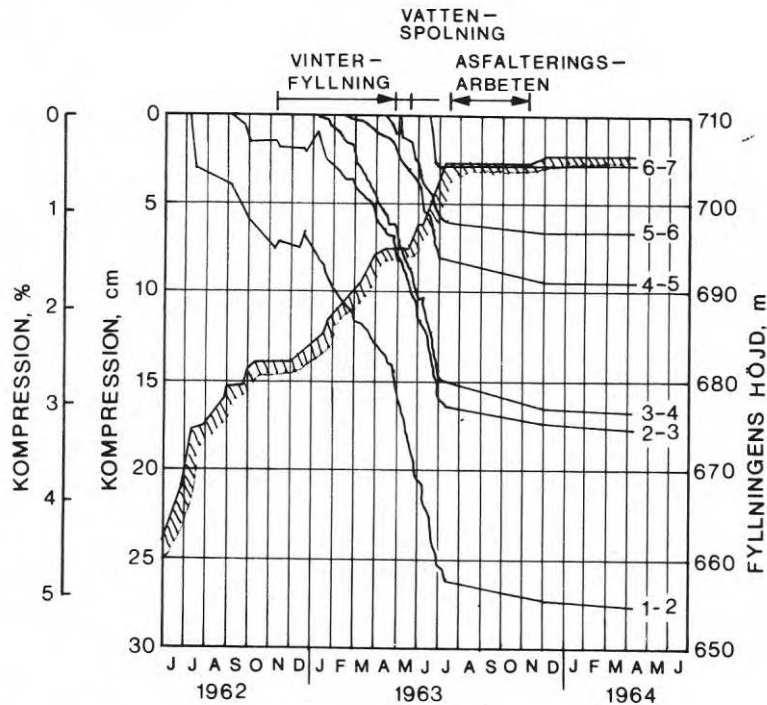


Fig. 32. Samband mellan tid och kompression för lagren mellan "crossbars". Den skuggade kurvan anger fyllningens höjd under dammbygget. (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).

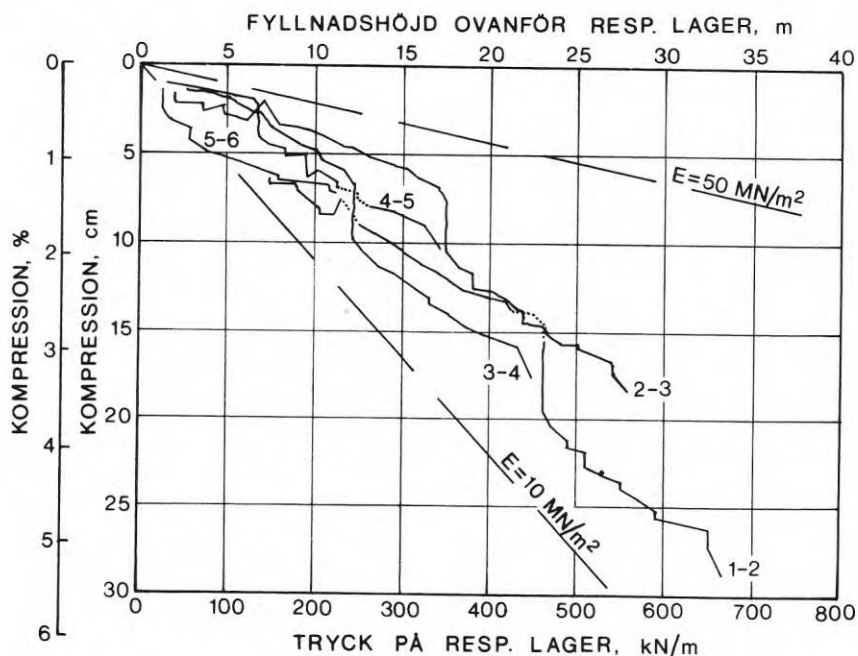


Fig. 33. Kompression av lagren mellan "crossbars" som funktion av trycket av ovanför liggande fyllning. (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).

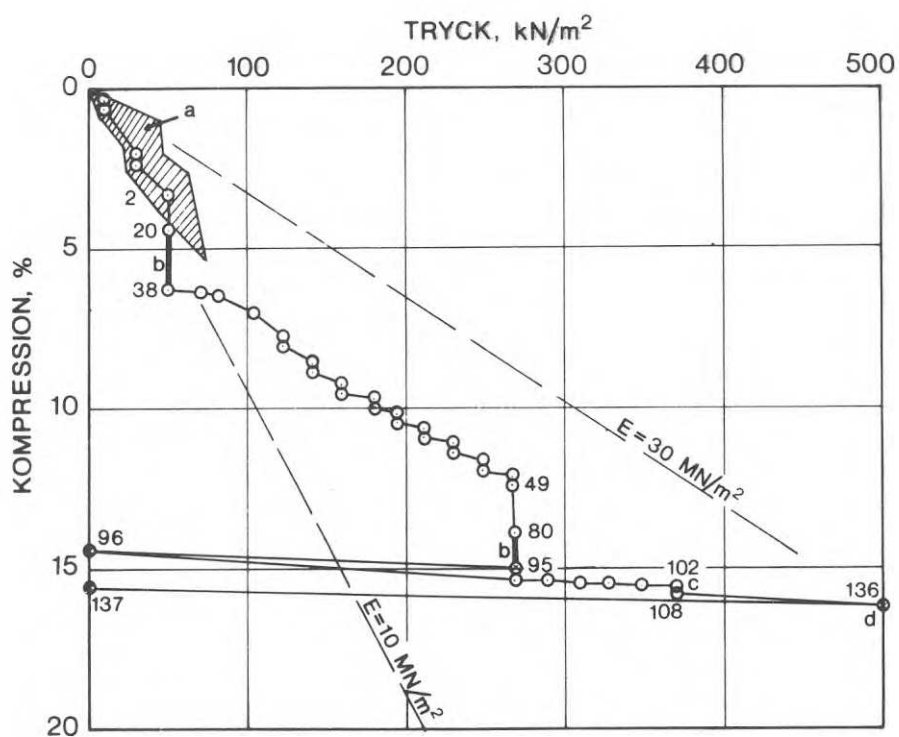


Fig. 34. Sättningar i Venemo-dammen (skuggad yta) jämfört med försöksresultat från stora kompressometern. De grova linjerna vid b visar kompression på grund av vattenmättnings av provet. För att erhålla linje c och punkt d har provet fått stå vattenmättat under 2 resp 28 dygn. Siffrorna i figuren anger antal dygn från försökets början. (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).



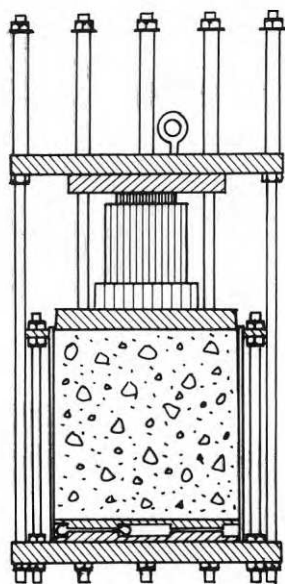


Fig. 35. Kompressometer enligt Comisión Federal de Electricidad, Mexico. Provets diameter är 40,4 cm, höjd 54,5 cm. (Marsal, 1965).

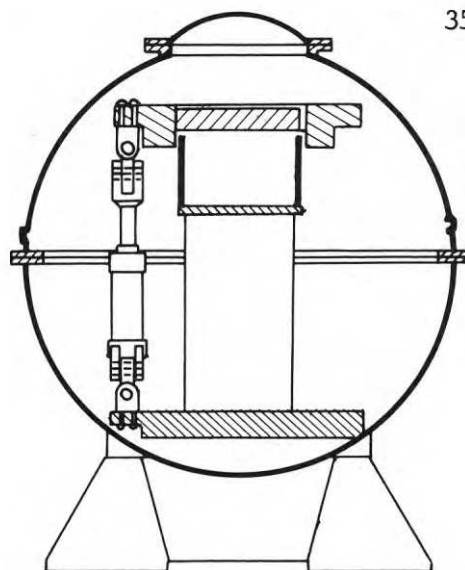


Fig. 36. Kompressometer, Mexico. Provets diameter är 114 cm. Apparaten är placerad inne i triaxialapparatens tryckkammare. (Marsal, 1965).

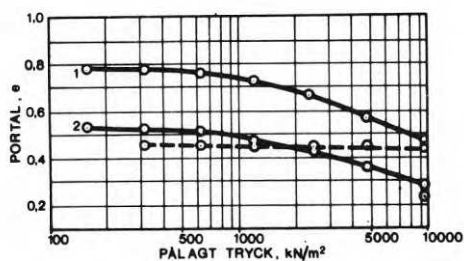
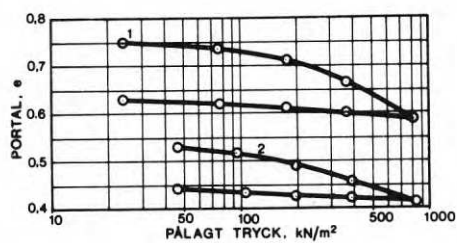


Fig. 37. Samband mellan tryck och kompression för två av materialen från El Infiernillo. (Marsal & Ramirez, 1967). Det framgår inte av rapporten vilka material som avses.

Vattenhalten och största stenstorleken vid provningen finns ej angivna. Sättningsobservationer för dammen under och efter byggnadstiden finns redovisade, tyvärr dock så oklart att någon jämförelse mellan verklig sättning och sättning, beräknad ur kompressionsförsöken ej låter sig göras.

1.2.2 Faktorer som påverkar en jords kompressibilitet  
Kompression i en grovkornig jord under belastning synes ha tre fenomenologiska förklaringar:

- a) En elastisk kompression, framförallt i kontaktytorna.
- b) Glidningar mellan partiklarna. Härvid inträffar en irreversibel kompression.
- c) Krossning i kontaktytorna och vid högre laster krossning av hela korn, vilket ger upphov till ytterligare irreversibel kompression.

#### Inverkan på kompressibiliteten genom kornform

Skarpkantiga korn ger större kompression än rundade korn, om i övrigt kornstorleksfördelningen är den samma i båda fallen, fig. 21 och tabell 4. Orsaken till detta är att man för skarpkantiga korn får större spänningskoncentrationer i kontaktpunkterna så att krossning inträder på ett tidigt stadium.

#### Inverkan av kornfördelning

Såsom visats av Kjaernsli (1965), tabell 4, finns ett påtagligt samband mellan graderingskoefficienten (ojämknornigheten)  $d_{60}/d_{10}$  och krossningsprocenten vid belastning. Välgraderade jordar undergår en mycket mindre krossning än grova, jämnkorniga jordar, varför man får en mindre kompression i en välgraderad jord. Lasten fördelas över flera kontaktpunkter. Skulle emellertid procenten kohesionsjord bli så stor att de grövre kornen inte kan bilda ett sammanhängande skelett kan man återigen vänta sig en större kompression, i

varje fall i fyllningar o d där kohesionsjorden inte är överkonsoliderad.

#### Inverkan av största kornstorlek

Om man överslagsberäknar sättningen för jorddammen i Höljes (krönhöjd 81 m) under antagande att materialets torrdensitet är så låg som  $1,3 \text{ ton/m}^3$  och utgår från kurva A1 i fig. 25 (max kornstorlek 8 mm), får man en sättning på ca 100 cm. Kurva C1 i fig. 27 (max kornstorlek 32 mm) ger en sättning ca 80 cm. I verkligheten erhöles efter 3 år, sedan reservoaren fyllts och tömts 3 gånger, en sättning på 7,4 cm. Största kornstorlek i dammen var 300 mm; halten sten större än 8 mm var 25 %. Man finner alltså att hög stenhalt och stor max kornstorlek minskar kompressionen.

#### Inverkan av portal och vattenhalt

Man väntar sig intuitivt att höga portal ger störst kompression. På så sätt förhåller det sig t ex för materialen från Ellesbo och Piteå. Däremot visar det sig för Dösebacka- och Gävlematerialen att sambandet högt portal - stor kompression inte gäller entydigt. En orsak till detta förefaller vara att också vattenhalten påverkar kompressibiliteten. Burland (1965) har lagt fram en teori för samspelet mellan jord och vatten i en omättad friktionsjord som visar på vattenhaltens inverkan på kompressibiliteten.

I sammandrag kan Burlands teori uttryckas enligt följande:

I varje kontaktpunkt mellan kornen i en jordmassa verkar en normalkraft  $P$  och en skjuvkraft  $T$ . Mellan kornen har man en friktionskoefficient  $f$ . Vid jämvikt måste villkoret  $T/P \leq f$  vara uppfyllt i alla kontaktpunkter. En yttre belastning på jordmassan (exvis i kompressometer) ger ett tillskott till både  $T$  och  $P$ . På ett visst stadium ökar i en del av kontaktpunkterna  $T$ -krafterna mer än  $P$ -krafterna, så att  $T/P$  blir större än  $f$ , varvid man får en kompression (glidning

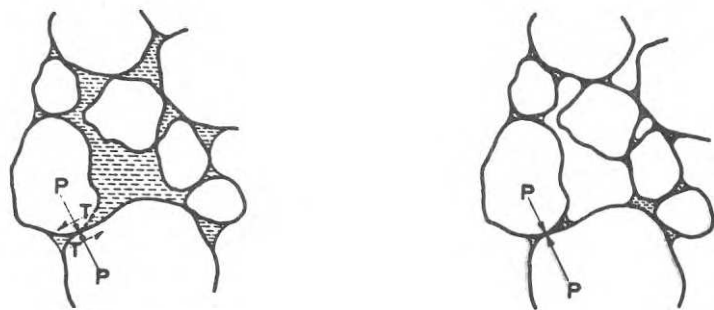


Fig. 38. Kraftöverföring i jord vid två olika vattenhalter, hög (t v) och låg (t h). (Burland, 1965).

mellan kornen). Om jordmassan innehåller vatten men är omättad, påverkas kornen emellertid också av inre spänningar i jorden; vattnet bildar menisker, och kapillärkrafterna ger upphov till ett negativt porvattentryck, som medför en motsvarande ökning av kontaktkrafterna mellan kornen. Denna kraftökning är huvudsakligen riktad vinkelrät mot kontaktplanet (endast  $P$  ökar, medan  $T$  är konstant). Man får en stabilisering av jordmassan, vilket medför en minskning av kompressibiliteten. Om vattenhalten sjunker minskas meniskernas krökningsradie och kraften  $P$  växer ytterligare. Man har fått en ännu större stabilisering mot kompression. Se fig. 38.

Sjunker nu vattenhalten ännu mera, försvinner vattnet helt från en del av kontaktpunkterna. I dessa punkter minskas alltså kraften  $P$ , och det erforderliga tillskottet till kraften  $T$  för att utlösa glidning (kompression) blir mindre. Kompressibiliteten stiger. För en viss vattenhalt finns alltså enligt denna teori ett minimivärde på kompressibiliteten. Det är möjligt att denna inverkan av vattenhalten för en del jordarter inom vissa gränser är starkare än inverkan av por-talet på kompressibiliteten (jfr proverna från Gävle och Dösebacka).

Burlands teori förklarar naturligtvis inte fullständigt relationerna jord - vatten vid kompression. Som tidigare nämnts påverkar vatten friktionskoefficienten mellan kornen (Horn, avsnitt 1.1). Vidare uppger Kjaernsli att tryckhållfastheten hos syenitprismor sjönk 6 % efter vattenmätning under 3 dygn och ytterligare 9 % vid tryckning under vatten. Kompression på grund av krossning skulle alltså öka med vattenhalten.

### 1.2.3 Spänningsförhållande i ödometern

Vilojordtryckskoefficienten  $K_0$ , definierad som kvoten mellan det horisontala och vertikala jordtrycket vid förhindrad sidoutvidgning, har bestämts för olika jordarter och under olika omständigheter genom ödometerförsök av bl a Obrcian och Hendron (1969).

Två felkällor föreligger vid bestämning av  $K_0$  med ödometerförsök, nämligen sidoutvidgning och väggfriktion. Sålunda uppger Terzaghi att vilojordtrycket mot en stödvägg i tätpackad sand hade övergått till aktivt tryck, när väggen förskjutits i sidled en sträcka, motsvarande 0,0007 gånger vägghöjden. I den ödometer som Hendron använde blir horisontaltöjningen vid vertikalspänningen  $20 \text{ MN/m}^2$  ungefär 2 % av ovannämnda värde, vilket kan anses tillfredsställande. Väggfriktionen påverkar försöksresultatet dels genom att inte hela den pålagda lasten förs över till provet, dels genom att spänningsbilden i gränsytan vägg - jord ändras så att den inte motsvarar ett rent vilojordtryck.

Obrcian undersökte för några olika sandmaterial hur  $K_0$  påverkas av kornfördelning, lagringstäthet, vertikalspänning och jordens belastningshistoria. Några av resultaten redovisas i fig. 39-43.

Som synes sjunker  $K_0$  för samtliga material när vertikalspänningen ökas, ett förhållande som inte kunnat observeras vare sig vid Hendrons försök eller vid försöken med grovkorniga jordar i den stora kompressometern vid CTH. Vid denna kompressometer kan en orsak till detta vara att materialet där varit hårdare packat. Vidare kan för fig. 39-42 noteras att hög lagringstäthet ger låga värden på  $K_0$ .

Av fig. 43 framgår att  $K_0$  vid avlastning och återbelastning blir mycket större än vid primärbelastningen (kvarstående horisontalspänning vid avlastning). Samma förhållande kunde observeras vid försöken vid CTH.

För att analysera förhållandena vid av- och återbelastning har man infört tre olika beteckningar för vilotryckskoefficienten:  $K_0^{\text{nc}}$  (normally consolidated), dvs det vanliga  $K_0$  vid primärbelastning,  $K_0^{\text{rb}}$  (rebound), motsvarande  $K_0$  vid avlastning samt  $K_0^{\text{pc}}$  (preconsolidated), motsvarande  $K_0$  vid återbelastning.

### Primärbelastning

För  $K_0^{\text{nc}}$  har Jaky föreslagit sambandet  $K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin \phi$ , där  $\phi$  är den effektiva inre friktionsvinkeln. Jakys ekvation har visat sig ge en godtagbar överensstämmelse både för sand och vissa leror. Hendron analyserade teoretiskt förhållandet vid en massa bestående av kvartskulor och uppställde sambandet:

$$K_0^{\text{nc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 - f}{1 + f}$$

där  $f$  är friktionskoefficienten mellan kulorna. Thurston fann teoretiskt sambandet

$$\sin \phi = \frac{1}{3} + \frac{4}{9} \sqrt{6} f$$

som insatt i Hendrons ekvation ger

$$K_0^{\text{nc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 + \frac{1}{8} \sqrt{6} - \frac{3}{8} \sqrt{6} \sin \phi}{1 - \frac{1}{8} \sqrt{6} + \frac{3}{8} \sqrt{6} \sin \phi} = \frac{1 - 0,70 \sin \phi}{1,06 + 1,40 \sin \phi}$$

Denna ekvation ger lägre  $K_0^{\text{nc}}$ -värden än Jakys formel och har visat sig stämma endast för ett mycket rundkornigt material (Minnesota sand), provad av Hendron. Se tabell 5.

Resultaten av två av Hendrons försök med sand visas i fig. 44-45. Liksom vid Obrcians försök blir  $K_0$  lägst för den finaste sanden. På båda primärbelastningskurvorna har man fått en brytpunkt vid vertikalspänningen  $\sigma'_L$ . Ytterligare försöksresultat framgår av tabell 5. Observera att Jakys formel ger för höga värden på  $K_0$  för den rundkorniga "Minnesota sand".

### Avlastning

Utgångspunkten för avlastningskurvan sammanfaller med slutpunkten för primärbelastningskurvan så att  $K_0^{\text{rb}} = K_0$  för  $\sigma_v \text{ max}$ . När  $\sigma_v$  sjunker, kommer emellertid inte  $\sigma_h$  att sjunka i samma takt, utan man får allt högre



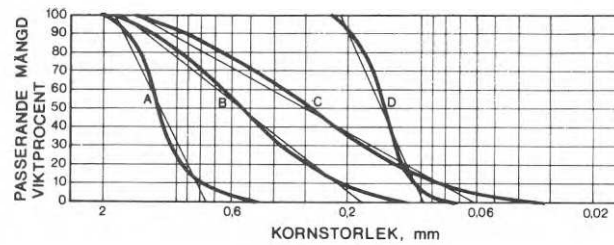


Fig. 39. Kornfördelning för av Obrcian undersökta jordarter.

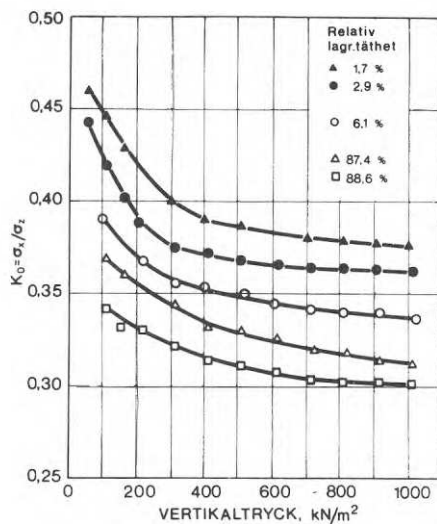


Fig. 40. Samband mellan  $K_0$ -värden och vertikalspänning för material A i fig. 39 (grov sand). (Obrcian, 1969).

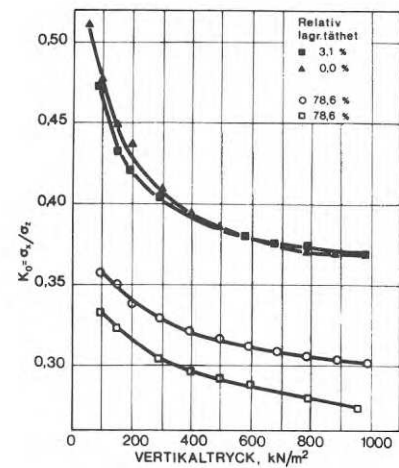


Fig. 41. Samband mellan  $K_0$ -värden och vertikalspänning för material C (grov till fin sand med spår av silt). (Obrcian, 1969).

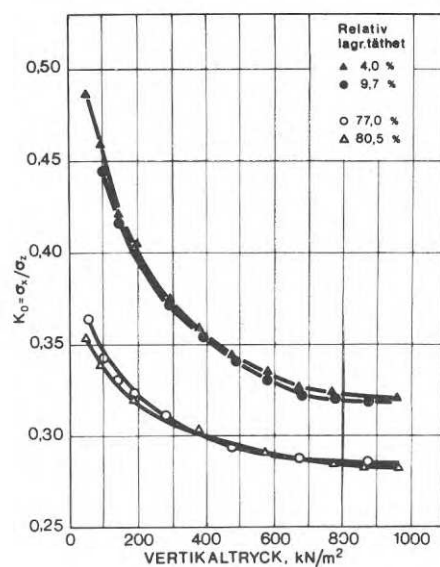


Fig. 42. Samband mellan  $K_0$ -värden och vertikalspänning för material D (fin sand). (Obrcian, 1969).

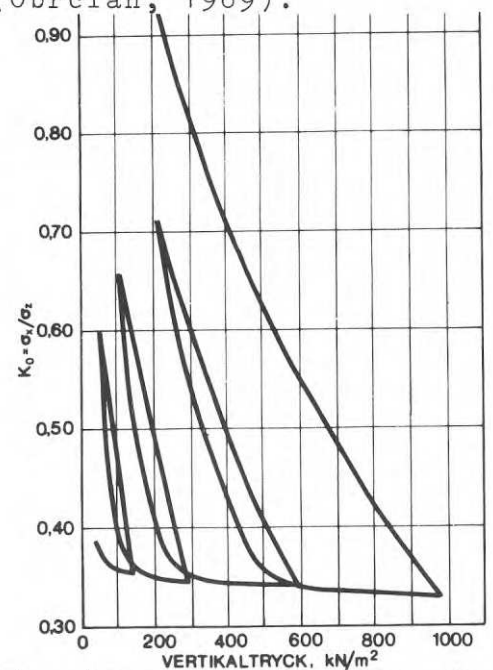


Fig. 43. Samband mellan  $K_0$ -värden och vertikalspänning vid flera av- och återbelastningar. Grov till fin sand med spår av silt. (Obrcian, 1969).

Tabell 5. Ödometerförsök på sand. (Hendron enl. Schmidt, 1967).

Sand typ ...	Minnesota					Pennsylvania		Sangamon		Wabash	
$h$ ...	0,38					0,45		0,42		0,49	
$e_0$ ...	0,48	0,54	0,62	0,64	0,77	0,67	0,86	0,64	0,82	0,52	0,68
$\phi$ ...	35,5°	31,5°	27°	25,5°	18°?	34,5°	27°	37°	29,5°	38,5°	32°
$1 - \sin \phi$ (Jaky)	0,42	0,48	0,55	0,57	0,69	0,43	0,55	0,40	0,51	0,38	0,47
$K_{nc}^0$ (Hendron) ...	0,33	0,35	0,39	0,41	0,48	0,43	0,56	0,40	0,46	0,39	0,44
$K'$ ...	0,38	0,40	0,42	0,50	0,60	0,45	0,52	0,45	0,54	0,36	0,42

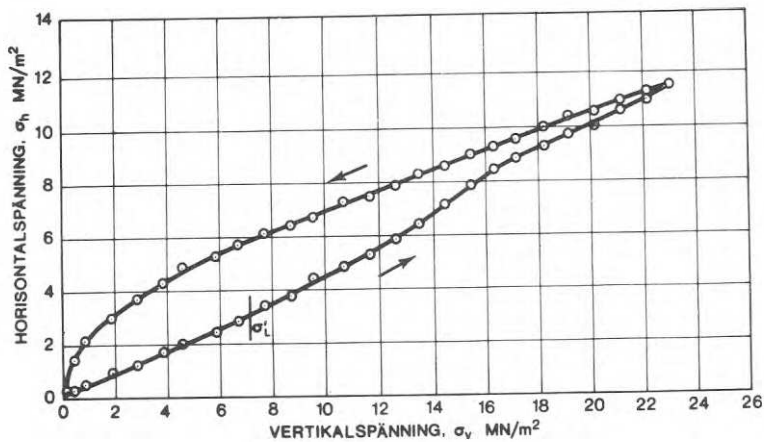


Fig. 44. Samband mellan vertikal- och horisontalspänning vid ödometerförsök av Hendron. Pennsylvania sand:  $e = 0,68$ ,  $I_d = 0,70$ ,  $d_{10} \% = 0,92$  mm, rundningsgrad 0,89.

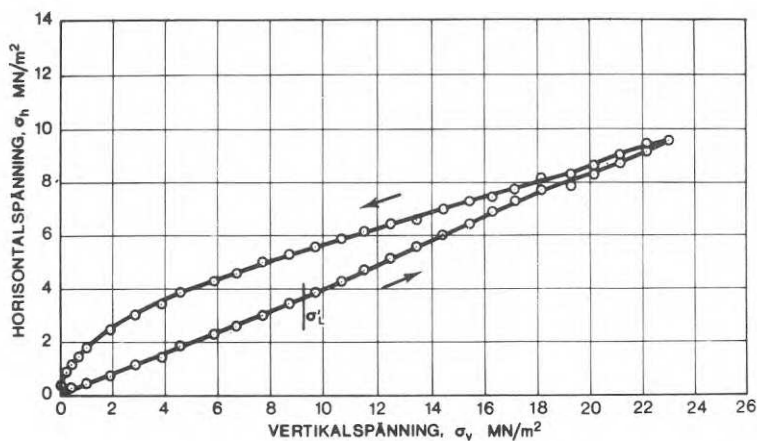


Fig. 45. Samband mellan vertikal- och horisontalspänning vid ödometerförsök av Hendron. Wabash River sand:  $e = 0,55$ ,  $I_D = 0,55$ ,  $d_{10} \% = 0,26$  mm, rundningsgrad 0,85.

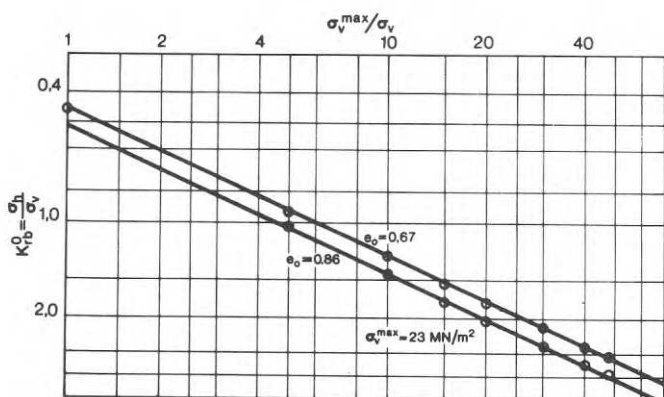


Fig. 46. Samband mellan  $K_{0rb}$  och  $\sigma_{v \max} / \sigma_v$ . Pennsylvania sand. (Schmidt, 1967).

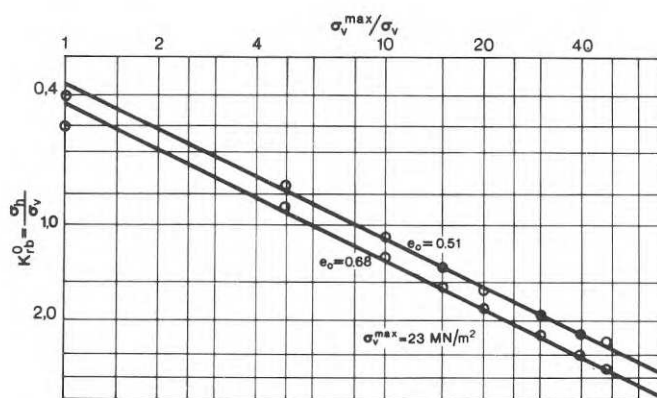


Fig. 47. Samband mellan  $K_{0rb}$  och  $\sigma_{v \max} / \sigma_v$ . Wabash River sand. (Schmidt, 1967).

värden på  $K_0^{rb}$ . Ur Hendrons försöksresultat har Schmidt (1967) uppställt det empiriska sambandet:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K_0^{rb} = K' \left( \frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} \right)^h$$

$$\text{där } K' = \frac{\sigma_h \max}{\sigma_v \max}$$

och  $h$  är en materialkonstant för jordmaterialet. Schmidt anger att  $K'$  åtminstone för värden på  $\frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} < \sigma_L'$  kan sättas  $= K_0^{nc}$ . Alltså kan formeln för  $K_0^{rb}$  skrivas:

$$K_0^{rb} = K_0^{nc} \left( \frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} \right)^h \approx (1 - \sin \phi) \left( \frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} \right)^h$$

Sambandet mellan  $K_0^{rb}$  och  $\frac{\sigma_v \max}{\sigma_v}$  inlagt i ett dubbellogaritmiskt diagram visas i fig. 46-47. Linjernas lutning motsvarar värdet på  $h$ . Några uppmätta  $h$ -värden finns redovisade i tabell 5.

### Återbelastning

Utgångspunkten för återbelastningskurvan sammanfaller med avlastningskurvas slutpunkt, där alltså  $K_0^{rb} = K_0^{pc}$ . I övrigt anger Hendron att för sand  $K_0^{pc} < K_0^{rb}$  vid  $\frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} < 4$ . Enligt Bishop är emellertid  $K_0^{pc} < K_0^{rb}$  vid  $\frac{\sigma_v \max}{\sigma_v} = 25$ , och kurvan för  $K_0^{pc}$  uppges skära  $K_0^{nc}$  i närheten av  $\frac{1}{2} \sigma_v \max$ .

## 2.1 Beskrivning av försöksapparaturen (stora kompressometern)

### 2.1.1 Provcylinder, belastningsanordning, mothåll

På en stålplatta,  $\phi$  725 mm, godstjocklek 20 mm, placerades en 500 mm hög plåt-cylinder med innerdiametern 696 mm och godstjockleken 7,7 mm. En U-formad gummi-packning tätar mellan cylindern och bottenplattan. Sedan jordprovet packats i denna provcylinder påförs en stämpel bestående av en 20 mm tjock stålplatta som avstyvats på sex ställen med flänsar av 15 mm plåt. Stämpelein har ca 2 mm spelrum gentemot cylindern. Ovanpå stämpelein sattes en kraftmät-dosa, typ Erichsen 346 - 100, som registrerade den pålagda lasten i  $M_p$ , fig. 48.

Lasten läggs på hydrauliskt med en flat Freyssinet-domkraft,  $\phi$  430 mm, av s k holländsk modell. Domkraften medger en vertikal rörelse på ca 5 cm och kan enligt leverantören användas vid 4 till 5 försök innan risk för utmattning av materialet föreligger. Den har i kompressometern placerats mellan två cirkulära stålplattor,  $\phi$  370 mm och godstjocklek 30 mm. Mellan domkraft och mät-dosa ligger två sfäriska mellanläggsbrickor vilka tjänstgör som led.

Mothållet utgörs av fyra slutna ramar, var och en bestående av två I-profiler, HE 140 B, förbundna med två gängade stålstänger,  $\phi$  30 mm, av material D 80. Allt övrigt stål i apparaten är av kvalitet SIS 1311.

Plåt-cylindern förhindras att flytta sig i förhållande till I-profilerna genom två bultförband.

### 2.1.2 Anordning för konstanthållning av lasten

Den vattenfyllda domkraften är med en högtrycksslang förbunden med en även vattenfylld trycktank, i sin tur kopplad till två tryckluftsbehållare, fig. 49. Vid försökets början är den högra tryckluftsbehållaren tom, kranen A öppen, ventilen B och kranarna C och D stängda. Ventilen B öppnas sedan något, och luft får strömma över till den tomma behållaren tills trycket där är lika med det i domkraften önskade vattentrycket. Nu kan lasten läggas på genom att kranen C öppnas. Finjustering av trycket sker med ventilen B och kranen D. Slutligen stängs kranen A. Medan nu långtids-sättningen pågår, ökar domkraftens volym och luft strömmar från den vänstra tryckluftsbehållaren till vattentanken. Trycket sjunker. Då i själva verket största delen av kompressionen inträffar omedelbart, varvid tryckminskningen kompenseras vid finjusteringen, kan systemet anses tillfredsställande.

(Domkraften är kalibrerad så att man märker sambandet mellan vattentrycket i domkraften och stämpelns tryck i cylindern. Detta emedan kraftmätidosan visat sig ge en viss eftersläpning, särskilt vid avlastning.)

### 2.1.3 Mätanordningar

Kompressionen läses av på tre mätklockor som registrerar laststämpelns nedsjunkning. Klockorna sitter på stag som är fastsvetsade i den runda bottenplattan.

För bestämning av horisontalspänningen i jordprovet limmades horisontella trådtöjningsgivare på nivåerna 50, 175 och 300 mm från plåt cylinderns undre kant. På varje nivå sattes nio givare med samma inbördes avstånd och kopplade enligt fig. 50, varvid det totala motståndet i kretsen blev detsamma som för en enda givare, i detta fall ca 120  $\Omega$ .

Om nu en sten vid packningen skulle hamna mitt för en givare och åstadkomma en lokal utbuktning i plåten får man på denna givare en större motståndsökning än den som erhålls för den genomsnittliga horisontalspänningen i provet. Med en koppling enligt fig. 50 fördelas emellertid felet på alla givarna.

För undersökning av hur stor del av lasten som tas upp av friktion mot plåten har vertikala trådtöjningsgivare limmats på två nivåer, 100 och 250 mm från plåtacylinderns undre kant. På varje nivå sattes fyra givare, kopplade enligt fig. 51.

Förutom dessa aktiva givare på kompressometern limmades på en 100 mm hög jämförelsering av samma material, och med samma diameter och plåttjocklek, nio horisontella och fyra vertikala passiva givare som kopplades på samma sätt som de aktiva givarna. Jämförelseringen placerades intill kompressometern på samma höjd över golvet som denna.

Eftersom kompressometern och jämförelseringen har olika värmekapacitet kan vid temperaturändring i lokalen en temperaturskillnad uppstå mellan de båda ringarna. För att undersöka verkan av detta på mätresultaten uppmättes temperaturen i rummet under några av försökerna. Temperaturvariationerna, uppgående till max  $5^{\circ}$  C, visade sig emellertid ej ha någon märkbar inverkan på mätresultaten. Dessa påverkades emellertid momentant av luftdrag och av strålning från kroppsvärmen, varför båda ringarna överdragits med 10 mm skumplast, vilken gav en tillfredsställande isolering.

Trådtöjningsgivarna kopplades till en mätbrygga, Peekel Electronic Strain, indicator typ B-103 No. 1651 och tillhörande kopplingsplint. Töjningsskillnaden mellan kompressometer och jämförelsering uppmättes i microstrain. En microstrain motsvarar en töjning av  $10^{-6}$  mm.



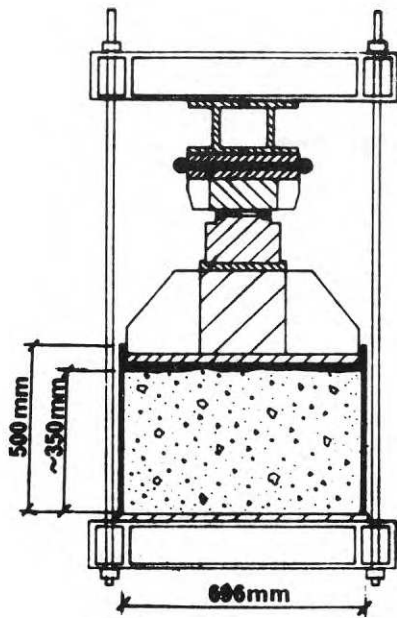


Fig. 48. Provcylinder, belastningsanordning och mot-håll.

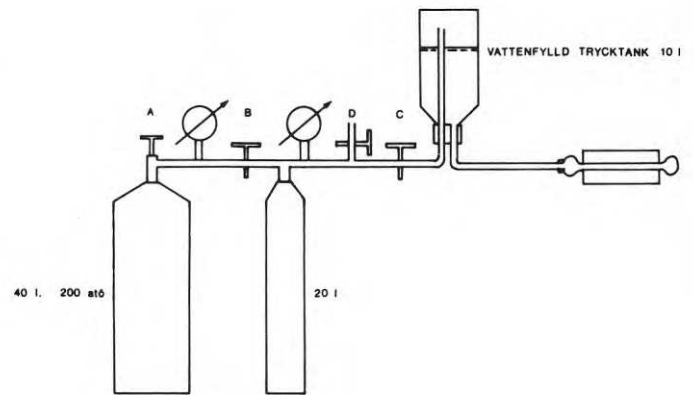


Fig. 49. Anordning för konstanthållning av lasten.

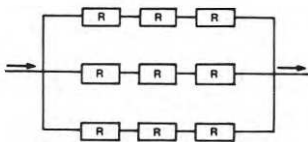


Fig. 50. Kopplingschema för de horisontella trådtöjningsgivarna.

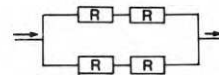


Fig. 51. Kopplingschema för de vertikala givarna.

Teoretisk beräkning av horisontaltöjningarna på nivåerna 50, 175 och 300 mm ovan underkanten på cylindern, när denna är belastad med en konstant horisontalspänning utmed provets hela höjd (35 cm) visar att dessa töjningar förhåller sig som 1,22 : 1,00 : 0,83. Om cylindern belastas med ett konstant horisontaltryck utmed hela höjden 50 cm får man en töjning, praktiskt taget lika med töjningen på mellersta nivån ovan.

Vid försök med 35 cm höga jordprov får man på de övre och nedre nivåerna betydligt mindre töjningar än man kunnat vänta sig enligt den teoretiska beräkningen. Orsaken torde vara att jordtrycket avviker från det antagna på grund av randstörningar. För beräkningen av horisontalspänningen används därför endast mätvärdena från den mellersta givarkretsen, där inverkan av randstörningarna är minst.

Vid max vertikaltryck på jordprovet,  $\sigma_v = 2 \text{ MN/m}^2$ , blir horisontaltöjningen  $\epsilon_x$  av storleksordningen  $1,7 \cdot 10^{-4}$ . Detta innebär en förlängning av radien (utpressning av cylinderväggen) ca  $6 \cdot 10^{-3}$  cm. Enligt Terzaghi (avsnitt 2.2.6) får man aktivt tryck vid en förskjutning av väggen =  $0,0007 \cdot 35 = 25 \cdot 10^{-3}$  cm. Då man i detta fall kommer upp till ca 24 % av detta värde, kan man anta att man ligger någonstans mellan vilotryck och aktivtryck.

Horisontalspänningen i jorden beräknas enligt följande:

Vid det horisontella jordtrycket  $\sigma_h$  uppkommer i cylinderväggen töjningarna  $\epsilon_x$  och  $\epsilon_y$  i horisontal- resp vertikalriktningen. Dessa töjningar orsakas dels av horisontalspänningen  $\sigma_x$  i plåten på grund av det horisontella jordtrycket, dels av vertikalspänningen  $\sigma_y$  i plåten på grund av jordprovets vertikala friktion mot plåten. Räknas dragspänningar positiva får man

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x - \nu \sigma_y}{E}$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y - \nu\sigma_x}{E}$$

eller, då för stål gäller  $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$  och  $\nu = 0,3$

$$\sigma_x = 2,31 \cdot 10^5 (\epsilon_x + 0,3 \epsilon_y) \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_y = 2,31 \cdot 10^5 (\epsilon_y + 0,3 \epsilon_x) \text{ MN/m}^2.$$

Nu kan det horisontella jordtrycket  $\sigma_h$  beräknas med en enkel kraftbetraktelse

$$\sigma_h \cdot d = 2\sigma_x^{\text{medel}} \cdot t$$

där  $d$  = cylinderns innerdiameter = 69,6 cm

och  $t$  = cylinderns godstjocklek = 0,77 cm.

Med dessa värden insatta blir således det horisontella jordtrycket

$$\sigma_h = 0,0222\sigma_x.$$

Ur den vertikala spänningen  $\sigma_y$  skulle väggfriktionen mellan jord och cylinder ha beräknats. Denna friktionskraft skulle ha givit negativa värden på  $\sigma$  (tryckspänning). Emellertid får man vid beräkning ur de uppmätta  $\epsilon$ -värdena ibland positiva värden på  $\sigma_y$  (exempelvis ligger vid försök på materialet från Piteå  $\sigma_y$  mellan 0 och  $6,5 \text{ MN/m}^2$ ). Detta beror förmodligen på att cylindern antar en svagt "päronliknande" form. För att uppskatta  $\sigma_y$  och väggfriktionen borde man alltså haft trådtöjningsgivare även på insidan av cylindern och bestämt medelvärdet av mätvärden på in- och utsidan. I stället görs en överslagsberäkning av väggfriktionens inverkan enligt följande:

Vid belastning komprimeras provet uppifrån av stämpeln. I provets överkant antas förskjutningen mellan jordprovet och cylindern bli så stor att skjuvspänningen i

gränssytan utbildas till sitt fulla värde,  $\tau_{\text{frikt}} = \sigma_h \cdot f$ , där  $f$  är friktionskoefficienten mellan vägg och jord. Enligt Bygg 9 (silotryck) kan  $f$  sättas till mellan  $\text{tg}(\phi/3)$  och  $\text{tg}(2\phi/3)$ , där  $\phi$  är jordens inre friktionsvinkel. Vi väljer här  $f = \text{tg}(\phi/2) = \text{tg}(35^\circ/2) = 0,32$ . I provets underkant uppstår ingen förskjutning mellan jord och cylinder, varför ingen friktion utbildas,  $\tau_{\text{frikt}} = 0$ . Antas skjuvspänningen variera linjärt mellan över- och underkant av provet, finner man att tryckkraften  $\pi d^2 \sigma_v / 4$  på provets överyta motverkas av en uppåtriktad friktionskraft

$$\pi d h \sigma_h f \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \pi d h \cdot \frac{v \sigma_v}{1 - v} \cdot f.$$

Det relativa felet om väggfriktionen försummas blir

$$\frac{\pi \sigma_v d h v / (1 - v) \cdot f \cdot 1/2}{\pi \sigma_y d^2 / 4} = \frac{h}{d} \cdot \frac{v}{1 - v} \cdot 2f.$$

Om kontraktionstalet för jorden sätts till  $v = 0,3$  och övriga storheter insättes med sina här ovan angivna värden finner man att det relativa felet (skillnaden mellan pålagt vertikalt tryck och erhållet medelvertikaltryck i provet) blir 13,8 %.

#### 2.1.4 Försöksapparaturen i förenklad version: stativ, hydrauliskt system

Den tidigare beskrivna apparaturen användes för provning av materialen från Åkeshov, Dösebacka, Gävle och Ellesbo. Den är att betrakta som ett provisorium, och när det stod klart att många försök skulle komma att utföras beslöts att bygga en permanent och mera lätt-hanterlig apparatur. Härvid behölls från den tidigare beskrivna apparaturen endast bottenplattan, provcylindern och stämpeln. Den här beskrivna, nya apparaturen framgår av fig. 52-55.

Bottenplattan och provcylindern vilar på ett balkkors av profiler HE 500 B. Mothållet består av en bock av fyra INP 220, i nederändan förbundna med UNP 160 och

i överändan anslutna till en kraftig stålcylander i vilken domkraften sitter. Balkkorset och mothållsbocken är sammanfogade med fyra bultar,  $\phi$  36 mm, emedan bocken måste lyftas av vid packningsarbetet. Alla övriga förband är svetsade. Mothållet upptar vid max belastning på provet en kraft av ca 760 kN.

Lasten läggs på med en enkelverkande hydraulisk presskolv, typ Nike PK 720. Slaglängden är 200 mm. Det erforderliga oljetrycket åstadkommes med en motordriven högtryckspump, typ Nike 35 HMP-1, fig. 56. Max arbetstryck är  $70 \text{ MN/m}^2$ . Pumpen är försedd med en steglös tryckregleringsventil och avlastningsventil.

Mellan stämpeln och domkraften ovanpå finns en kraftöverföringsanordning, konstruerad för att tillåta en eventuell vinkeländring av stämpeln under försökets gång. Anordningen, fig. 57, består nedifrån räknat av styrplatta, sfäriskt lager, kraftgivare samt styrtapp. Styrtappen är med sin överdel fäst med en skruv i ett urtag på domkraftens kolv och förhindrar att anordningen förskjuts i sidled.

För att kunna lägga på trycket på provet momentant, något som är önskvärt vid kompressionsmätning, har pumpen försetts med en extra avstängningsventil vid tryckanslutningen. Härvid kan det erforderliga trycket byggas upp inne i pumpen med stängd ventil, och när trycket är korrekt injusterat, läggs detta på kolven genom att ventilen öppnas. Då faller trycket något genom att befintlig, under lägre tryck stående olja i slang och kolv komprimeras en aning. Pumpens kapacitet (3 l/min vid högsta tryck) medger emellertid att önskat tryck återvinns inom ungefär en sekund, varför lastpåläggningen kan betraktas som momentan.

Då manometern som tillhör pumpen ej hade erforderlig noggrannhet, har den ersatts med två manometrar jämte en avstängningsventil, se nästa avsnitt 2.1.5.

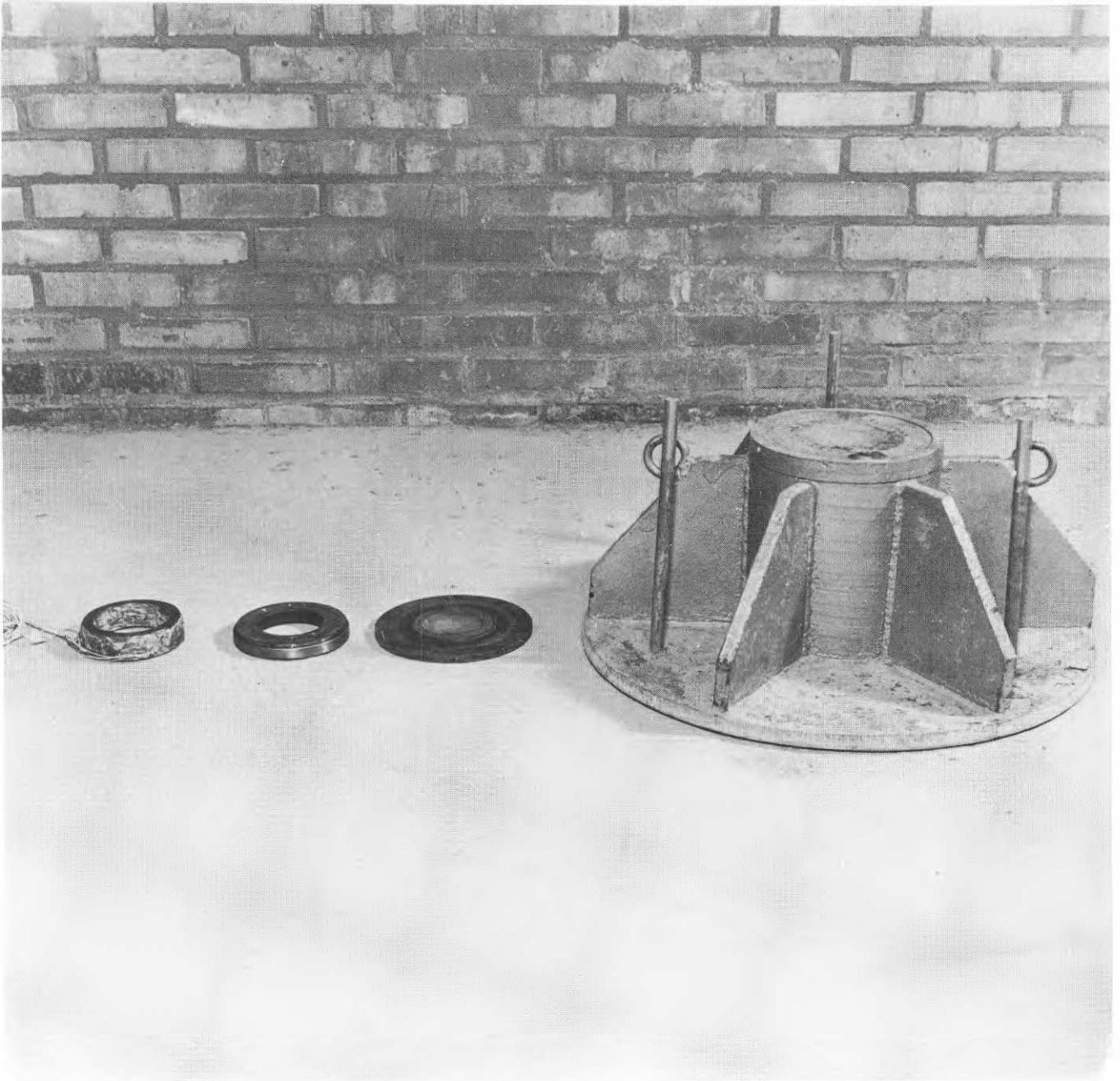


Fig. 52. Laststempel och mellanläggsbrickor.





Fig. 53. Provcylindern och bottenplattan med ståndare för mätlockor placerade på balkkorset.



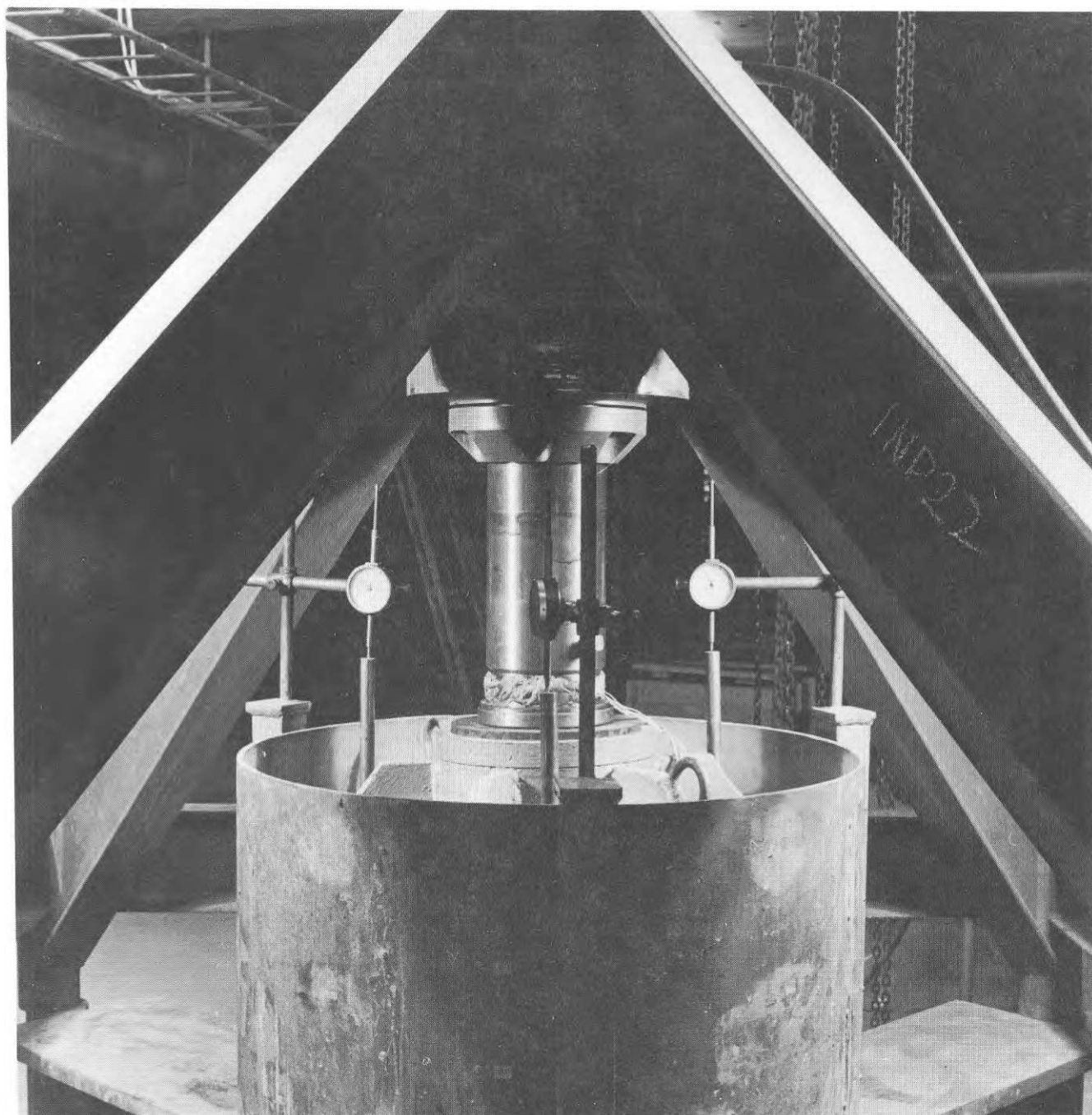


Fig. 54. Provet inpackat och klart för försök.

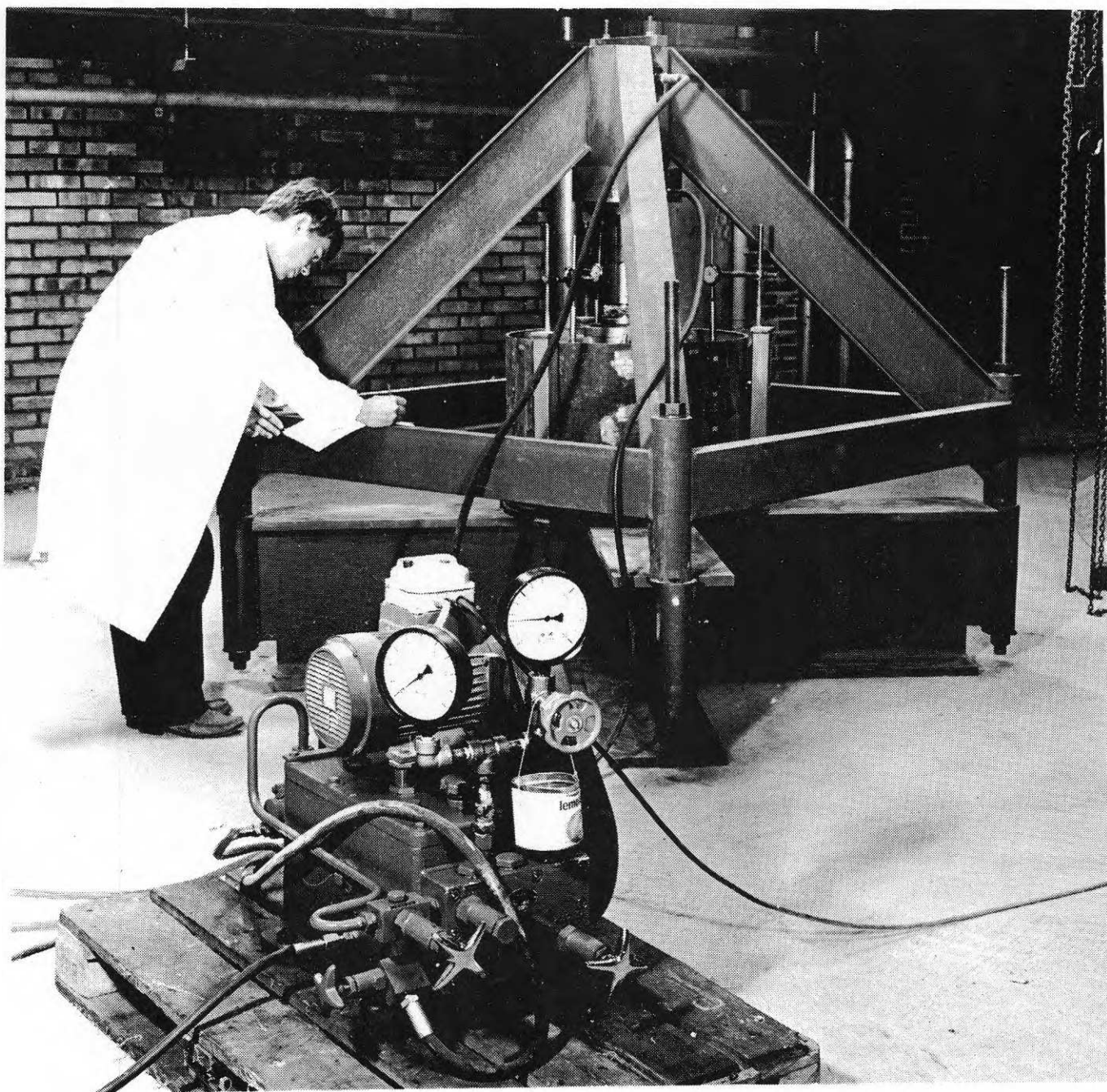


Fig. 55. Totalvy av den stora kompressometern under pågående försök.

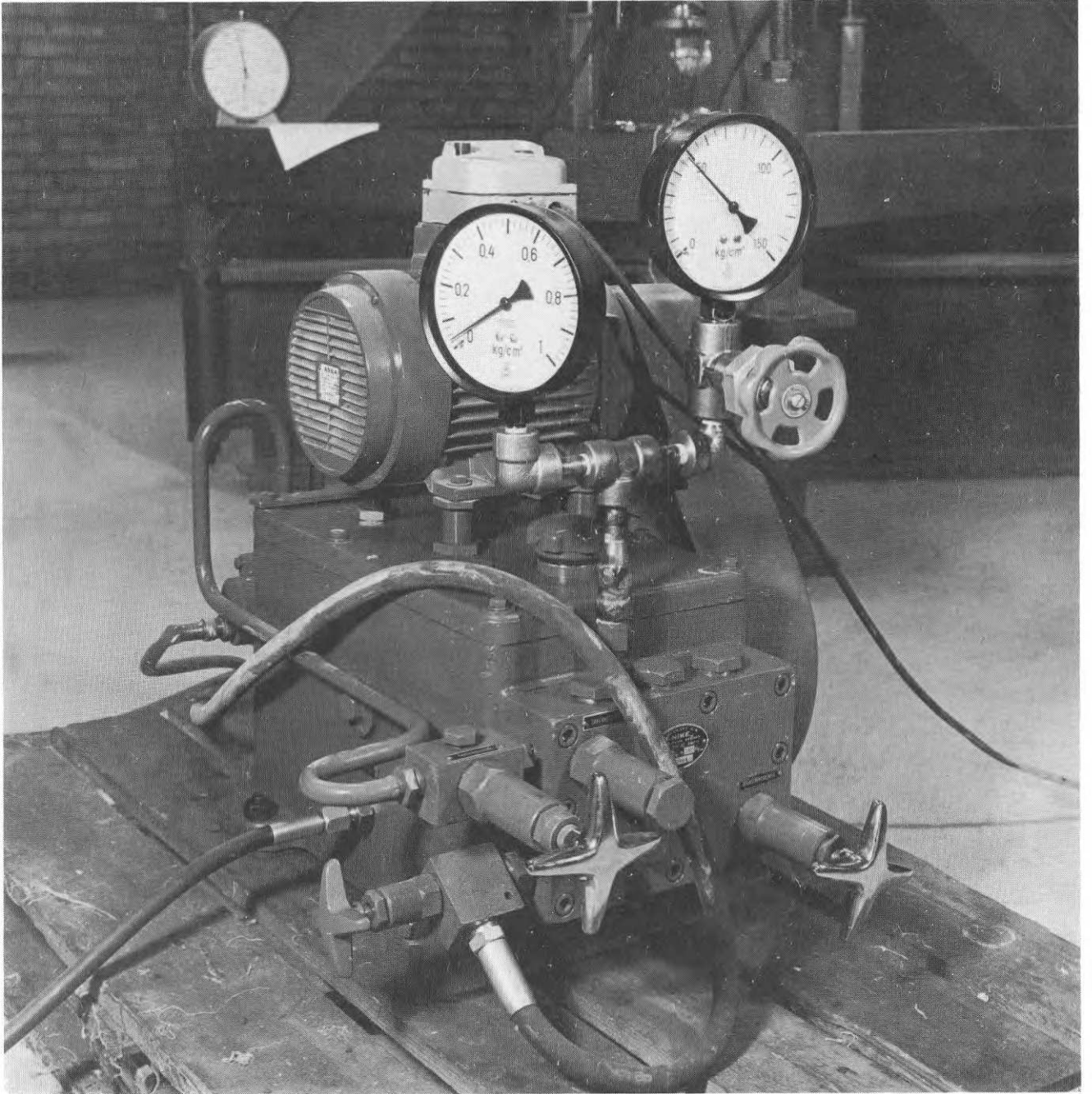


Fig. 56. Pump och manometrar.



För att kunna köra pumpen flera timmar i sträck har den försetts med en speciell oljekylare, ansluten till vattenledningsnätet.

#### 2.1.5 Nya mätanordningar

Kompressionen avläses liksom tidigare på tre mätklockor.

Det vertikala jordtrycket regleras med den motordrivna pumpen, fig. 56. Varje jordtryck motsvaras härvid av ett bestämt oljetryck i presskolven, som ställs in med hjälp av en manometer. Då kompressionsförsöken spänner över ett stort tryckregister, 0 - 50 MN/m<sup>2</sup> (oljetryck) har, för att förbättra avläsningsnoggrannheten vid lägre tryck, en anordning med två manometrar och en avstängningsventil byggts upp, fig. 58.

Den känsligaste manometern (ovan ventilen) kan användas upp till ca 10 MN/m<sup>2</sup> med en avläsningsnoggrannhet av 100 kN/m<sup>2</sup>, vilket motsvarar ett tryck i jordprovet på 4 kN/m<sup>2</sup>. Den andra manometern används från 10 MN/m<sup>2</sup> upp till erforderligt max tryck. Den har en avläsningsnoggrannhet av 500 kN/m<sup>2</sup>, motsvarande ett tryck i jordprovet på 20 kN/m<sup>2</sup>.

För det första laststeget vid kompressionsförsöket, motsvarande ett tryck i jordprovet på 100 kN/m<sup>2</sup>, medger den känsliga manometern således max  $4/100 = 4\%$  inställningsfel. Det minsta tryck för vilket den andra manometern måste användas är 800 kN/m<sup>2</sup>, vilket ger ett inställningsfel av max  $20/800 = 2,5\%$ .

Manometrarna kalibrerades med en kraftgivare, typ Erichsen, så att ett samband mellan oljetrycket i presskolv och manometrar samt totala lasten på presskolven erhöles.

Det horisontella jordtrycket åstadkommer töjning i stålcyklindern. Denna töjning, ur vilken jordtrycket

kan beräknas, mättes i den tidigare utrustningen med trådtöjningsgivare, vilka visade benägenhet att gå sönder vid instampningen av provet. Givarna har därför bytts ut mot 40 extensiometerpunkter, limmade på cylinderns yttre mantelyta, fig. 59. Denna anordning medger 36 extensiometermätningar för varje laststeg. Extensiometererna mäter på en sträcka av ca 100 mm, fig. 60, och har mätnoggrannheten 1/1000 mm.

## 2.2 Utförande av försöken i den stora kompressometern

### 2.2.1 Bestämning av kornfördelning

I provet tas med stenar med max kornstorlek 128 mm. Av detta material tas ut 10 kg med max stenstorlek 32 mm som dispergeras, tvättas i 0,074 mm tvättsikt och standardsiktas i delar om 1 kg. Om finmaterial förekommer, kompletteras med hydrometerförsök. Slutligen bestäms halten av fraktionerna 64-128 och 32-64 mm genom att hela provet siktas genom två specialsiktare med maskvidd 64 resp 128 mm. Härefter kan kornfördelningskurvan ritas upp. Eftersom samma prov användes för flera försök med olika vattenhalt, upprepas för några material siktningen genom specialsiktarna med maskvidd 64 resp 32 mm efter avslutad försöksserie. Härigenom kan inverkan på kornfördelningen av ev krossning uppskattas.

### 2.2.2 Packning av jordprovet i kompressometern

Det lufttorkade och vägda provet läggs in i cylindern i två skikt om ca 18 cm tjocklek, varvid så mycket vatten tillsätts att önskad vattenhalt uppnås. (Härvid har först vattenhalten i det lufttorkade provet bestämts genom vägning-ugnstorkning-vägning, varefter alltså vattenhalten ökas till den önskade.) Varje skikt packas genom att en 50 kg fallvikt med  $\phi$  200 mm får falla fritt från 45 cm höjd 170 gånger. Packningsenergin per volymsenhet motsvarar Proctor standardpackning. Fallvikten är monterad i en särskild ställning och hissas med hjälp av en elmotor, fig. 61-62. För

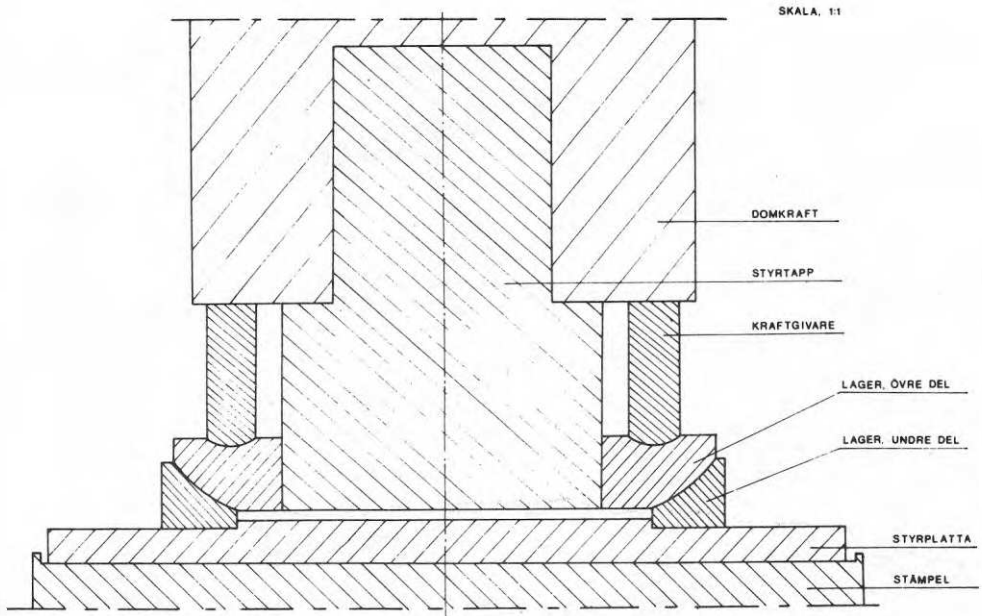


Fig. 57. Kraftöverföring domkraft-stämpel.

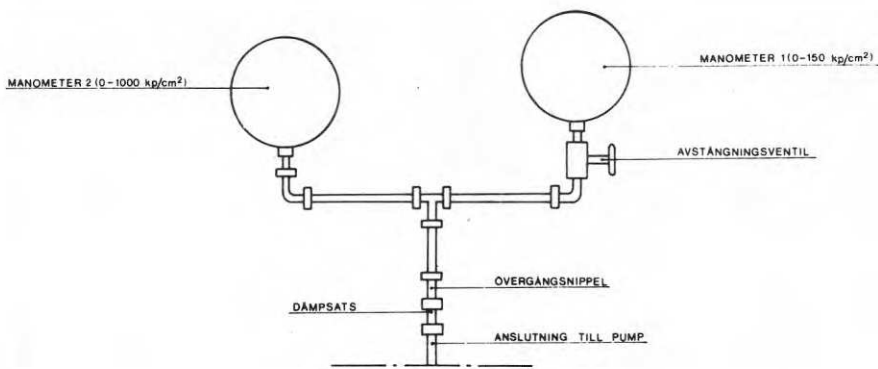


Fig. 58. Principskiss över manometrar.

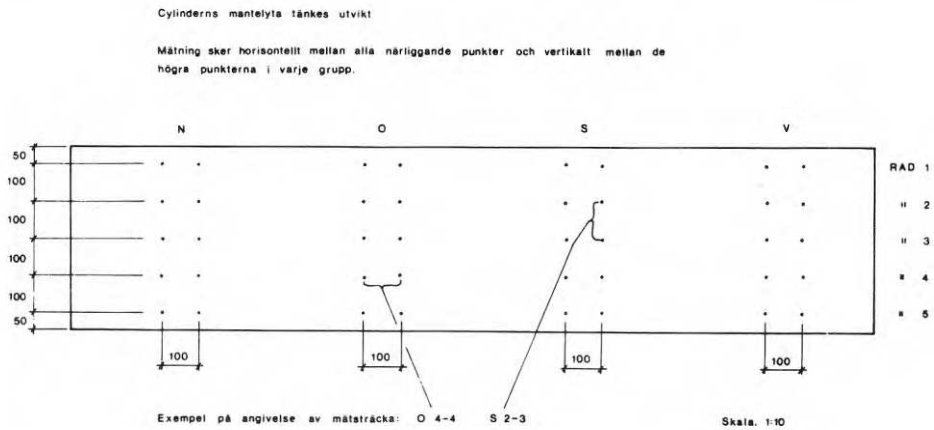


Fig. 59. Extensiometermätpunkter.



Fig. 60. Töjningsmätning med extensiometern.



att få en jämn fördelning av trycket gjuts en platta av betong på en tunn plastfolie som läggs ovanpå jordprovet. Stämpeln placeras på betongen innan denna hårdnat, varigenom en god anliggning erhålles. Provets medeltjocklek beräknas genom att man före provningen i tre punkter mäter avståndet från cylinderns överkant till stämpeln samt beräknar medelvärdet. Därpå bestäms betongplattans medeltjocklek genom vägning av plattan och densitetsbestämning på en del av betongen. Provets tjocklek är då = cylinderns höjd - avståndet till stämpeln - stämpelplattans tjocklek - betongens tjocklek. Ur provets volym och stenmateriallets kompaktdensitet samt vattenhalten kan portalet  $e$  bestämmas.

Vattenhalten i provet varieras från 0 eller 1 % till mättnad, med 1 à 2 % ökning för varje upprepning av försöket. Härigenom kan förutom last-sättningskurvan sambandet mellan vattenhalt och portal före tryckningen ritas upp och optimal vattenhalt för den här beskrivna packningsmetoden bestämmas.

### 2.2.3 Tryckning av provet

För att man skall få en jämn fördelning av vattnet i provet utförs tryckningen ett par dagar efter inpackningen av jordprovet.

Belastningen påförs stegvis i tre serier:

a) 0,1; 1; 2; 4; 8; 4; 2; 1;  $0,1 \cdot 10^2$  kN/m<sup>2</sup>

b) 0,1; 1; 2; 4; 8; 16; 20; 16; 8; 4; 2; 1;  $0,1 \cdot 10^2$  kN/m<sup>2</sup>

c) 0,1; 1; 2; 4; 8; 16; 20; 16; 8; 4; 2; 1;  $0,1 \cdot 10^2$  kN/m<sup>2</sup>

Utgångsvärdet  $0,1 \cdot 10^2$  kN/m<sup>2</sup> motsvarar vikten av stämpeln + halva provet.

Varje laststeg får ligga på 20 min vid primärbelastning, 5 min vid avlastning resp återbelastning. Avläsning av mätklockor sker efter 20 s, 40 s, 1 min 20 s, 2 min 40 s, 5 min, 10 min och 20 min. Mätning med trådtöjningsgivare resp extensiometer sker 5 min före påläggandet av nästa

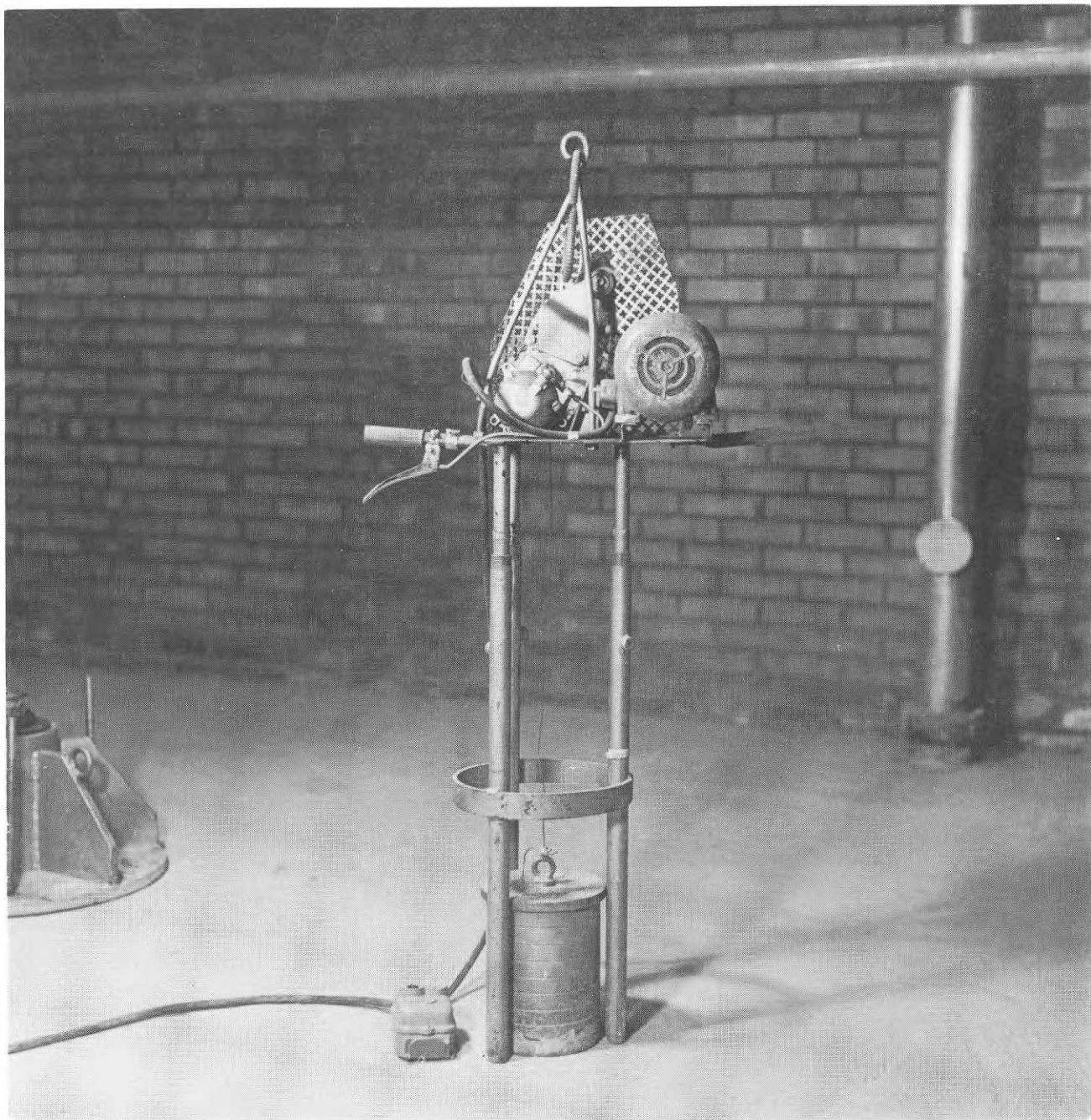


Fig. 61. Fallvikten monterad i ställning samt elmotor.



Fig. 62. Inpackning av provet.

laststeg. Extensiometermätningarna sker därvid endast vid laststegen 800, 1 600 och 2 000 kN/m<sup>2</sup>. De lägre laststegen ger nämligen vid denna metod ej något märkbart utslag.

### 2.3 Beskrivning av försöksapparaturen (lilla kompressometern)

På en stålplatta  $\phi$  100 mm, godstjocklek 11 mm, placerades i ett ursvarvat spår en 32 mm hög plåt-cylinder med innerdiameter 83 mm och godstjocklek 2,5 mm, fig. 63. Sedan jordprovet packats i denna provcylinder påförs en stämpel bestående av en 10 mm tjock stålplatta, fig. 64. Lasten påförs med en ram, vilande mot en stål-kula ovanpå stämpeln och via en hävstång som kan belastas med vikter, fig. 65. Ramens egenvikt balanseras av en motvikt, upphängd över en trissa överst på apparaten, fig. 65.

Provets kompression läses av med en mätklocka på en ram, fastsatt i bottenplattan. Klockan vilar mot en annan ram, fästad i stämpeln, fig. 63.

### 2.4 Utförande av försöken i den lilla kompressometern

Till det lufttorkade jordprovet sätts så mycket vatten, att önskad vattenhalt uppnås. Sedan en skyddskrage monterats ovanpå kompressometerringen, ifylls jordprovet. Packningen sker med en 1,516 kg fallvikt med diametern 24 mm som får falla mot jordprovet inuti ett styrrör, fig. 63 och 64. Med fallhöjden 20 cm och 42 packningsstötar får man samma packningsarbete per volymsenhet jord som i den stora kompressometern, dvs motsvarande Standard-Proctorpackning.

Efter packningen tas skyddskragen bort, och provet jämnas av med en ställinjal till ett 32 mm högt prov. Stämpeln sätts på och det hela monteras in i belastningsanordningen, fig. 65. Därpå utförs belastningen, varvid vikterna på hävstången väljs så, att man får samma tryck på jordprovet som vid försöken i den stora kompressometern.



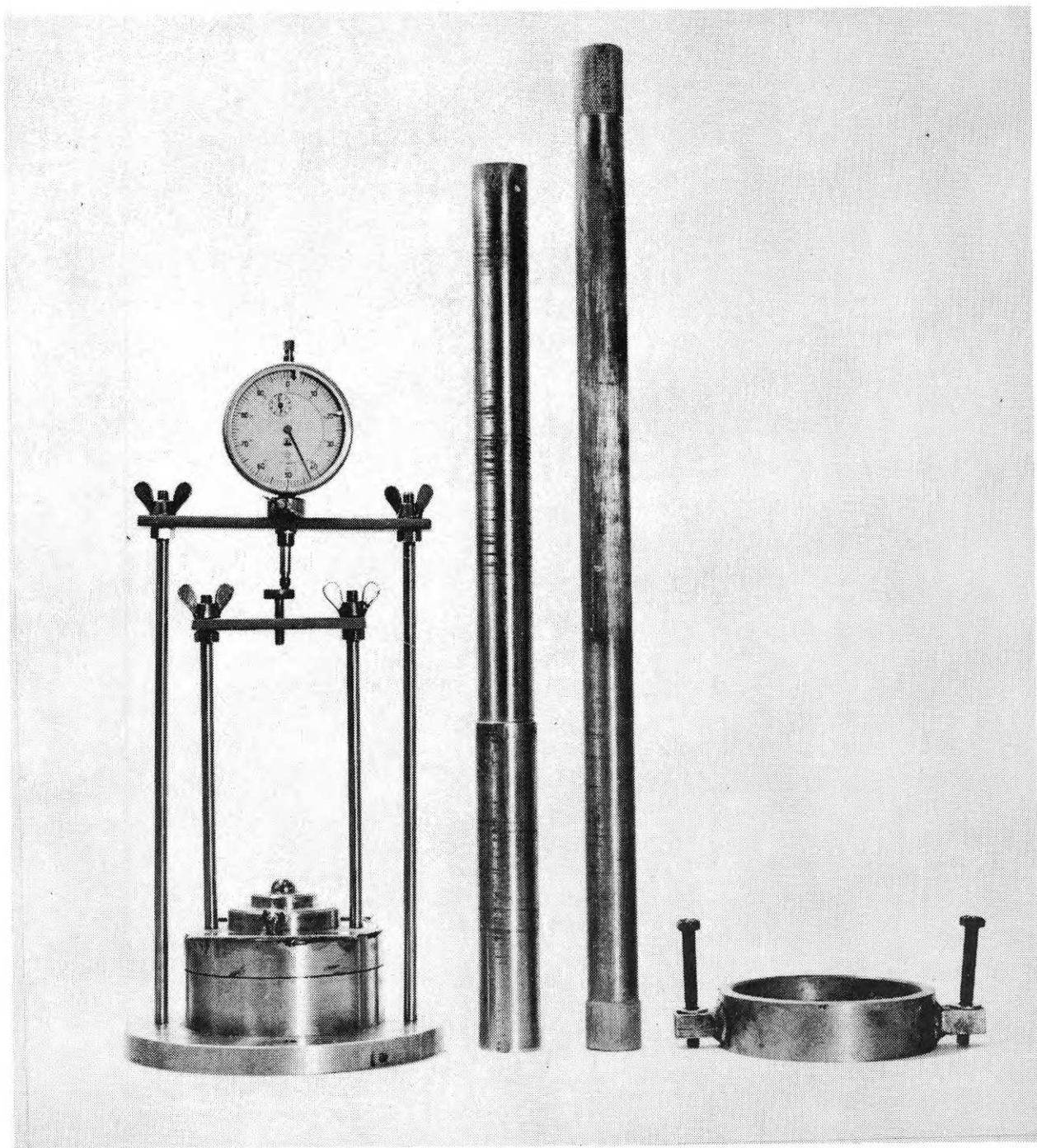


Fig. 63. Provcylinder med lock och mätlocka, fallvikt med styrrör och skyddskrage för provcylindern.



Fig. 64. Inpackning av provet.



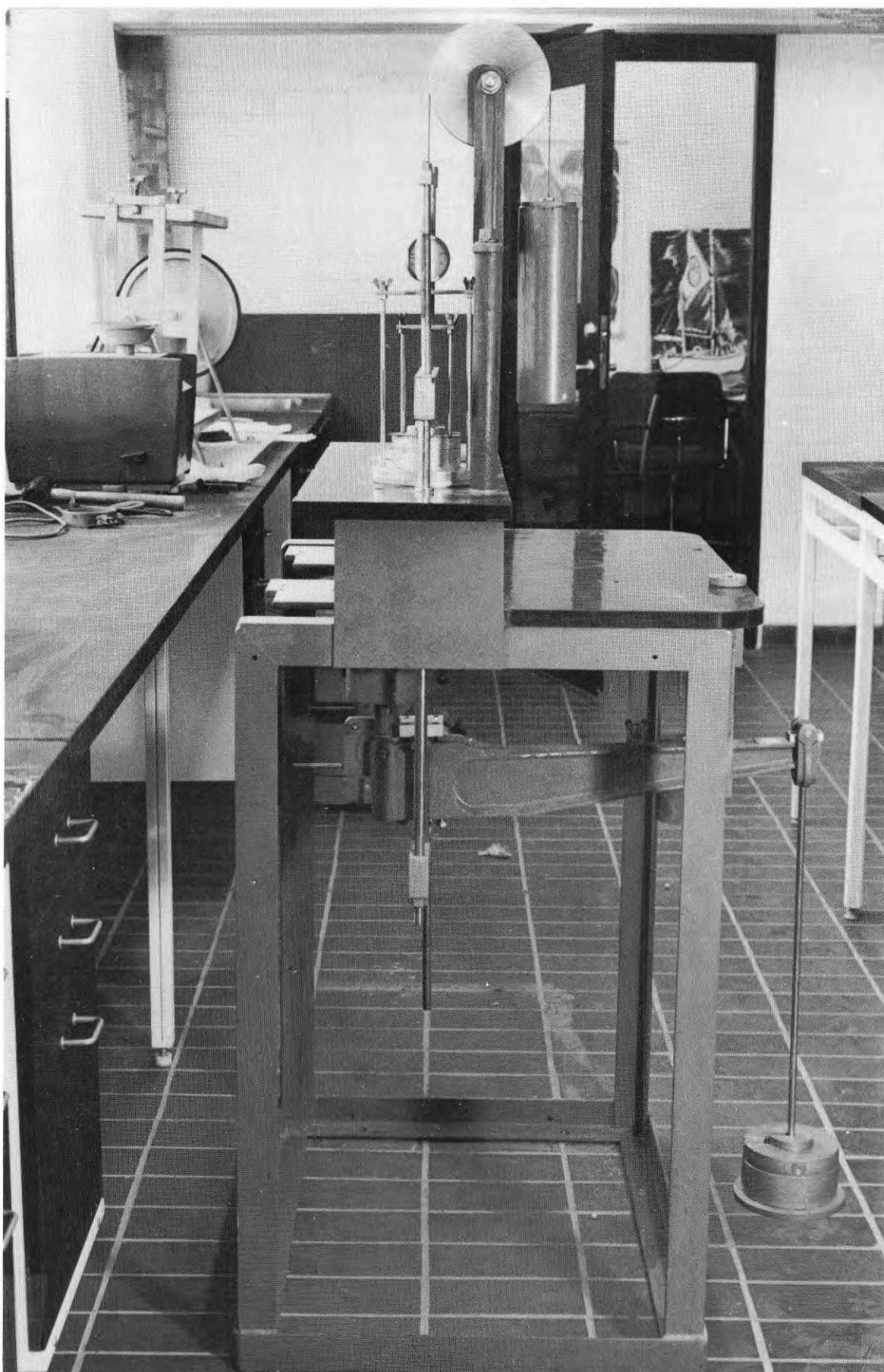


Fig. 65. Belastningsanordning med inmonterat prov under pågående försök.



## A Försök med morän

Fyra moränjordar har undersökts. Jordarna har hämtats från Piteå, Dösebacka, Ellesbo och Åkeshov.

## 3.1 Kompressionsförsök på morän från Piteå

Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 66 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,68 \text{ t/m}^3$ , packades i den stora kompressometern genom maskinstampning enligt avsnitt 2.2. Elva försök utfördes med vattenhalter mellan 0 och 13,2 %. Försöksresultaten redovisas i fig. 67-70.

Utöver försöken i den stora kompressometern utfördes tio försök i lilla kompressometern enligt avsnitt 2.4. Endast material med kornstorlek mindre än 4 mm togs med. Försöksresultaten redovisas i fig. 70.

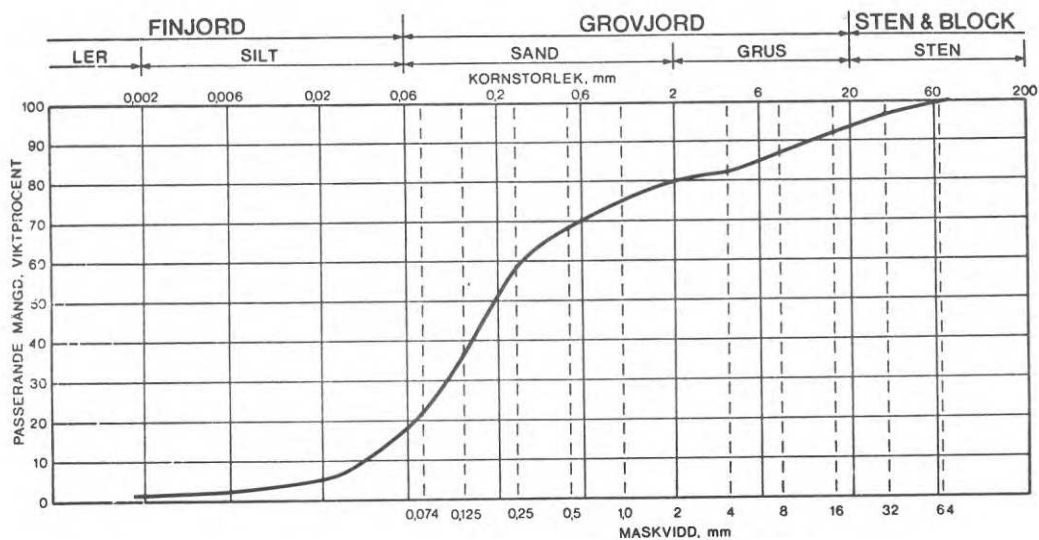


Fig. 66. Kornfördelningskurva för morän från Piteå

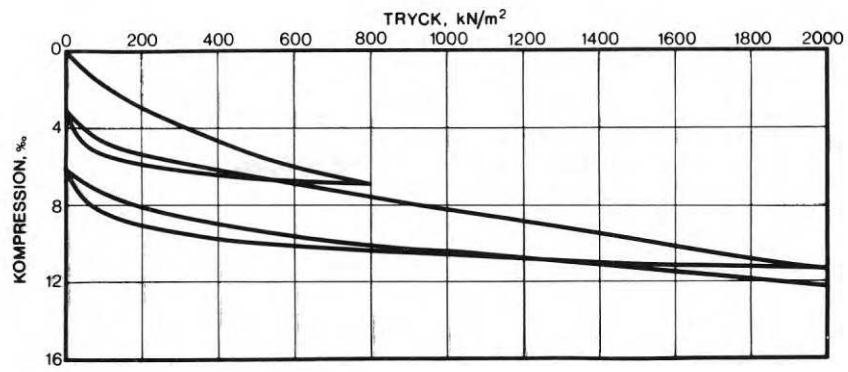


Fig. 67. Samband mellan tryck och kompression vid försök i den stora kompressorn på morän från Piteå. Vattenhalt  $w = 10,5 \%$ .

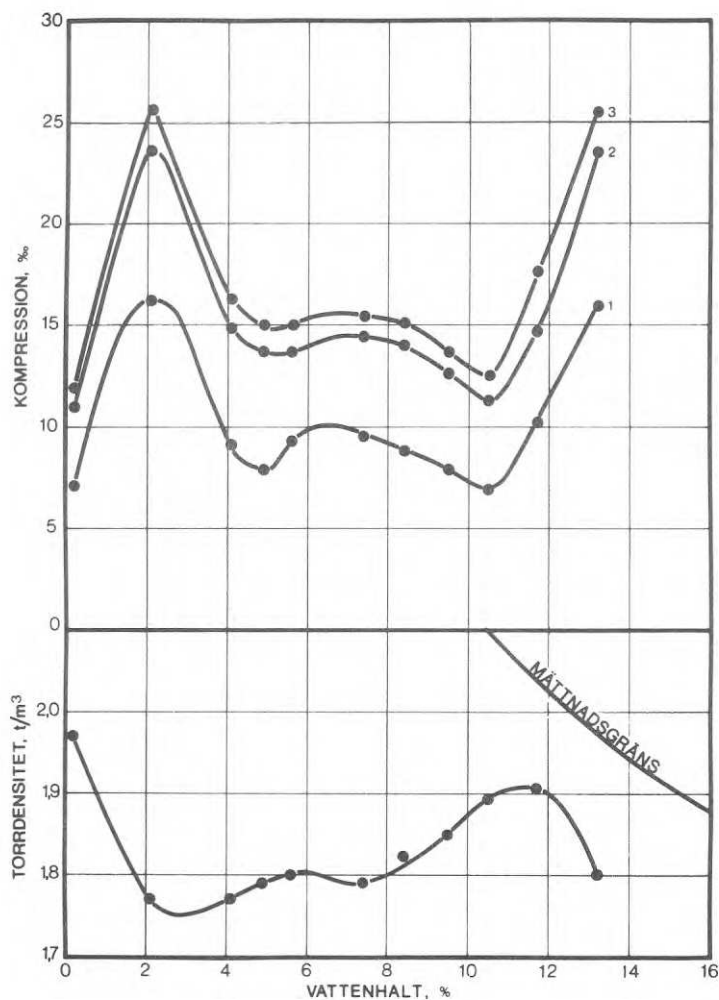


Fig. 68. Samband mellan vattenhalt och kompression (övre bilden) samt mellan vattenhalt och torrdensitet efter inpackning av jordprovet i den stora kompressorn (undre bilden). Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter 1:a pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Morän från Piteå.

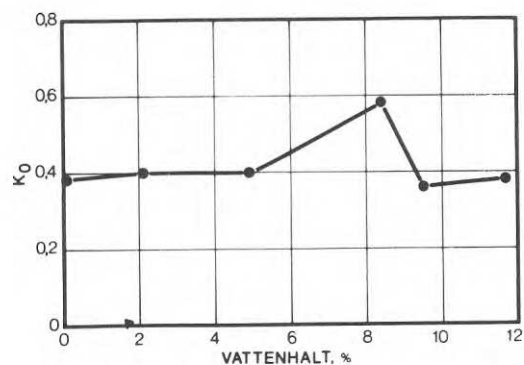


Fig. 69. Samband mellan vattenhalt och förhållandet mellan horisontal- och vertikalspänning ( $K_0$ ). Morän från Piteå.

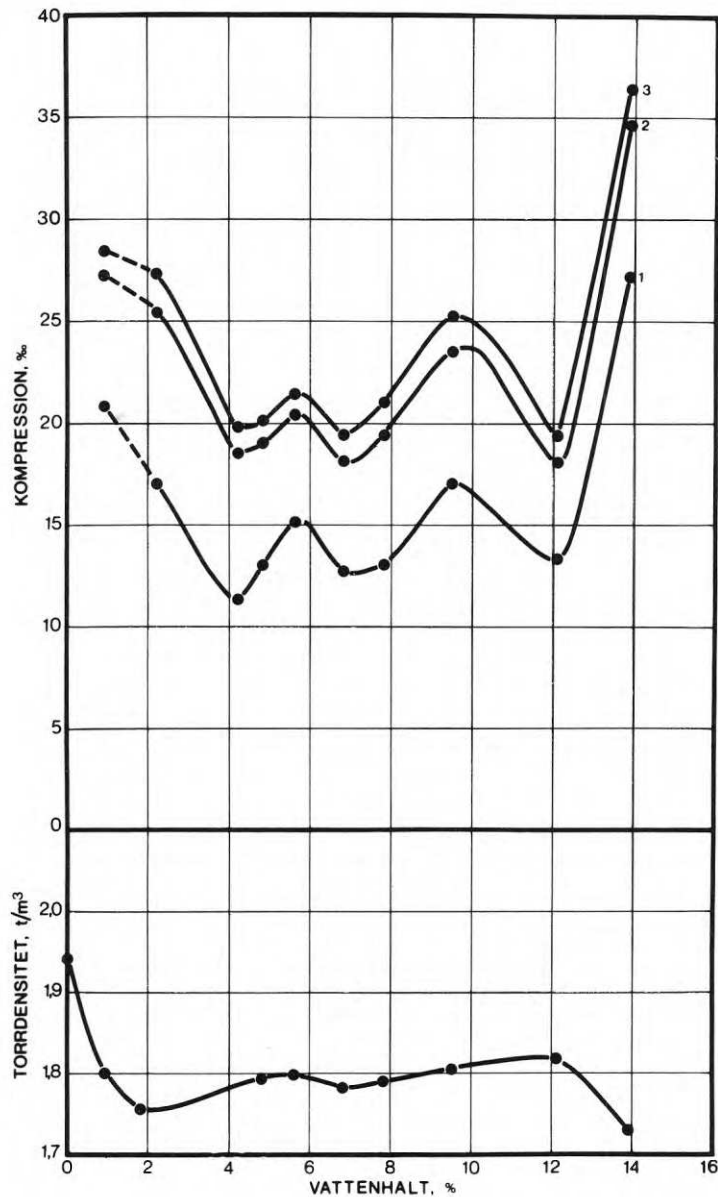


Fig. 70. Försöksresultat vid försök i lilla kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter 1:a pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Morän från Piteå.

Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 71 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,69 \text{ t/m}^3$ , packades i den stora kompressometern genom maskinstampning enligt avsnitt 2.2. Sex försök utfördes, med vattenhalter mellan 0 och 5,0 %. Försöksresultaten redovisas i fig. 72-73.

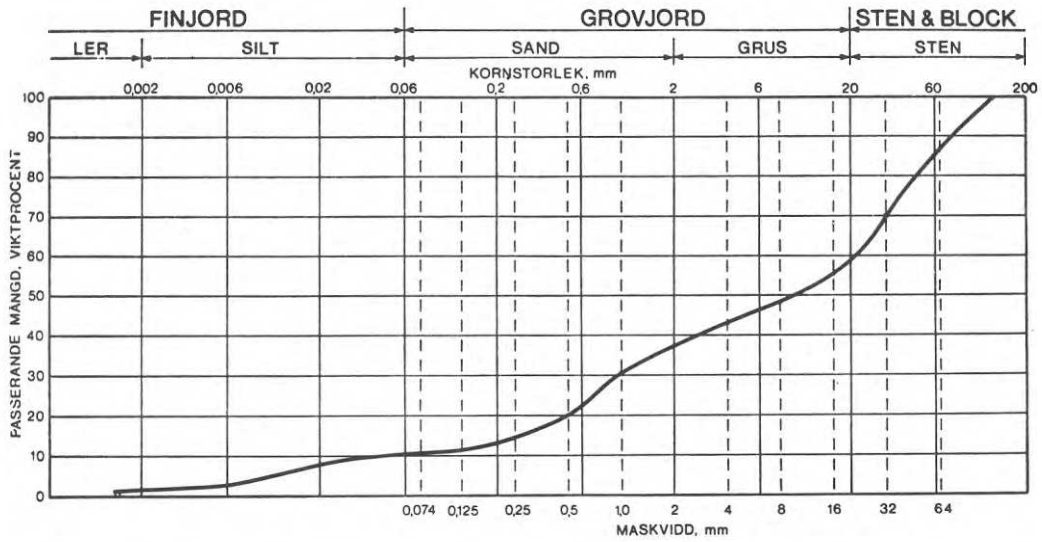


Fig. 71. Kornfördelningskurva för morän från Dösebacka.

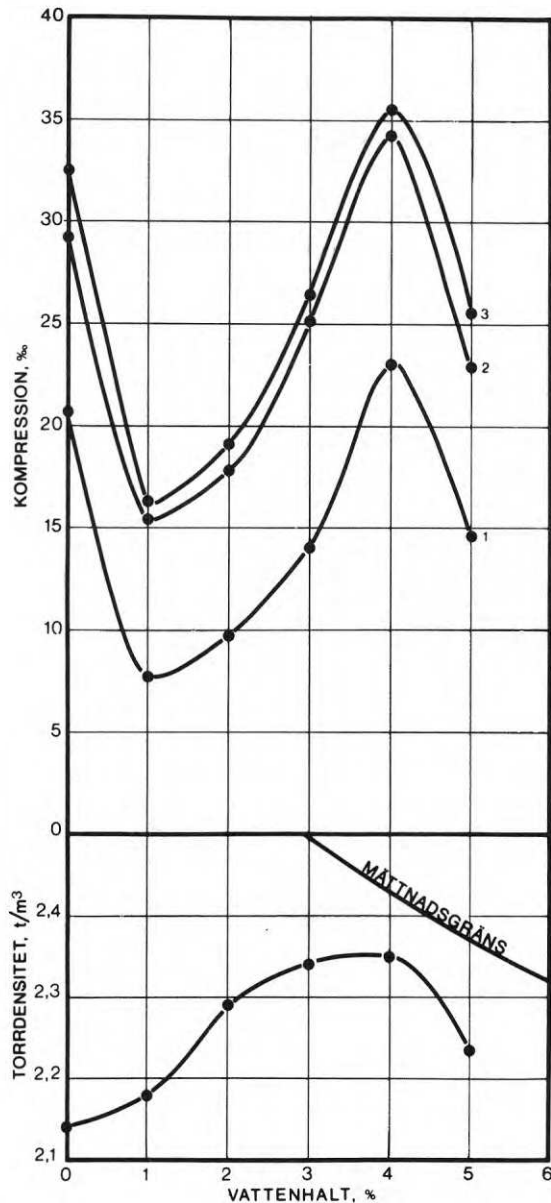


Fig. 72. Försöksresultat vid försök i den stora kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter 1:a pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Morän från Dösebacka.

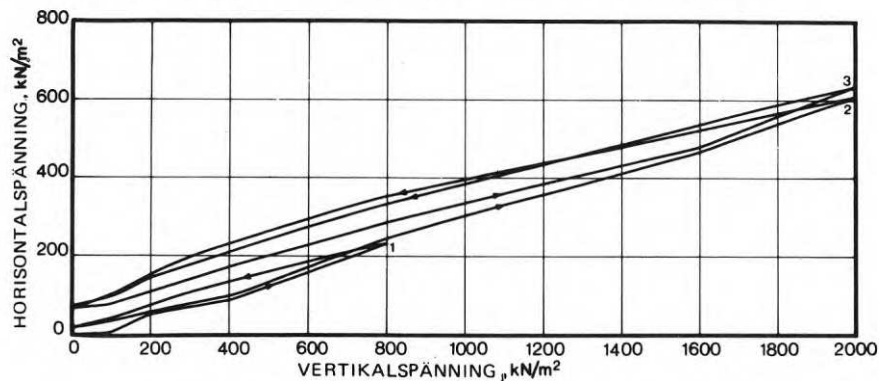


Fig. 73. Samband mellan vertikal- och horisontalspänning vid försök i den stora kompressometern. Siffrorna betecknar resp pålastning. Morän från Dösebacka. Vattenhalt  $w = 1 \%$ .

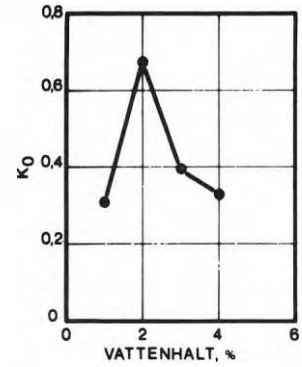


Fig. 74. Samband mellan vattenhalt och förhållande mellan horisontal- och vertikalspänning ( $K_0$ ) vid försök i den stora kompressometern. Morän från Dösebacka.

3.3 Kompressionsförsök på morän från Ellesbo  
 Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 75 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,62 \text{ t/m}^3$ , packades i den stora kompressometern med maskinstampning enligt avsnitt 2.2. Sex försök utfördes, med vattenhalter mellan 0 och 10,6 %. Försöksresultaten redovisas i fig. 76-77.

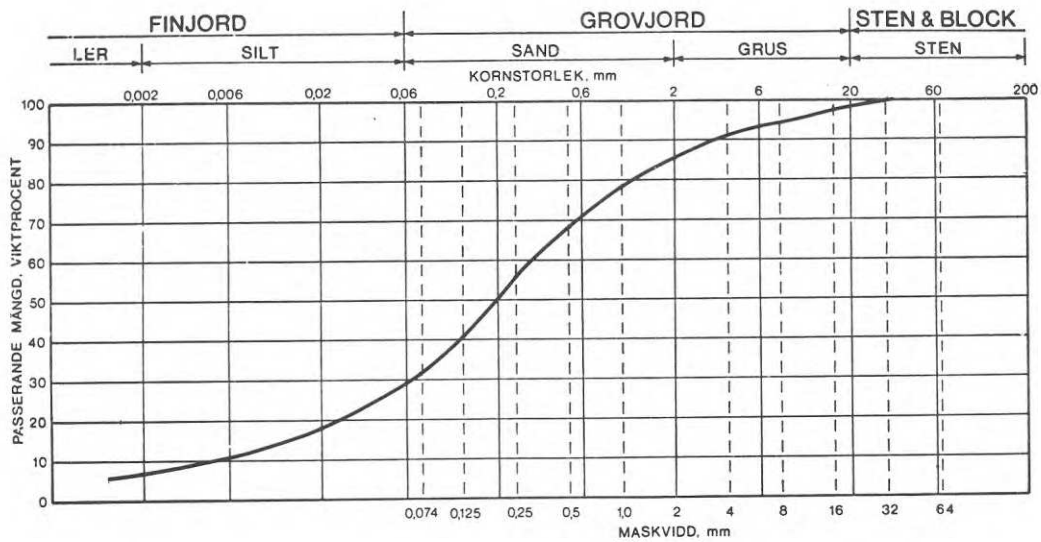


Fig. 75. Kornfördelningskurva för morän från Ellesbo.



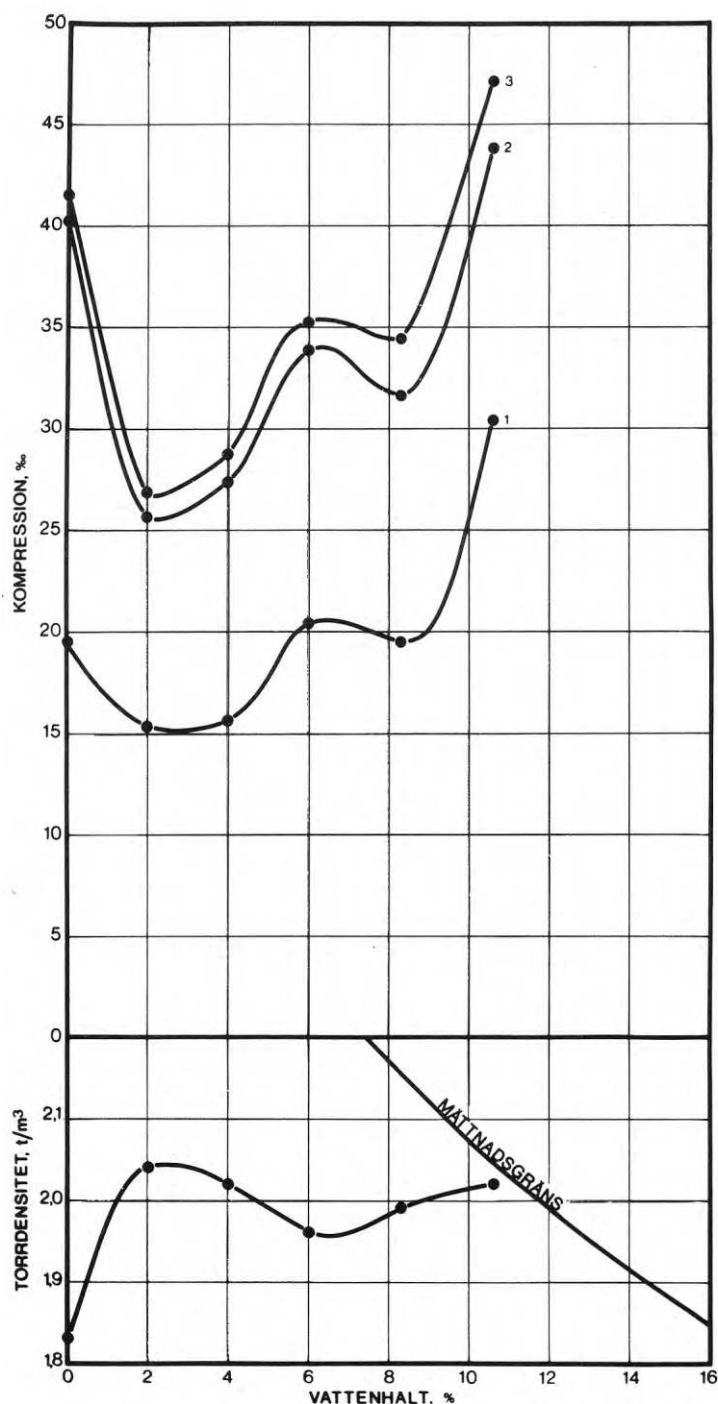


Fig. 76. Försöksresultat vid försök i den stora kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter 1:a pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Morän från Ellesbo.

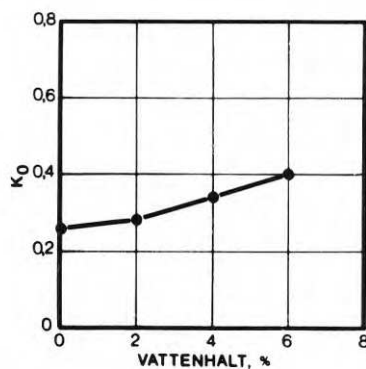


Fig. 77. Samband mellan vattenhalt och  $K_0$  vid försök i den stora kompressometern. Morän från Ellesbo.

Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 78 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,67 \text{ t/m}^3$ , packades för hand i den stora kompressometern. Två försök utfördes, ett med naturlig vattenhalt,  $\underline{w} = 3,8 \%$ , och ett med

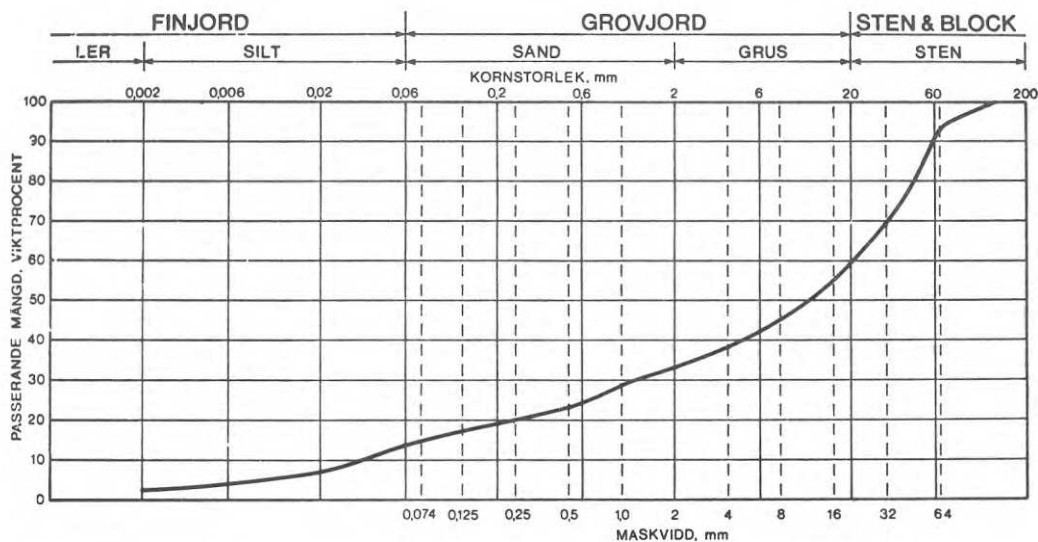


Fig. 78. Kornfördelningskurva för morän från Åkeshov.

Försöksresultaten redovisas i tabell 6.

Följande beteckningar har använts i tabellen:

$w$  = vattenhalt, %

$\gamma_d$  = torrdensitet vid inpackning av provet,  $\text{t/m}^3$

$\epsilon'_{800}$  = kompression efter första pålastningen till  $800 \text{ kN/m}^2$ , ‰

$\epsilon''_{800}$  = kompression efter andra pålastningen till  $800 \text{ kN/m}^2$ , ‰

$\epsilon_{2000}$  = kompression efter pålastning till  $2000 \text{ kN/m}^2$ , ‰

$K_0$  = medelvärde på förhållandet mellan horisontal- och vertikalspänning under pålastningen.

$w, \%$	$\gamma_d, t/m^3$	$\epsilon'_{800}$	$\epsilon''_{800}$	$\epsilon_{2000}$	$K_0$
3,8	2,19	13,1	14,3	-	0,42
5,9	2,32	15,8	17,6	22,4	0,27

B Försök med moränleror

Två moränleror från Sturup har undersökts. De har en lerhalt på 17 resp 34 %.

3.5 Kompressionsförsök på moränlera med 17 % lerhalt  
 Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 79 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,57 t/m^3$ , packades i den lilla kompressometern enligt avsnitt 2.4. Fem försök utfördes, med vattenhalter mellan 0 och 8 %. Försöksresultaten redovisas i fig 80.

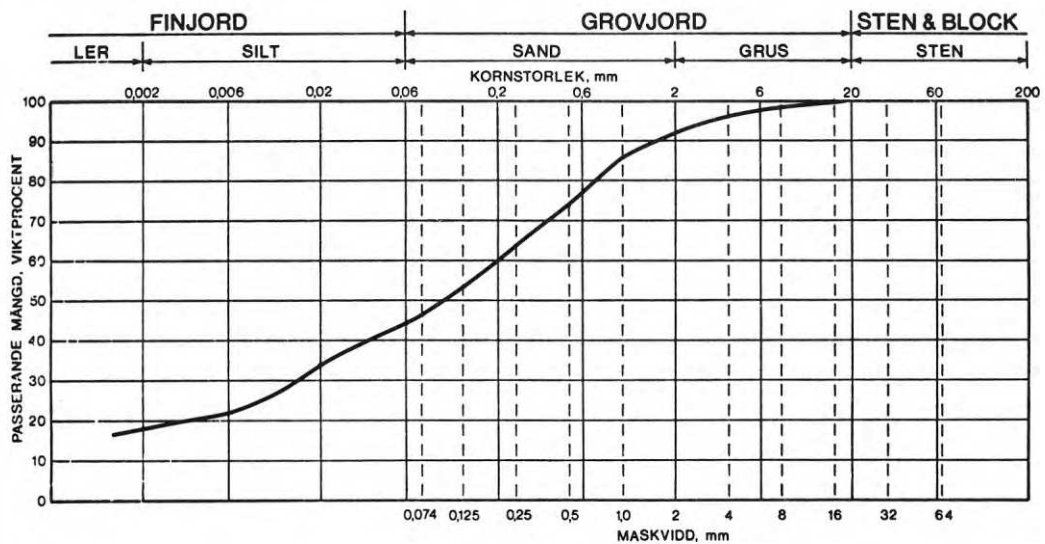


Fig. 79. Kornfördelningskurva för moränlera från Sturup. 17 % lerhalt.

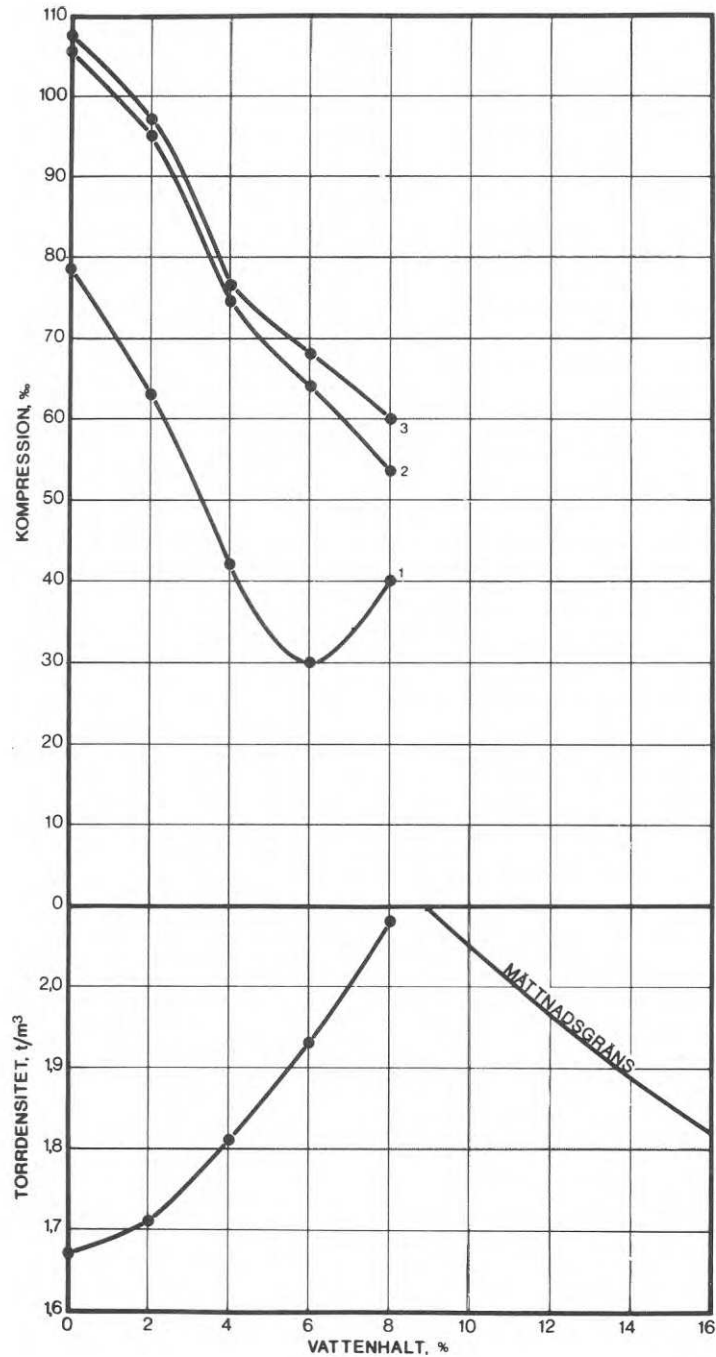


Fig. 80. Försöksresultat vid försök i lilla kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Moränlera från Sturup, 17 % lerhalt.

Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 81 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,59 \text{ t/m}^3$ , packades i den lilla kompressometern enligt avsnitt 2.4. Sju försök utfördes, med vattenhalter mellan 0 och 12 %. Försöksresultaten redovisas i fig. 82.

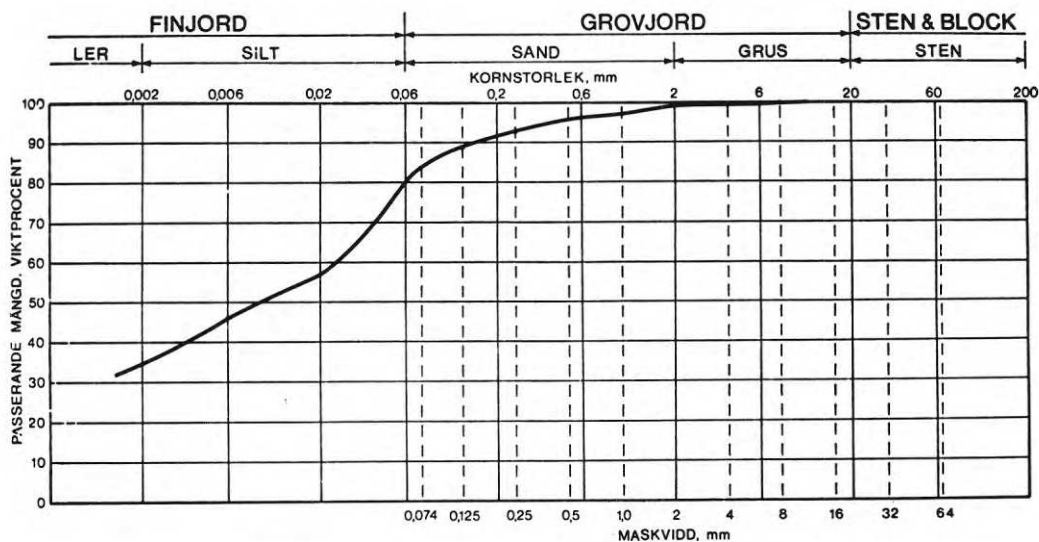


Fig. 81. Kornfördelningskurva för moränlera från Sturup. 34 % lerhalt.

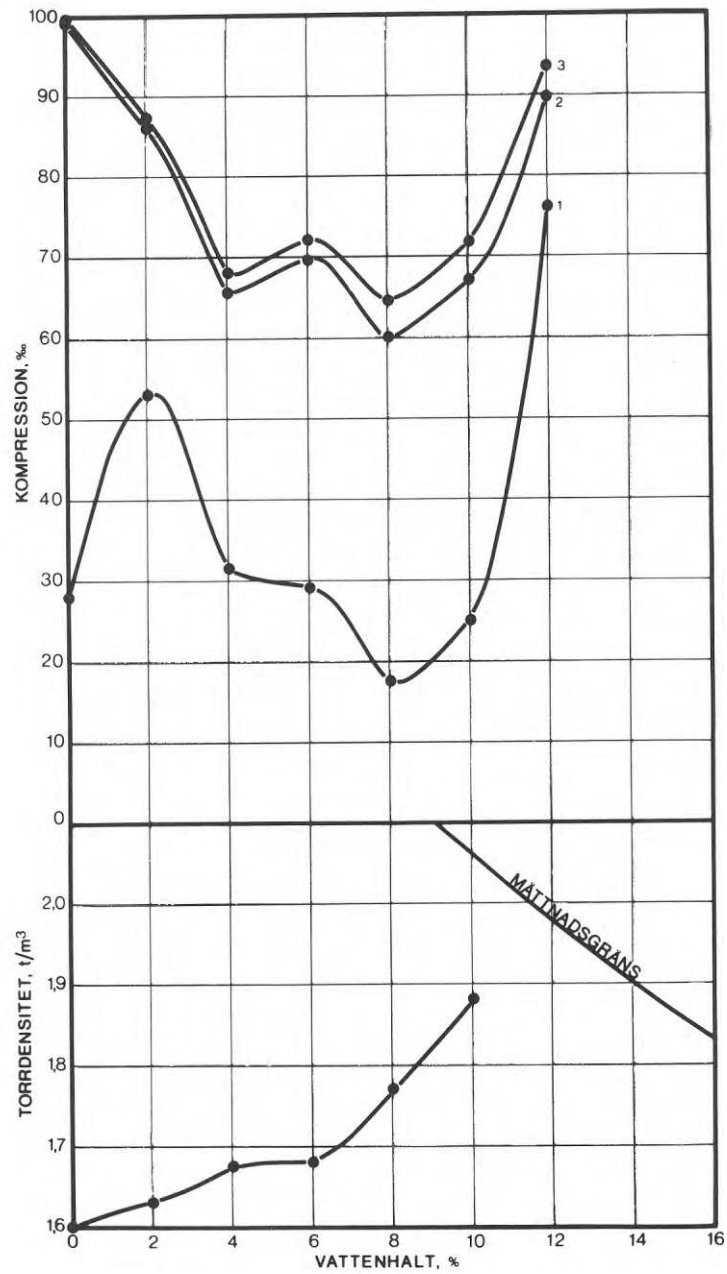


Fig. 82. Försöksresultat vid försök i lilla kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter pålastningen till normaltrycket 800 kN/m<sup>2</sup>, 1:a resp 2:a gången till normaltrycket 2000 kN/m<sup>2</sup>. Moränlera från Sturup. 34 % lerhalt.

Jordprovet, som har en kornfördelningskurva enligt fig. 83 och kompaktdensiteten  $\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$ , packades i den stora kompressometern med maskinstampning enligt avsnitt 2. Tre försök utfördes, med vattenhalterna  $w = 2,3$  och  $4 \%$ . Försöksresultaten redovisas i fig. 84-85.

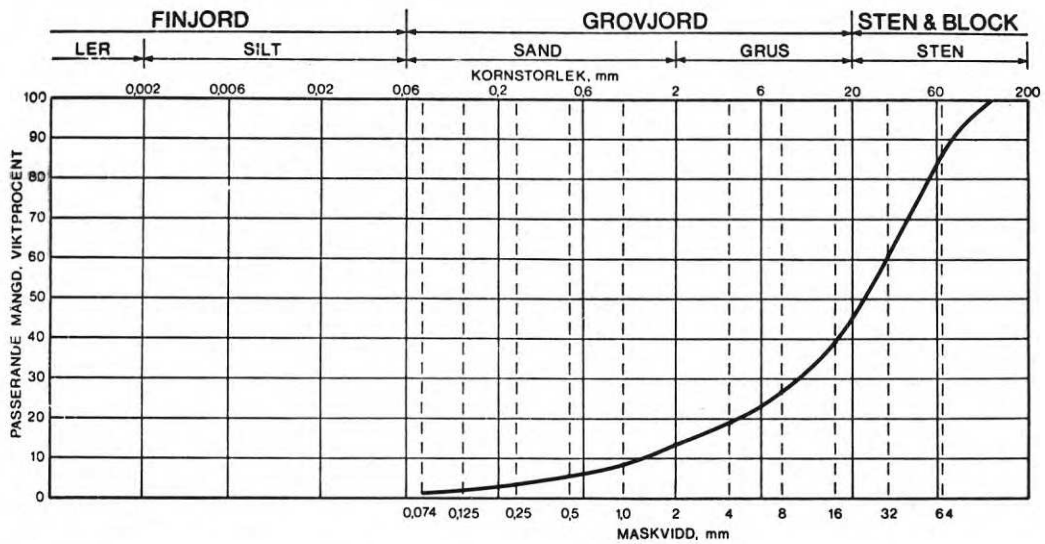


Fig. 83. Kornfördelningskurva för åsgrus från Gävle

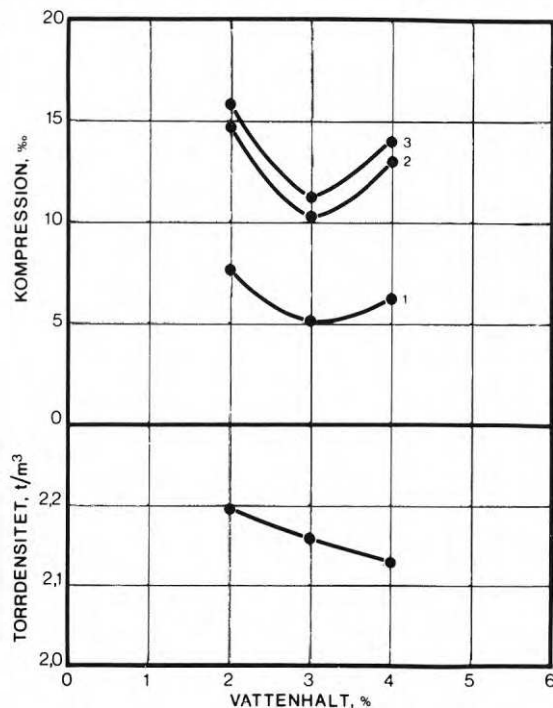


Fig. 84. Försöksresultat vid försök i den stora kompressometern. Kurva 1, 2 och 3 i övre bilden visar kompressionen efter pålastningen till normaltrycket  $800 \text{ kN/m}^2$ , pålastning 1:a resp 2:a gången till normaltrycket  $2000 \text{ kN/m}^2$ . Åsgrus från Gävle.  $w = 4 \%$  → mätningens gräns =  $2,44 \text{ t/m}^3$ .

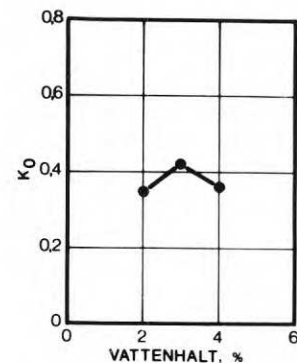


Fig. 85. Samband mellan vattenhalt och  $K_0$  vid försök i den stora kompressometern. Åsgrus från Gävle.



#### 4.1 Vattenhaltens inverkan på den packade jordens densitet

För Piteå-moränen får man en högsta torrdensitet när provet packas i torrhet. Alla övriga undersökta moräner får däremot en låg densitet när de packas i torrhet. Vid fuktiga jordprover är densitetens beroende av vattenhalten likartat för alla undersökta moräner. Någon förklaring till Piteå-moränens höga densitet efter packning i torrhet synes ej kunna ges.

Moränlerornas torrdensitet stiger med vattenhalten och når sitt maximum när vattenhalten vid packning närmar sig vattenmättnadsgränsen. Deras packningskurvor skiljer sig alltså helt från de kurvor som visats i fig. 3 och 6. En tänkbar förklaring till detta kan vara att permeabiliteten för luft i jord inte sjunker till noll förrän vid en vattenhalt strax under mättnadsgränsen, så att optimum kan ligga i omedelbar närhet av denna gräns. Se diskussion i avsnitt 1.1.3 fig. 4. Av denna figur framgår att den optimala vattenhalten för illitisk lera t o m kan ligga över den vattenhalt vid vilken permeabiliteten för luft blivit lika med noll.

#### 4.2 Kornfördelningens inverkan på den packade jordens densitet

Man kan med ledning av försöksresultaten ställa upp tabell 7:

Material	$d_{60}$ mm	$d_{30}$ mm	graderingskoeff $d_{60}/d_{10}$	torrdensitet $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>
Piteå	0,27	0,1	6,75	1,75 - 1,90
Dösebacka	21	1,0	420	2,15 - 2,35
Ellesbo	0,35	0,06	70	1,95 - 2,05
Åkeshov	20	1,30	500	2,20 - 2,30
Sturup 17 % lera	0,20	0,01	-	1,65 - 2,05
Sturup 34 % lera	0,025	0,001	-	1,60 - 1,90
Gävle	32	10	24,6	2,15 - 2,20

Diagrammen tyder på vissa samband mellan å ena sidan, torrdensiteten efter packning och å andra sidan såväl  $d_{30}$  och  $d_{60}$  som graderingskoefficienten  $d_{60}/d_{10}$ . Antalet försök är emellertid för litet för att man skall kunna precisera sambanden.

#### 4.3 Vattenhaltens inverkan på den packade jordens kompressibilitet

Vattenhalten tycks påverka kompressibiliteten på två sätt: indirekt genom att den påverkar densiteten och direkt, genom att den dels påverkar friktionskoefficienten mellan kornen, dels ger upphov till kapillärspänningar mellan kornen. Se avsnitt 1.2. Om vattenhalten endast hade påverkat densiteten hade man för varje jordart kunnat vänta sig ett entydigt samband hög densitet - låg kompressibilitet och omvänt. Ett sådant samband synes emellertid föreligga endast för Piteå-moränen och möjligen för moränlera från Sturup med 17 % lerhalt. För exempelvis Dösebackamoränen är förhållandet ett helt annat; både kompressibiliteten och densiteten synes öka med vattenhalten inom intervallet 1 - 4 % vattenhalt. Ökas sedan vattenhalten

till 5 %, sjunker ånyo både kompressibiliteten och densiteten. Det undersökta materialet, sju jordar, är emellertid för litet för att man skall kunna klarlägga något bestämt samband mellan vattenhalt och kompressibilitet. Man kan endast konstatera att kompressibiliteten tycks påverkas i minst lika hög grad av vattenhalten som av densiteten. För att renodla vattenhaltens inverkan, vore det av intresse att packa jordar med varierande vattenhalter till samma torrdensitet (dvs genom att variera packningsarbetet) och därefter utföra kompressionsförsök.

#### 4.4 Kornfördelningens inverkan på den packade jordens kompressibilitet

Enligt Floss uppnås vid blandning av grovt och fint material teoretiskt en maximal torrdensitet när blandningens grovjordshalt är 70 %. Då tangerar nämligen de grova kornen varandra, och finmaterialet fyller nätt och jämnt hålrummen mellan de grova kornen. Om vi nu gör ett kompressionsförsök på blandningen, så kommer kompressibiliteten hos materialet att bestämmas både av grov- och finjordens kompressionsegenskaper. Betraktar vi en blandning med exempelvis 50 % grovjordshalt, finner vi att de grova kornen ligger och flyter i finjorden utan att tangera varandra. En sådan blandnings kompressibilitet avgörs alltså av finjordens kompressionsegenskaper. I en blandning av exempelvis 90 % grovjordshalt bildar grovjorden ett sammanhängande skelett. Finjorden räcker inte till för att fylla upp hålrummen mellan de grova kornen. Kompressibiliteten avgörs av grovjordens kompressionsegenskaper.

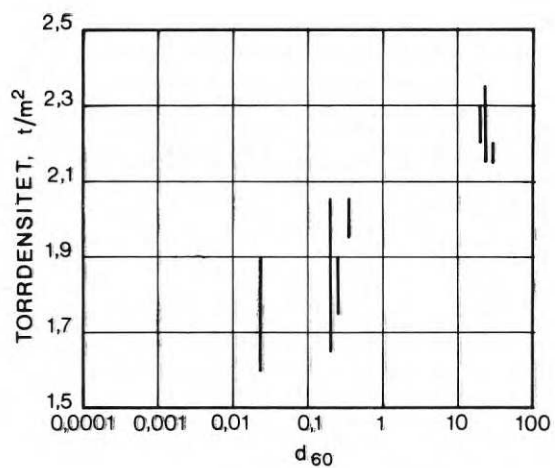


Fig. 86. Torrdensiteten som funktion av  $d_{60}$ .

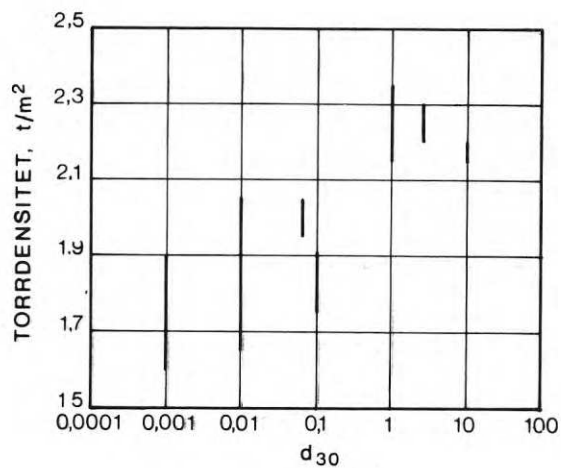


Fig. 87. Torrdensiteten som funktion av  $d_{30}$ .

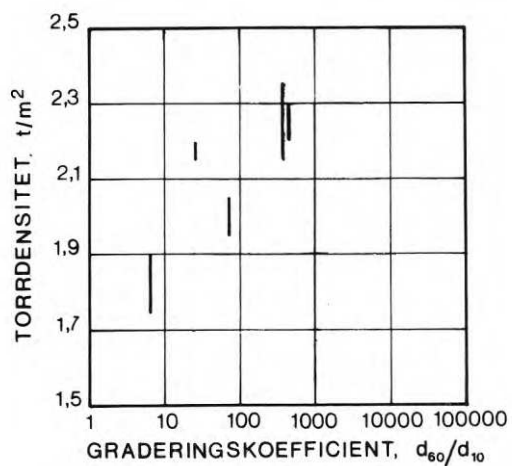


Fig. 88. Torrdensiteten som funktion av graderingskoefficienten  $d_{60}/d_{10}$ .

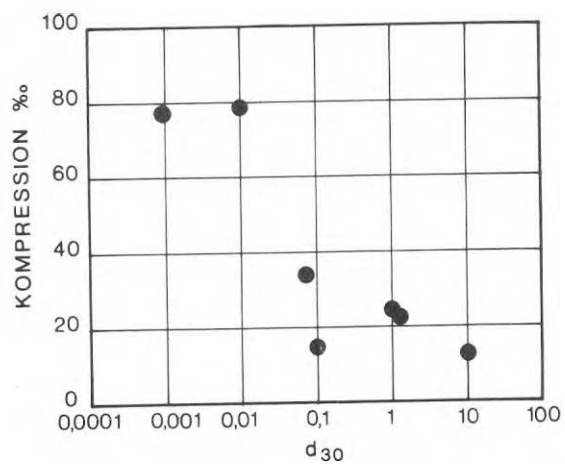


Fig. 89. Kompression vid trycket  $2000 \text{ kN/m}^2$  som funktion av  $d_{30}$ .

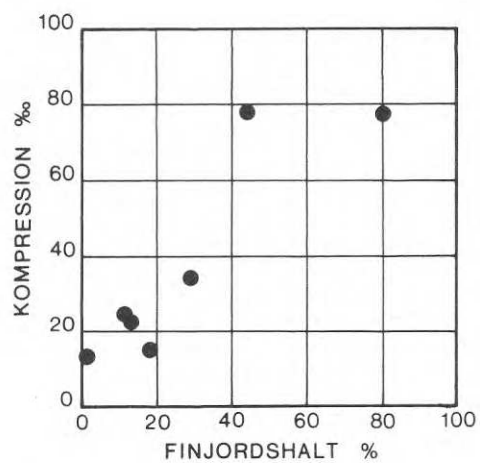


Fig. 90. Kompression vid trycket  $2000 \text{ kN/m}^2$  som funktion av andelen material mindre än 1 mm.

Med ledning av detta resonemang undersöker vi sambandet mellan korndiametern  $d_{30}$  och medelkompressionen hos materialet i fråga (1:a pålastning till 2000 kN/m<sup>2</sup>), tabell 8. I tabellen redovisas också procenten material finare än 1 mm. Samtliga material har utsatts för samma packningsarbete.

Tabell 8. Sambandet mellan graderingskoefficienten och medelkompressionen

Material	$d_{30}$	finjordshalt %	$\epsilon$ , ‰
Piteå	0,10	18	15
Dösebacka	1,0	11	24
Ellesbo	0,06	29	34
Åkeshov	1,30	13	22
Sturup, 17 % lera	0,01	44	78
Sturup, 34 % lera	0,001	80	77
Gävle	10	1	13

Tabellen redovisas i diagramform i fig. 89-90.

Som väntat sjunker kompressibiliteten med ökande  $d_{30}$  och stiger med ökande finjordshalt. Materialet är emellertid för litet för att man skall få något entydigt samband.

#### 4.5 Samband mellan tryck och kompression

Kjellman och Jakobsson fick vid kompressionsförsök två typer av tryckkompressionsdiagram, fig. 21. För makadam, där kornen är kantiga och stora spänningskoncentrationer uppträder, fås i början en med tryckökningen minskande kompressionsmodul (ödometermodul) som sedan tenderar att nå ett konstant värde. För ett rundkornigt material (singel F) fann man att kompressionsmodulen ökade när trycket ökades. Enligt försöksresultat från KTH, fig. 25-27 och NGI, fig. 30, tycks kompressionsmodulen för samtliga material öka, när trycket ökades. Samma förhållande kan konstateras vid mina försök; tryck-kompressionsdiagrammet i fig. 67 är representativt för samtliga försök.



#### 4.6 Samband mellan vertikal- och horisontalspänning

Det i fig. 73 återgivna sambandet är representativt för samtliga försök.  $K_0^{nc}$  förblir någotsånär konstant, då vertikalspänningen ökar.  $K_0^{rb}$  är som väntat något större än  $K_0^{nc}$  (kvarstående horisontalspänningar). Mellan  $K_0^{pc}$  och övriga  $K_0$ -värden har vid mina försök inget entydigt samband påträffats.  $K_0$  synes ligga mellan aktiva jordtryckskoefficienten och vilojordtryckskoefficienten.

## LITTERATUR

- Burland, J, P, 1965 "Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Partly Saturated Soils". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. Australien.
- Floss, R, et al., 1968 Verdichtungs- und Verformungseigenschaften grobkörniger, bindiger Mischböden, Bundesanstalt für Strassenwesen, Wissenschaftt. Berichte, Heft 6, Berlin.
- Holestöl, K, Kjaernsli, B, & Torblaa, I, 1965 Compression of Tunnel Spoil at Venemo Dam, Norges Geot Inst, Publ 65. Oslo.
- Johnson, A, & Sallberg, J, 1960 Factors that Influence Field Compaction of Soils. Highway Res Board, Bull. 272, Washington.
- Johnson, A, & Sallberg, J, 1962 Factors Influencing Compaction Test Results. Highway Res. Board, Bull. 319, Washington.
- Kjaernsli, B, & Sande, A, 1963 Compressibility of Some Coarse-Grained Materials. Proc. European Conf. on SM and FE. Wiesbaden.
- Kjellman, W, & Jakobsson, B, 1955 Some Relations Between Stress and Strain in Coarse-Grained Materials, Statens geotekniska institut. Proc. 9, Stockholm.
- Li, 1956 Basic Concepts on the Compaction of Soils. Proc. ASCE, SM Division, Vol. 82.
- Marsal, R, et al., 1965 Research on the Behaviour of Granular Materials and Rockfill Samples. Mexico D.F.

- Marsal, R, & Ramirez, L,  
1967 Performance of El Infiernillo  
Dam. ASCE Proc. Journal of  
the SM & Division, Vol.  
93, No. SM 4. New York.
- Obrcian, V, 1969 Determination of Lateral  
Pressures Associated With  
Consolidation of Granular  
Soils. Highway Research  
Record 284. Washington.
- Olson, R, 1963 Effective Stress Theory of  
Soil Compaction. Proc. ASCE,  
SM Division. Vol. 89. New York.
- Reinius, E, och Thurner,  
H, 1968 Sättningar hos packad morän,  
Väg- och vattenbyggaren nr 8  
(spec nummer för geoteknik).  
Stockholm.
- Schmidt, B, 1967 Lateral Stresses in Uniaxial  
Strain. Geoteknisk Institut,  
Bull. 23. Köpenhamn.
- Sowers, G, & Kennedy,  
C, M, 1954 Effect of Repeated Load  
Application on Soil Compac-  
tion Efficiency. Highway  
Research Board, Bull. 93,  
Washington.

## CAPTIONS

- FIG. 1a Skempton's coefficient  $A$  versus axial deformation for saturated clays. Curve a: normally consolidated, sensitive clay. Curve b: normally consolidated, remoulded clay. Curve c: strongly overconsolidated clay (Olson, 1963).
- FIG. 1b Coefficient  $A$  versus consolidation pressure. Curve a: sedimented clay. Curve b: remoulded clay (Olson, 1963).
- FIG. 1c Coefficient  $A$  versus over-consolidation ratio. Curve a: sedimented calcium-illite. Curve b: remoulded Weald clay. Curve c: undisturbed Oslo clay (Olson, 1963).
- FIG. 2a Coefficient  $B_w$  versus variation of all-round pressure (total stress). Curve a: highly saturated soil. Curve b: medium saturation. Curve c: low saturation (Olson, 1963).
- FIG. 2b Coefficient  $B_w$  versus original degree of saturation. Curve a: high all-round pressure. Curve b: medium all-round pressure. Curve c: low all-round pressure (Olson, 1963).
- FIG. 3 Typical compaction curves for compacting by kneading of an illitic clay.  $p$  denotes maximum pressure under the fall hammer.  $x$  in the figure means maximum pressure could not be obtained (Olson, 1963).
- FIG. 4 Permeability for air versus water content of compacted soils. Upper diagram: silty clay. Lower diagram: illitic clay (Olson, 1963).
- FIG. 5 Obtained dry density after compaction versus mold diameter. Curves refer to sandy gravel, clayey sand and clayey silt (US Corps of Engineers).
- FIG. 6 Compaction curves for coarse sand, sandy clay, stiff clay and fine sand when employing different fall hammers and different drop heights. Smooth curves: weight of the hammer 4.54 kg, drop height 46 cm. Dashed curves: 6.81 kg resp. 30.5 cm. Dots: 5.55 kg resp. 30.5 cm (Maclean & Williams).
- FIG. 7 Dry density after compaction versus percent per blow of the total compaction energy. Percent per blow means 100 divided with the total number of blows (Sowers & Kennedy, 1954).
- FIG. 8 Compaction curve determined four times for the same soil sample. Upper group of curves: density of soil plus water. Lower group: dry density of soil. Smooth curves: 1st run. Dashed curves: 2nd run and so on (Sowers & Kennedy, 1954).

- FIG. 9 Recompaction of one soil sample as compared with use of separate samples for each test along the compaction curve. The soil is a non-plastic, silty, fine sand. Curve 1: recompacted sample, modified AASHO. Curve 2: separate samples, modified AASHO and so on (Sowers & Kennedy, 1954).
- FIG. 10 Compaction curves determined by increasing resp. reducing the water content step by step. Curves 1, 3 and 5: increase. Curves 2 and 4: reduction (Johnson & Sallberg, 1960).
- FIG. 11 Influence of temperature on obtained dry densities at compaction of a silty, fine sand (Johnson & Sallberg, 1960).
- FIG. 12 Obtained dry density versus compaction energy and optimal water content for a clay. Compaction energy in point a corresponds to modified AASHO, in point b to standard AASHO (Dubose).
- FIG. 13 Influence of compaction energy on optimal water content and maximum dry density of a sandy clay. Figures in the diagram denote compaction energy in  $\text{MNm/m}^3$  (Johnson & Sallberg, 1960).
- FIG. 14 Compaction curves for eight soils, compacted according to "AASHO Method T99" (Johnson & Sallberg, 1962).
- FIG. 15 Influence of the percent coarse material on obtained dry density. Curves show dry density obtained at optimum water content. Curves a: dry density of fine material. Curves b: dry density of mixture. Dashed curves according to Maddison. Smooth curves: British Road Research Laboratory (Maddison, 1944).
- FIG. 16 Grain size distribution curves for mixtures used by Holz and Lowitz in compaction tests. Upper diagram: sand and gravel. Lower diagram: clay and gravel.
- FIG. 17 Relation between percent gravel and maximum obtained dry density for mixtures according to FIG. 16, upper diagram. The fine fraction is a sandy soil from the SW-SM-group (Unified Soil Classification System). Curve a: sand and gravel with a maximum grain size 76 mm have been added (large samples). Curve b: maximum grain size of added material 19 mm (mold volume  $1.43 \text{ dm}^3$ ) (Holz & Lowitz).
- FIG. 18 Relation between percent gravel and maximum obtained dry density for mixtures according to FIG. 16, lower diagram. The fine fraction is a clay from the CL-CH-group. Gravel has been added, for curve a with a maximum grain size 76 mm, for curves b and c with a maximum grain size 19 mm. Curves a and b: large samples. Curve c: mold volume  $1.43 \text{ dm}^3$  (Holz & Lowitz).

- FIG. 19 Dry density of some soil mixtures versus percent coarse material. Curve a: clay and coarse sand. Curve b: clay and fine sand. Curve c: silt and crushed limestone. Curve d: sand and gravel. Curves e and f: silt and fine sand. Dashed lines represent the theoretical limits according to equations (2:1) and (2:2) (Floss *et al.*, 1968).
- FIG. 20 Large compressometer according to the Swedish Geotechnical Institute (Kjellman & Jakobsson, 1955).
- FIG. 21 Pebbles F (upper diagram) and macadam F, tested at maximum density. The diagrams show compression versus vertical stress (Kjellman & Jakobsson, 1955).
- FIG. 22 Pebbles F (upper diagram) and macadam F (lower diagram), tested at maximum density. The diagrams show horizontal stress versus vertical stress (Kjellman & Jakobsson, 1955).
- FIG. 23 Grain size distribution curves for materials, tested at the Royal Swedish University of Technology (Reinius & Thurner, 1968).
- FIG. 24 Typical load program and compression versus time for the tests at the Royal Swedish University of Technology. Dashed curve: applied stress versus time. Smooth curve: compression versus time (Reinius & Thurner, 1968).
- FIGS. 25-27 Compression versus stress at the tests at the Royal Swedish University of Technology (Reinius & Thurner).
- FIG. 28 Large compressometer according to the Norwegian Geotechnical Institute (Kjaernsli & Saude, 1963).
- FIG. 29 Grain size distribution curves for some of the materials tested at the Norwegian Geotechnical Institute.
- FIG. 30 Compression versus vertical stress for materials, tested at the Norwegian Geotechnical Institute. Samples No. 5, 7, 14, 16 and 18 were densely compacted, samples No. 4, 6, 8, 9, 10, 13, 17 and 19 loosely compacted (Kjaernsli & Saude, 1963).
- FIG. 31 Section through the Venemo earth dam, showing cross-bar system for measuring settlements (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).
- FIG. 32 Compression versus time for the layers between cross-bars. The shaded curve shows height of fill during the construction of the dam (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).
- FIG. 33 Compression of layers between crossbars versus pressure exerted by fill above those layers (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).



- FIG. 34 Settlements in the Venemo earth dam (shaded surface) as compared with test results from large compressometer. Heavy lines at b show compression due to saturation of the sample. To obtain the discontinuity at c and point d the sample has been left saturated for 2 resp. 28 days (Holestöl, Kjaernsli & Torblaa, 1965).
- FIG. 35 Compressometer according to the Comisión Federal de Electricidad, Mexico. The diameter of the cylinder is 40.4 cm, height 54.5 cm (Marsal, 1965).
- FIG. 36 Compressometer, Mexico. The diameter of the cylinder is 114 cm. The apparatus is placed inside the pressure cell of a large-scale triaxial apparatus (Marsal, 1965).
- FIG. 37 Grain size distribution curves for some of the tested samples from El Infiernillo earth dam, Mexico (Marsal & Ramirez, 1967).
- FIG. 38 Stress transfer in a soil at two different water contents (Burland, 1965).
- FIG. 39 Grain size distribution for soils, tested by Obrcian.
- FIG. 40 Coefficient  $K_0$  for earth pressure at rest versus vertical stress for material A in FIG. 39 (coarse sand). Figures in diagram denote relative density of sample (Obrcian, 1969).
- FIG. 41 Coefficient  $K_0$  versus vertical stress for material C in FIG. 39 (coarse to fine sand with traces of silt) (Obrcian, 1969).
- FIG. 42 Coefficient  $K_0$  versus vertical stress for material D in FIG. 39 (fine sand) (Obrcian, 1969).
- FIG. 43 Coefficient  $K_0$  versus vertical pressure at repeated loading. Coarse to fine sand with traces of silt (Obrcian, 1969).
- FIG. 44 Horizontal stress versus vertical stress at oedometer tests by Hendron. Pennsylvania sand.
- FIG. 45 Horizontal stress versus vertical stress at oedometer tests by Hendron. Wabash River sand.
- FIG. 46 Coefficient  $K_0^{rb}$  versus the ratio between maximum vertical stress and actual vertical stress ( $\sigma_{v \max}/\sigma_v$ ). Pennsylvania sand. For  $K_0^{rb}$ , see the English summary (Schmidt, 1967).
- FIG. 47 Coefficient  $K_0^{rb}$  versus the ratio  $\sigma_{v \max}/\sigma_v$ . Wabash River sand (Schmidt, 1967).

- FIG. 48 Sketch of large compressometer in its first version, showing sample cylinder, loading device and frames.
- FIG. 49 Device for applying the load and maintaining it constant by means of pressurized air.
- FIG. 50 Wiring diagram for horizontal strain gauges on the sample cylinder. Arrangements like this were applied at three different levels.
- FIG. 51 Wiring diagram for vertical strain gauges.
- FIG. 52 Loading stamp and load transferring bearings.
- FIG. 53 Sample cylinder and bottom plate with dial gauge stands.
- FIG. 54 Sample built in and ready for testing. The figure shows the compressometer in its final version.
- FIG. 55 Total view of large compressometer in its final version during test.
- FIG. 56 Pump and manometers.
- FIG. 57 Device for load transfer from jack to stamp. Note the spherical bearing on top of stamp.
- FIG. 58 Principal sketch of manometer system.
- FIG. 59 Steel balls applied on the sample cylinder for measuring strains with extensiometer.
- FIG. 60 Measuring strains with extensiometer.
- FIG. 61 Fall hammer assembled with motor for hoisting it.
- FIG. 62 Compaction of the sample. Fall hammer is released with the motor-cycle clutch at left.
- FIG. 63 Sample cylinder with stamp and dial gauge, fall hammer with guiding tube and protective collar for the sample cylinder.
- FIG. 64 Compacting the sample.
- FIG. 65 Loading device with built-in sample during testing.
- FIG. 66 Grain size distribution curve for moraine from Piteå.
- FIG. 67 Compression versus vertical stress at a test in the large compressometer on moraine from Piteå. Water content  $w = 10.5\%$ .
- FIG. 68 Compression (upper diagram) and dry density after compaction in the large compressometer (lower diagram) versus water content. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress  $800 \text{ kN/m}^2$ ), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress  $2000 \text{ kN/m}^2$ ). Moraine from Piteå.

- FIG. 69 Ratio  $K_0$  between horizontal and vertical stress versus water content. Moraine from Piteå.
- FIG. 70 Results of tests in the small compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress 2000 kN/m<sup>2</sup>). Moraine from Piteå.
- FIG. 71 Grain size distribution curve for moraine from Dösebacka.
- FIG. 72 Results of tests in the large compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress 2000 kN/m<sup>2</sup>). Moraine from Dösebacka.
- FIG. 73 Horizontal stress versus vertical stress at a test in the large compressometer. Figures in the diagram denote the respective load cycle. Moraine from Dösebacka. Water content  $w = 1\%$ .
- FIG. 74 Ratio  $K_0$  between horizontal and vertical stress versus water content. Moraine from Dösebacka.
- FIG. 75 Grain size distribution curve for moraine from Ellesbo.
- FIG. 76 Results of tests in the large compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical load 2000 kN/m<sup>2</sup>). Moraine from Ellesbo.
- FIG. 77 Ratio  $K_0$  between horizontal and vertical stress versus water content. Moraine from Ellesbo.
- FIG. 78 Grain size distribution curve for moraine from Åkeshov.
- FIG. 79 Grain size distribution curve for morainic clay from Sturup. Clay content 17 %.
- FIG. 80 Results of tests in the small compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress 2000 kN/m<sup>2</sup>). Morainic clay from Sturup. Clay content 17 %.
- FIG. 81 Grain size distribution curve for morainic clay from Sturup. Clay content 34 %.
- FIG. 82 Results of tests in the small compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress 800 kN/m<sup>2</sup>), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress 2000 kN/m<sup>2</sup>). Morainic clay from Sturup. Clay content 34 %.

- FIG. 83 Grain size distribution curve for esker gravel from Gävle.
- FIG. 84 Results of tests in the large compressometer. Curves 1, 2 and 3 in the upper diagram show compression after 1st load cycle (maximum vertical stress  $800 \text{ kN/m}^2$ ), 2nd and 3rd cycles (maximum vertical stress  $2000 \text{ kN/m}^2$ ). Esker gravel from Gävle.
- FIG. 85 Ratio  $K_0$  between horizontal and vertical stress versus water content. Esker gravel from Gävle.
- FIG. 86 Dry density versus grain diameter  $d_{60}$ .
- FIG. 87 Dry density versus grain diameter  $d_{30}$ .
- FIG. 88 Dry density versus informity coefficient  $d_{60}/d_{10}$ .
- FIG. 89 Mean value of compression at vertical stress  $2000 \text{ kN/m}^2$  versus grain diameter  $d_{30}$ .
- FIG. 90 Mean value of compression at vertical stress  $2000 \text{ kN/m}^2$  versus percent material finer than 1 mm.



**R8:1972**

**Denna rapport avser anslag C 439:1 från Statens råd för byggnadsforskning till civilingenjör Erland Högberg, Chalmers tekniska högskola, institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm  
Grupp: konstruktion**

**Pris: 24 kronor**