



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.



~~SR, TD, HS, RM~~ PC  
**Rapport**

**R21:1975**

# **Deformationer i en schaktbotten av lera**

**Ove Magnusson**

**Byggforskningen**

# Deformationer i en schaktbotten av lera Fältmätningar och utvärdering av mätresultaten

Ove Magnusson

*I samband med schakter inom spont i lös lera får man vanligen stora utböjningar i spontan trots noggrant utförande. Detta gäller speciellt där den fasta botten inte ligger nära schaktbotten. Vid utböjningen kan man få sättningar i marken utanför spontan.*

*Till följd av avlastningen av leran inom spontan kan man även få vissa deformationer i schaktbotten. Vid låga spänningsnivåer vid botnen blir hävningen elastisk medan vid höga nivåer blir hävningen plastisk och tidsberoende.*

*Vid en kompenserad grundläggning där inga tilläggsspänningar vid återbelastning uppkommer på den underliggande leran räknar man normalt inte med några sättningar utöver en viss yttlig störning av schaktbotten. Det har dock visat sig i ett flertal fall att man får sättningar i den färdiga konstruktionen trots full kompensation. Det är därför av stor vikt att man i förväg kan avgöra i vilka fall sättningar uppkommer.*

*För att studera detta problem har mätningar av spontutböjning, hävning och återsättning gjorts vid två schakter i Tumba och Upplands Väsby.*

En avlastning av en lera innebär en förändring av jämvikts- och spänningstillståndet i leran. Detta medför bland annat att skjuvspänningarna i leran förändras.

För att åstadkomma en deformation hos ett volyelement erfordras ett visst arbete. En del av arbetet åtgår för att enbart åstadkomma formändring av elementet utan volymförändring (deviatoriska spänningstillståndet). Denna del brukar man kalla initieff deformation eller hävning.

En annan del av arbetet åtgår för att ändra volymen hos elementet och beror på det hydrostatiska trycket (isotropa spänningstillståndet). Vid en avlastning av en lera skulle man kunna kalla denna del för en negativ konsolidering. Hur stor hävningen och den negativa konsolideringen blir vid avlastning beror på ändringen av spänningsnivån i leran och hur lång tid avlastningen pågår.

Med de kunskaper vi idag (1974) har

om en leras deformationsegenskaper kan vi inte beräkna deformationerna eller de delar som ingår dvs formändring och volymändring. Ej heller kan man beräkna de egenskaper som bestämmer den tidsberoende utvecklingen av deformationen.

Då en lera utsätts för både en isotrop och en deviatorisk påkänning måste de plattformade partiklarna i leran röra sig sinsemellan för att söka nya lägen som är stabilare. Brott kommer successivt att utbildas vid vissa kontakter och detta leder till att deformationen ökar vid andra, vilka i sin tur når brott. Rörelsen fortsätter alltså till dess var och en av de påverkande kontakterna har uppnått en skjuvhållfasthet som överstiger den skjuvspänning som råder.

Typen och tidsberoendet av deformationen är beroende av skjuvspänningarnas storlek. Vid skjuvning under mycket låga skjuvspänningar får man en elastisk eller fördröjt elastisk deformation. Vid skjuvning under låga till höga skjuvspänningar får man viskösa och plastiska deformationer. Det står helt klart att man endast i vissa fall når en renodlad deformationstyp. Vanligen är de beteenden som äger rum vid en belastningsändring mycket komplexa.

Vid en teknisk-ekonomisk dimensionering av en schakt i lös lera krävs dock att deformationerna får vara större än de rent elastiska och likväl mindre än vad som kan förorsaka brott.

Avsikten är att för praktiska fall i förväg kunna bedöma om den vid schaktningen uppkommande deformationen i schaktbotten är tolerabel med hänsyn till de sättningar som kan uppkomma efter grundläggning och återfyllning.

## Fältförsök

Vid ett flertal arbeten med djupa lerschakter i bland annat Chicago, Oslo, Göteborg har hävningen mätts i schaktbotten. I ett fåtal fall har dessutom sättningen observerats vid återbelastning.

För att få ytterligare upplysning om sambandet hävning och sättning vid en schakt inom spont i lös lera, utfördes mätningar vid schakter i Tumba och Upplands Väsby.

## Byggforskningen Sammanfattningar

R21:1975

Nyckelord:

lerschakt, spontutböjning, schaktbotten – deformation

Rapport R21:1975 hänför sig till forskningsanslag C 425 från Statens råd för byggnadsforskning till AB Skånska Cementgjuteriet.

UDK 624.133

624.152

SfB (19)

ISBN 91-540-2432-3

Sammanfattning av:

Magnusson, O, 1975, *Deformationer i en schaktbotten av lera. Fältmätningar och utvärdering av mätresultat.*

(Statens råd för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R21:1975. 87 s., ill. 19 kr + moms.

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

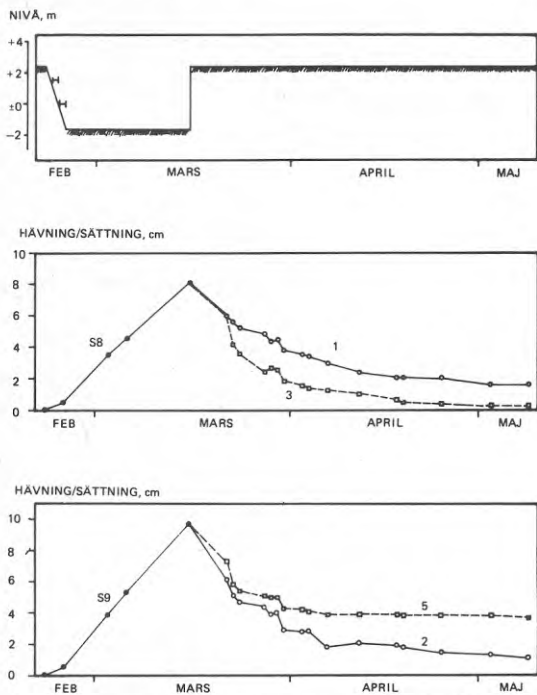


FIG. 1. Resultat av observationer av hävning och sättning i lera in- nanför spont vid Tumba.

Lerans rörelser mättes därvid i vertikal led inom och utanför spont. Dessutom mättes spontens utböjning under olika stadier. Mätningarna ägde rum under själva schaktstadiet samt sedan konstruktionen grundlagts.

Undersökningen av hävningen och sättningen vid återbelastning omfattade vid Tumba en mätperiod på ca 2,5 månader. Resultatet av mätningen visas på FIG. 1. På grund av schaktningstekniska skäl kunde inte hävningen mätas under hela den tid schaktning pågick. Den hävning på ca 8 cm som uppmättes är därför för låg. Vid grundläggningen av ledningen beaktades hävningen varför rören lades med en överhöjning på 10 cm. Återsättningen var fullt utbildad ca 1 månad efter grundläggningen.

Den uppmätta hävningen blev vid Upplands Väsby mycket snabb, 7 mm/dygn, mot 5 mm/dygn i Tumba. Grundläggningen av en i detta fall förtillverkad pumpstation gjordes i Upplands Väsby direkt efter urschaktningen av lera, varför den totala hävningen inte blev så stor som i Tumba. Totalt uppmättes en hävning på ca 3 cm och återsättningen blev i huvudsak lika stor. Mätperioden var även här ca 2,5 månader och efter denna tid har ingen ytterligare sättning observerats.

#### Förslag till bedömning av hävning i lera

De deformationer i form av hävning som uppkommer i en schakt av lera vid avlastning är huvudsakligen en följd av förändring i deviatorspänningarna. Vid grunda schakter är dessa skjuvdeformationer av underordnad betydelse. Då schaktdjupet ökar blir skjuvdeformationernas inverkan så stor att funktionen så småningom kan äventyras.

Enligt Bjerrum ökar deformationshastigheten nära exponentiellt med den pålagda skjuvspänning och skjuvhållfasthet. Detta innebär att vid relativt höga skjuvspänningar kommer en hög deformationshastighet att leda till ett snabbt brott medan låga skjuvspänningar leder till att det tar lång tid innan brottdeformationer uppnås.

På basis av s k snabba krypförsök, en-

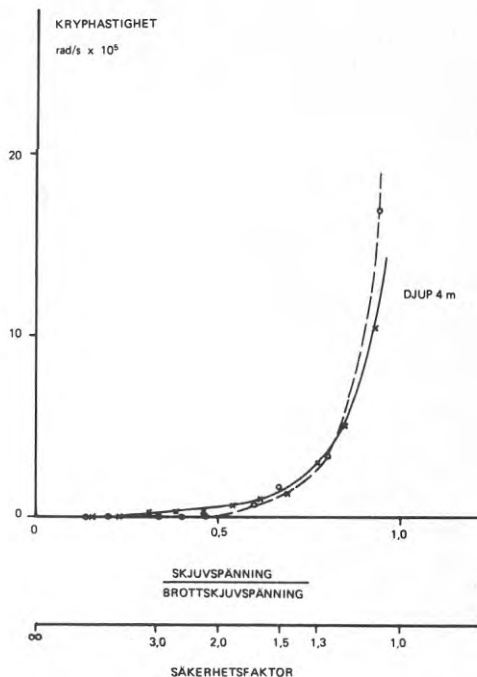


FIG. 2. Krypförsök på lera, Upplands Väsby.

ligt en metod utvecklad på Statens geotekniska institut, kan man få en grov uppfattning om en leras tendenser till krypning. Resultatet av ett sådant krypförsök på lera från Upplands Väsby visas på FIG. 2.

Vid bedömningen av hävningens storlek bör man dela upp problemet i en momentan elastisk del och en annan del som är tidsberoende.

Med hjälp av det dimensionslösa uttrycket  $N = \frac{\gamma \cdot D}{\tau_f}$ , där  $\gamma$  är skrymdensiteten,  $D$  schaktdjupet och  $\tau_f$  lerans odränerade skjuvhållfasthet i medeltal direkt under schaktbotten, syns det vara möjligt att i grova drag få en uppfattning om var gränsen går för de olika deformationstyperna.

På FIG. 3 har data på hävning och motsvarande värde på  $N$  ställts samman från fältförsöken och i litteraturen redovisade resultat. Därvid har hävningen dividerats med schaktdjupet för att få en dimensionslös faktor. Av sammanställningen, som dock är uppgjord på ett fåtal resultat, skulle man som en första ansats anta att elastiska eller fördröjt elastiska hävningar av storleksordningen 0,5 % av schaktdjupet uppkommer då  $N$  är mindre än 4. Vid värdet på  $N$  över 4 kan hävningen, som då växer med tiden, bli av storleksordningen 2 % av schaktdjupet. Vid bestämning av grundläggningsnivån måste man beakta den sättning som då uppkommer vid återbelastning av lera.

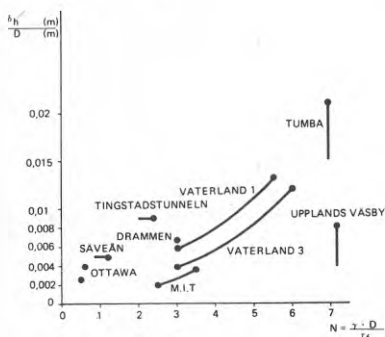


FIG. 3. Samband i lera mellan hävning, schaktdjup och bärgighetsfaktorn  $N$ .

# Deformations of the bottom of an excavation in clay

## Field measurements and evaluation of the results

Ove Magnusson

*In excavating soft clay inside sheet piles, large deflections usually occur in the piling despite careful driving. This is particularly the case when the firm ground is some distance from the bottom of the excavation. In conjunction with the deflections, settlements may occur outside the sheet piling.*

*Some deformations may also occur at the bottom of the excavation as a result of the relief in overburden pressure on the clay. When the pressure levels at the bottom are low, the heave is elastic, while at high levels the heave is plastic and time-dependent.*

*In the compensated foundation method, when there are no additional pressures on the underlying clay when the load is re-applied, no settlement is normally to be expected apart from some superficial disturbance of the bottom of the excavation. It was however found in a number of cases that settlements occurred in the completed structure in spite of full compensation. It is therefore of great importance to determine in advance the cases in which settlements will occur.*

*In order to study this problem, measurements of sheeting deflection, heave and recovery were made at two excavations at Tumba and Upplands Väsby.*

When the overburden pressure on clay is relieved, there is a change in the equilibrium and stress conditions in the clay. One of the consequences of this is that the shear stresses in the clay are changed.

In order that deformation of a volume element may be accomplished, a certain amount of work is required. Some of this work is consumed in causing pure deformation of the element without a change in its volume (deviator stress). This part is usually called initial deformation or heave.

Another part of the work is used in changing the volume of the element, and depends on the hydrostatic pressure (isotropic stress). When the overburden is removed from a clay, this part may be called negative consolidation. The magnitudes of the heave and the negative consolidation as a result of the relief in overburden pressure depend on the change in the level of stress in the clay, and on the period of time over which removal of the overburden extends.

On the basis of the knowledge available at present (1974) concerning the deformation characteristics of clays, we cannot estimate the deformations or their constituent parts, i.e. change in shape and change in volume. Nor can we determine the characteristics which govern the time dependent growth in deformation.

When clay is subjected to both isotropic and deviator stress, the plate shaped particles in the clay must move relative to one another in order to find new positions which are more stable. Failure gradually develops at certain points of contact, and this causes deformations to increase at other points, which in their turn fail. Movement thus continues until each and every one of the points of contact has reached a shear strength that exceeds the shear stress which obtains.

The type and time dependence of the deformation are a function of the magnitudes of the shear stresses. In shear due to very low shear stresses, deformation is elastic or elastic with a certain time lag. In shear due to low to high shear stresses, deformations are viscous and plastic. It is quite obvious that a pure type of deformation occurs only in certain cases. The phenomenon due to a change in loading is usually very complex.

In engineering and economic design of an excavation in loose clay, however, it is necessary for the deformations to be larger than the purely elastic ones, but less than the ones which cause failure.

The intention is that, in practical cases, it should be possible to predict whether the deformation which will occur at the bottom of an excavation can be tolerated in view of the settlements which may occur after construction of the foundation and backfilling.

### Field tests

The heave at the bottom of the excavation was measured at several construction projects entailing deep excavations in clay, at Chicago, Oslo, Gothenburg and other places. In addition, settlement on reimposition of loading was also observed in a few cases.

In order to obtain further information on the relationship between heave and settlement in conjunction with excavation inside sheet piling in loose clay, measurements were made in excava-

## National Swedish Building Research Summaries

R21:1975

Key words:

clay excavation, deflection of sheeting, bottom of excavation — deformation

Report R21:1975 refers to research grant C 425 from the Swedish Council for Building Research to AB Skånska Cementgjuteriet.

UDC 624.133  
624.152  
SfB (19)  
ISBN 91-540-2432-3

Summary of:

Magnusson, O, 1975, *Deformationer i en schaktbotten av lera. Fältmätningar och utvärdering av mätresultat*. Deformations of the bottom of an excavation in clay. Field measurements and evaluation of the results. (Statens råd för byggnadsforskning) Stockholm. Report R21:1975, 87 p., ill. Kr. 19 + moms.

The report is in Swedish with summaries in Swedish and English.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden

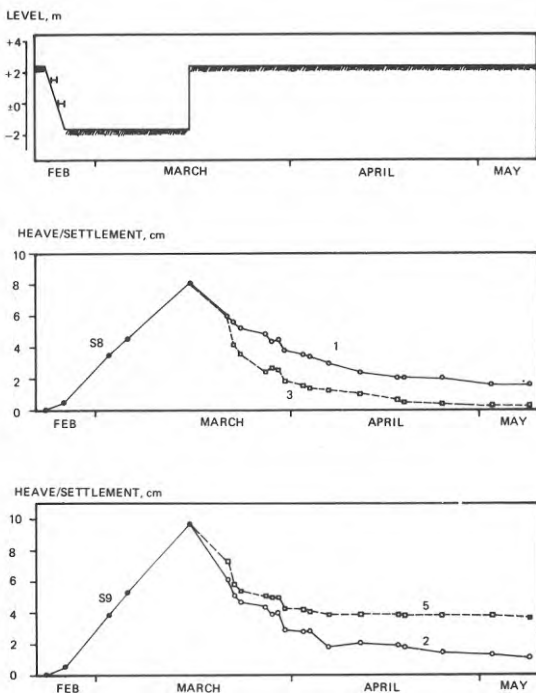


FIG. 1. Results of observations relating to heave and settlement in the clay inside the sheet piling at Tumba.

tions at Tumba and Upplands Väsby.

The vertical movements of the clay inside and outside the sheeting were measured. The deflection of the sheeting at different stages was also determined. Measurements were made during the actual excavation stage and after construction of the foundations.

Investigation of the heave and the settlement when the load was reimposed comprised at Tumba a measurement period of about 2 1/2 months. The results of measurements are shown in FIG. 1. Excavation techniques did not permit measurement of the heave over the whole of the excavation period. The measured heave of about 8 cm is therefore too low. In constructing the foundation for the sewer, the heave was taken into account, and the sewer was laid with a surcharge of 10 cm. Recov-

ery was complete about 1 month after construction of the foundation.

The rate of measured heave at Upplands Väsby was very fast, 7 mm/day as against 5 mm/day at Tumba. Foundations for the prefabricated pumping station were constructed at Upplands Väsby immediately after excavation of the clay, and total heave was therefore less than at Tumba. The total heave measured was about 3 cm and recovery was about the same. The measurement period was about 2 1/2 months in this case also, and no further settlement was observed after this time.

#### Proposal for estimation of the heave in clay

The deformations in the form of heave which occur in a clay excavation when the overburden pressure is relieved are mainly due to a change in the deviator stresses. In shallow excavations these shear deformations are of minor importance, but when the depth of excavation increases the effect of these shear deformations is so large that the safety of the excavation may be jeopardized.

According to Bjerrum, the increase in the rate of deformation has a practically exponential relationship with the applied shear stress, or, more precisely, with the ratio of the applied shear stress to the shear strength. This means that at relatively high shear stresses a high rate of deformation will cause rapid failure, but, when shear stresses are low, a long time is required for the ultimate deformations to be reached.

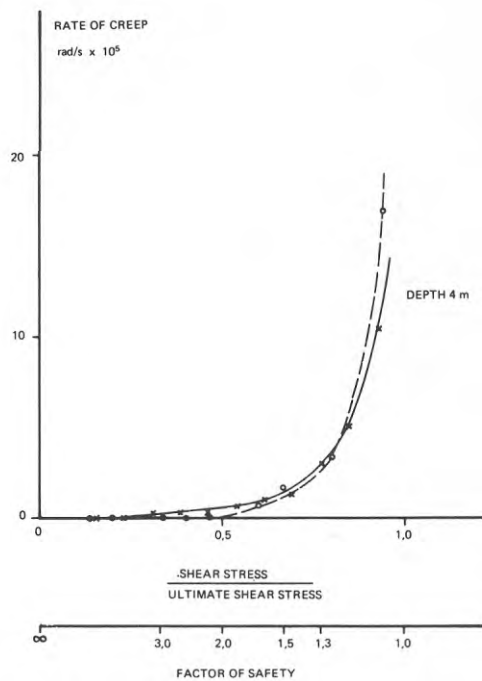


FIG. 2. Creep tests on clay, Upplands Väsby.

On the basis of fast creep tests performed according to a method developed by the Swedish Geotechnical Institute, it is possible to obtain a rough idea of the susceptibility of a clay to creep. The results of such a creep test on the clay from Upplands Väsby are shown in FIG. 2.

In assessing the magnitude of heave, the problem should be divided into an instantaneous elastic part and another time dependent part.

With the aid of the non-dimensional expression  $N = \gamma D / \tau_f$ , where  $\gamma$  is the density,  $D$  the depth of excavation and  $\tau_f$  the mean undrained shear strength of the clay directly below the bottom of the excavation, it appears possible to gain a rough idea of the boundaries between the different types of deformation.

In FIG. 3, data relating to heave and corresponding values of  $N$  have been plotted on the basis of field tests and results quoted in the literature. The values of heave have been divided by the depth of excavation in order to obtain a non-dimensional factor. It may be assumed from the figure which is however based on limited data available that elastic heave or elastic heave with a time lag, amounting to about 0.5 % of the depth of excavation, occurs when  $N$  is less than 4, while when  $N$  is larger than 4 the heave, which then increases in time, can be about 2 % of the depth of excavation. In determining the foundation level consideration must be given to the settlement which occurs when the load is reimposed on the clay.

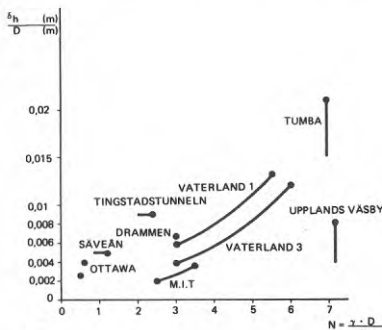


FIG. 3. Relationship in clay between heave, depth of excavation and the bearing factor  $N$ .

Rapport R21:1975

DEFORATIONER I EN SCHAKTBOTTEN AV LERA  
Fältmätningar och utvärdering av mätresultaten  
av Ove Magnusson

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag C 425 från Statens råd för byggnadsforskning till AB Skånska Cementgjuteriet.

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm  
ISBN 91-540-2432-3

LiberTryck Stockholm 1975



## INNEHÅLL

TABLES	5
CAPTIONS	6
BETECKNINGAR	8
1. INLEDNING	9
2. DEFINITION AV PROBLEM	11
3. TEORI	13
3.1 Allmänt	13
3.2 Hävning i en schaktbotten av lera	16
3.2.1 Elastiska deformationer	
3.2.2 Fördröjt elastiska eller viskoelastiska deformationer	
3.2.3 Plastiska deformationer	
3.2.4 Samband mellan skjuvdeformationer och negativ konsolidering	
3.3 Bottenuppträckning i en schaktbotten	22
3.4 Sättning vid återbelastning av schaktbotten	25
3.5 Kommentar	26
4. TIDIGARE UNDERSÖKNINGAR	28
4.1 Allmänt	28
4.2 Undersökningar med mätning av hävning i schaktbotten	29
4.3 Undersökningar med mätning av sättning efter återbelastning	36
4.4 Undersökningar från mätningar av hävning och sättning vid återbelastning	36
5. FÄLTFÖRSÖK	37
5.1 Allmänt	37
5.2 Geotekniska data för försöksplatserna	37
5.2.1 Tumba	
5.2.2 Upplands Väsby	
5.3 Försöksanordningar	47
5.3.1 Mätning av spontens horisontalrörelser	
5.3.2 Mätning av jordens vertikala rörelser	
5.3.3 Mätning av grundvattennivån	

5.4	Beskrivning av schakt- och grundläggningsarbeten	49
5.4.1	Tumba	
5.4.2	Upplands Väsby	
6.	MÄTRESULTAT	51
6.1	Tumba	51
6.1.1	Spontens horisontalrörelse	
6.1.2	Rörelser och deformationer i leran mellan och utanför spont	
6.2	Upplands Väsby	54
6.2.1	Spontens horisontalrörelse	
6.2.2	Rörelser och deformationer i leran mellan och utanför spont	
7.	KOMMENTAR TILL MÄTRESULTATEN	64
7.1	Tumba	64
7.2	Upplands Väsby	67
8.	FÖRSLAG TILL BEDÖMNING AV HÄVNING I LERA	69
8.1	Allmänt	69
8.2	Elastisk hävning	70
8.3	Plastisk hävning	75
9.	SLUTORD	82
10.	REFERENSER	84

## TABLES

- TAB. 1 Geotechnical data on clay at Tumba. Samples are taken outside excavation and before sheetpiling.
- TAB. 2 Geotechnical data on clay at Tumba. Samples are taken at bottom of excavation.
- TAB. 3 Geotechnical data on clay at Upplands Väsby. Samples are taken outside excavation and before sheetpiling.
- TAB. 4 Geotechnical data on clay at Upplands Väsby. Samples are taken at bottom of excavation.

## CAPTIONS

- FIG. 1 Creep test result on clay at constant differential stress.
- FIG. 2 Plan, geotechnical data, relationships between unloading, heave and time for excavation at Vaterland 1.
- FIG. 3 Plan, geotechnical data, relationships between unloading, heave and time for excavation at Vaterland 3.
- FIG. 4 Plan, geotechnical data, relationships between unloading, heave and time for excavation of Tingstad tunnel.
- FIG. 5 Geotechnical data, relationships between unloading, heave and time for excavation of S ave an.
- FIG. 6 Plan, geotechnical data, relationships between unloading, heave and time for excavation at MIT.
- FIG. 7 View of excavation at Tumba.
- FIG. 8 View of excavation at Tumba.
- FIG. 9 Relationship between void ratio and depth for clays from Tumba and Upplands V asby.
- FIG. 10 Water level record, Tumba.
- FIG. 11 View of excavation at Upplands V asby.
- FIG. 12 Unconfined compression test and vane boring results, Upplands V asby.
- FIG. 13 Excavation details and levelling pegs, Tumba.

- FIG. 14 Movements of the sheet pile walls at various dates, Tumba.
- FIG. 15 Time - settlement of the ground surface outside excavation at Tumba.
- FIG. 16 Vertical movements of the ground surface at various dates, Tumba.
- FIG. 17 Heave and settlement records from excavation at Tumba.
- FIG. 18 Excavation details and levelling pegs, Upplands Väsby.
- FIG. 19 Movements of the sheet pile walls at various dates, Upplands Väsby.
- FIG. 20 Time - settlement of the ground surface outside excavation at Upplands Väsby.
- FIG. 21 Vertical movements of the ground surface at various dates, Upplands Väsby.
- FIG. 22 Heave and settlement records from excavation at Upplands Väsby.
- FIG. 23 Relationship in clay between heave, depth and stability number  $N$ .
- FIG. 24 Empirical correction factor due to plasticity index.
- FIG. 25 Creep test results on clay, Tumba.
- FIG. 26 Creep test results on clay, Upplands Väsby.

## BETECKNINGAR

B	schaktbredd
D	schaktdjup
E	elasticitetsmodul för ett idealelastiskt medium
F	säkerhetsfaktor
$I_P$	plasticitetsindex
$K_O$	huvudspänningsförhållande, jordtryckskoefficient
$N_C$	bärighetsfaktor
$S_t$	sensitivitet
$c_u$	kohesion vid odränerade förhållanden
e	portal
$f_o$	spänningsnivå
k	koefficient
$q_d$	strimlelast
t	tid
$w_N$	naturlig vattenhalt
$w_F$	finlekstal
$w_L$	flytgräns
$w_P$	plasticitetsgräns, utrullningsgräns
$\delta_h$	hävning
$\varepsilon(t)$	tidsberoende deformation
$\dot{\varepsilon}(t)$	deformationshastighet
$\gamma$	densitet
$\mu_o$	geometrisk faktor
$\mu_1$	geometrisk faktor
$\mu_r$	reduktionsfaktor
v	kontraktionstal
$\tau$	skjuvspänning
$\tau_f$	odränerad skjuvhållfasthet vid brott
$\tau_o$	odränerad skjuvhållfasthet, "tröskelvärde"
$\tau_{red}$	reducerad skjuvhållfasthet

## 1. INLEDNING

Vid avlastning av en lera såsom sker vid en schakt med eller utan stabilisering av schaktväggarna uppkommer vissa deformationer i leran.

I de fall man inte använder någon form av spont vid schakter över ett visst djup måste man luta schaktsidorna dvs schakta med slänter. Släntlutningarna måste då väljas med hänsyn till lerans hållfasthet och schaktdjupet. Man måste alltså beräkna släntstabiliteten så att ingen risk föreligger för skjuvbrott i leran som kan leda till en kollaps. Vid djupa schakter i lös lera leder vanligen en sådan beräkning till flacka släntlutningar. I vissa fall kan det vara tekniskt svårt att utföra schakter med flacka slänter i lös lera och i andra fall kan utrymmet för slänterna vara begränsat t ex på grund av ledningar, gator, byggnader. Man blir alltså tvungen att använda spont vid schaktningen.

I de fall man använder spont har man traditionellt undersökt vad som krävs för att säkerställa stabiliteten hos schakten under olika schaktstadier och vid färdig schakt. Det gäller då främst att kontrollera att avsträvningar, hammarband och spont förmår uppta den maximala påkänning, som kan uppträda under de olika schaktstadierna samt att ingen bottenuppressning kan uppkomma. Man måste alltså kunna beräkna jordtryckets storlek och fördelning mot sponten ur de uppgifter som finns om jordens skjuvhållfasthet, densitet m m.

Både vid schakter med eller utan spont måste man kunna bedöma de problem som sammanhänger med lerans deformationer under schaktstadiet och efter det att grundläggning har skett. Deformationerna i leran och stödkonstruktionen bestämmer i vad mån den färdiga konstruktionen kommer att uppvisa sättningar. Man måste alltså i den slutliga konstruktionen ta hänsyn till dessa deformationer.

Leran utanför en spont verkar som en överlast som medför att sponten kan böja in mot schakten vid spontens nederdel om inte sponten slagits till stopp i fasta jordlager nära slutlig schaktbotten. Härvid kan man få en hävning av schaktbotten, vilket i sin tur kan ge upphov till sättningar utanför sponten med eventuella skador på närliggande hus och ledningar som följd.

För att man skall få en uppfattning om storleken på de deformationer som uppkommer vid en schakt inom spont i lös lera är praktiska försök nödvändiga. I samband med grundläggningen av avloppsledning i Tumba och en avloppspumpstation i Upplands Väsby har mätningar utförts för att man bättre skall kunna bedöma vad som inträffar i leran under och efter schaktningen inom en spont.



## 2. DEFINITION AV PROBLEM

Det är viktigt att man kan göra riktiga förutsägelser om de påkänningar och deformationer som förekommer i en jord som utsätts för belastning eller avlastning. Som ett mått på i vad mån man kan göra adekvata förutsägelser beror bl a på hur korrekt man kan beskriva grundförhållandena, vanligen i idealiserad form och hur man kan bestämma förhållandet mellan påkänning och deformation i jorden in situ. Det är ej möjligt att exakt beräkna de krafter som erfordras för att deformera jord eller för att uppnå brott.

Inom geotekniken har man av tradition t ex vid belastningar skilt mellan analyser av stabiliteten och sättningen under odränerade förhållanden. Sedan man kontrollerat att inte grundbrott kan inträffa går man vidare och undersöker att inte deformationerna blir större än vad som kan tillåtas. Vanligen använder man sig av elasticitetsteorier för att lösa problem vid sättningar medan man vid stabilitetsproblem baserar sina antaganden om brott på plasticitetsteorier. Detta gäller inte konsolideringssättningar.

Även vid avlastningar såsom vid en schakt inom spont följer man mönstret som används vid belastning. Om skjuvhållfastheten i leran är tillräcklig för att ta upp de skjuvspänningar som uppkommer vid avlastningen är utgrävningen stabil.

Om skjuvpåkänningarna är större än skjuvhållfastheten kommer botten att lyfta och marken utanför sponten att sjunka ned. Detta stabilitetsproblem har behandlats av bl a Terzaghi (1943), Terzaghi & Peck (1948, 1967), Tschobanoff (1951) samt av Bjerrum & Eide (1956). De teorier som ställts upp och som kommer att behandlas i ett följande avsnitt 3, tar ej upp eller bestämmer de deformationer som uppkommer före brott. Eftersom lera och jord i allmänhet endast vid små deformationer uppför sig som ett isotropt, linjärt elastiskt material kan man med elasticitetsteorien beräkna endast den initiella delen av deformationen vid belastning eller avlastning

Vid en teknisk - ekonomisk dimensionering av en konstruktion krävs dock att deformationerna får vara större än de rent elastiska och likväl mindre än vad som kan förorsaka brott.

I det följande behandlas de teorier som är tillgängliga och hur resultaten från de utförda fältförsöken återger riktigheten av de uppställda teorierna.

Avsikten är att för praktiska fall i förväg kunna bedöma om den vid schaktningen uppkommande deformationen i schaktbotten är tolerabel med hänsyn till de sättningar som kan uppkomma efter grundläggning och återfyllning.

Den erfarenhet som man uppnår måste kunna användas av andra. Data som nås av en grupp måste vara tillgänglig och lämplig för jämförelse med data som har nåtts av en annan grupp. Mättningsförfaranden och teknik måste standardiseras.

### 3. TEORI

#### 3.1 Allmänt

En avlastning av en lera innebär en förändring av jämvikts- och spänningstillståndet i leran. Detta medför att bl a skjuvspänningarna i leran förändras.

Varje spänningstillstånd kan uppdelas i ett isotropt och ett deviatoriskt spänningstillstånd. I ett isotropt tillstånd är samtliga huvudspänningar lika stora och har samma tecken. Vid ett deviatoriskt tillstånd är summan av huvudspänningarna noll. Man har funnit att en lera under ett isotropt tillstånd uppför sig annorlunda än under ett deviatoriskt tillstånd.

För att åstadkomma en deformation hos ett spänningspåverkat volymelement av leran erfordras ett visst arbete. En del av arbetet åtgår för att enbart åstadkomma formändring av elementet utan volymförändring (deviatoriska spänningstillståndet). Denna del brukar man kalla initial deformation eller hävning.

En annan del av arbetet åtgår för att ändra volymen hos elementet och beror på det hydrostatiska trycket (isotropa spänningstillståndet). Vid en avlastning av en lera skulle man kunna kalla denna del för en negativ konsolidering. Hur stor hävningen och den negativa konsolideringen blir vid avlastning beror på ändringen av spänningsnivån i leran och hur lång tid avlastningen pågår.

Viktiga egenskaper hos en lera, vilka i stora drag bestämmer dess uppförande vid yttre påverkan, är bl a mineral sammansättning, struktur, vattenhalt och mättningsgrad. Den mikrostruktur leran får vid sedimentationen kan ha olika utseende. Man talar om parallellstruktur där lerpartiklarna i huvudsak antas vara parallellställda. I andra fall antar man att lerpartiklarna är ställda

kant mot kant och med elektriska laddningar på partiklarna.

Svenska leror består i huvudsak av lermineralet illit, vilket har obetydliga tendenser till svällning.

Ibland sedimenteras en lera så att även grövre fraktioner än lera kan ingå oregelbundet i strukturen medan vid andra fall sker bildningen i varv med i stort sett lika kornstorlek i varje varv. Lerans struktur kommer alltså att bero av ingående mineralers egenskaper, bildningsätt och i vad mån det vatten som strömmar genom leran elektrolytiskt kan påverka bindningarna.

De spänningsförändringar som kan uppkomma i leran efter sedimentationen till följd av t ex erosion, sekundärsättningar påverkar även lerans struktur. Normalt får man en anisotropi i leran vid sedimentationen där den största huvudspänningen är vertikal. Vid normalkonsoliderade leror är förhållandet mellan horisontellt och vertikalt effektivtryck,  $K_0$ , som regel av storleksordningen 0,5 eller något större. Genom erosion av de översta delarna av en leravlagring kan man få en spänningsutjämning, vilket kan leda till att den horisontella huvudspänningen blir störst.

Det är i flertalet fall mycket svårt att fastställa graden av anisotropi hos en lera, vilket försvårar spänningsberäkningen och detta i sin tur deformationsförloppet vid belastningsändringar. Lerors anisotropa skjuvhållfasthet kan bl a studeras med hjälp av vingborr med olika förhållanden mellan höjd och bredd hos vingen.

Flertalet leror - normalkonsoliderade eller lätt överkonsoliderade - har en tendens att minska i volym vid skjuvning. Överkonsoliderade leror kan ha horisontal-spänningar som är betydligt större än vertikalspänningarna, dvs  $K_0$  är större än 1. Om dessa leror utsätts för

skjuvning kommer vissa kontakter mellan partiklarna att brytas sönder och den av överkonsolideringen förorsakade "förspänningen" kommer att försvinna. Detta kan få till följd att vid starkt överkonsoliderade leror får man en volymökning vid skjuvning.

Med de kunskaper vi idag (1974) har om lerans deformationsegenskaper kan vi inte beräkna deformationerna eller de delar som ingår, dvs volymändring och formändring. Ej heller kan man beräkna de egenskaper som bestämmer den tidsbestämda utvecklingen av deformationen.

Reologiska modeller av mättade leror kan användas för att förutsäga de deformationer som kan uppkomma endast då deformationerna är begränsade, Geuze (1966). I in- struktivt syfte har dock modellerna sitt värde.

Då en lera utsätts för både en isotrop och en deviatorisk påkänning måste de plattformade partiklarna i leran röra sig sinsemellan för att söka nya lägen som är stabilare. Brott kommer successivt att utbildas vid vissa kontakter och detta leder till att deformationen ökar vid andra, vilka i sin tur når brott. Rörelsen fortsätter alltså till var och en av de påverkade kontakterna har uppnått en skjuvhållfasthet som överstiger den skjuvspänning som råder.

En viktig skillnad mellan deformationerna vid isotropt respektive deviatoriskt spänningstillstånd är att vid det senare tillståndet börjar lerpartiklarna att söka sig till en viss riktning som beror på den pålagda skjuvspänningen. Denna orientering i lerans mikrostruktur blir troligen mera påtaglig då påkänningarna närmar sig brottvärden.

Vid behandlingen av lerans reologiska egenskaper måste typ och tidsberoendet definieras. Härvid kan de mikrostrukturella processerna i leror beskrivas i enlighet med ett schema som Pusch (1970) gjort upp för sättningar

i normalkonsoliderade leror. Vid avlastning kan ett liknande schema göras upp:

<u>Deformationstyp</u>	<u>In situ</u>	<u>Upptaget prov</u>
Elasticitet	-	Skjuvning under mycket låga skjuvspänningar
Fördröjd elasticitet	Skjuvdeformationer	Skjuvning under låga skjuvspänningar
Plasticitet	Skjuvdeformationer Negativ konsolidering	Skjuvning under låga till höga skjuvspänningar Avlastning i ödometer
Viskositet	Negativ konsolidering Skjuvdeformationer	Avlastning i ödometer Skjuvning under låga till höga skjuvspänningar

Som man ser av ovanstående uppställning så är deformationstyperna i leran beroende av skjuvspänningarnas storlek. Det står dock helt klart att man endast i vissa fall når en renodlad deformationstyp. Vanligen är de beteenden som äger rum vid en belastningsändring mycket komplexa. Med detta i minnet skall i följande avsnitt behandlas de olika deformationstyper som kan uppträda i en schaktbotten av lera då denna avlastas.

### 3.2 Hävning i en schaktbotten av lera.

#### 3.2.1 Elastiska deformationer

När man lastar av leran i botten av en schakt, antingen tillfälligt eller permanent medför detta en ändring av spänningarna i jorden, vilket resulterar i tredimensionella deformationer i leran.

Ett material som utsätts för en påkänning och därvid är beroende enbart av denna och inte av föregående belastningar och deformationer sägs vara ideal. Om man förutsätter en normalkonsoliderad lera som ett idealt material och låter denna utsättas för antingen en hydrostatisk eller deviatorisk påkänning eller bådaddera uppkommer en momentan deformation i leran. Skjuvspänningarna måste därvid vara lägre än ett visst kritiskt värde. Denna elastiska deformation representeras av OA i FIG. 1. Vid en direkt avlastning till ursprunglig spänningsnivå återgår leran helt till form och storlek. Deformationen är direkt proportionell mot påkänningen och detta förhållande uttrycks genom Hookes lag. För en lera under isotropa förhållanden gäller de elastiska konstanterna kontraktionstalet ( $\nu$ ) och elasticitetsmodulen E.

Ett elastiskt material har inte några tidsberoende mekaniska egenskaper.

Beräkningarna av spänningsfördelningen i jord påbörjades av Boussinesq (1885) och bygger på elasticitetsteorier. Man antar då att jorden är homogen dvs dess egenskaper är lika från punkt till punkt samt isotropisk, vilket innebär att dess egenskaper är lika i varje riktning genom en punkt. I brist på bättre metoder att beräkna spänningar i jord är vi ännu så länge hänvisade till dessa teorier. Man måste dock ha klart för sig att de framräknade spänningarna kan ge fel på upp till  $\pm 25\%$ . Detta har man funnit vid jämförelser av beräknade och uppmätta spänningsförändringar. Främst gäller detta för vertikalspänningar.

I samband med jordar kan man inte med elasticitetsteorien ta hänsyn till dilatans eller kontraktans eftersom ett elastiskt material inte ändrar volym vid ren skjuvning. När en jord utsätts för en skjuvpåkänning över en viss gräns brukar man vanligen observera en förändring i volym som kan vara en expansion eller en kontraktion.

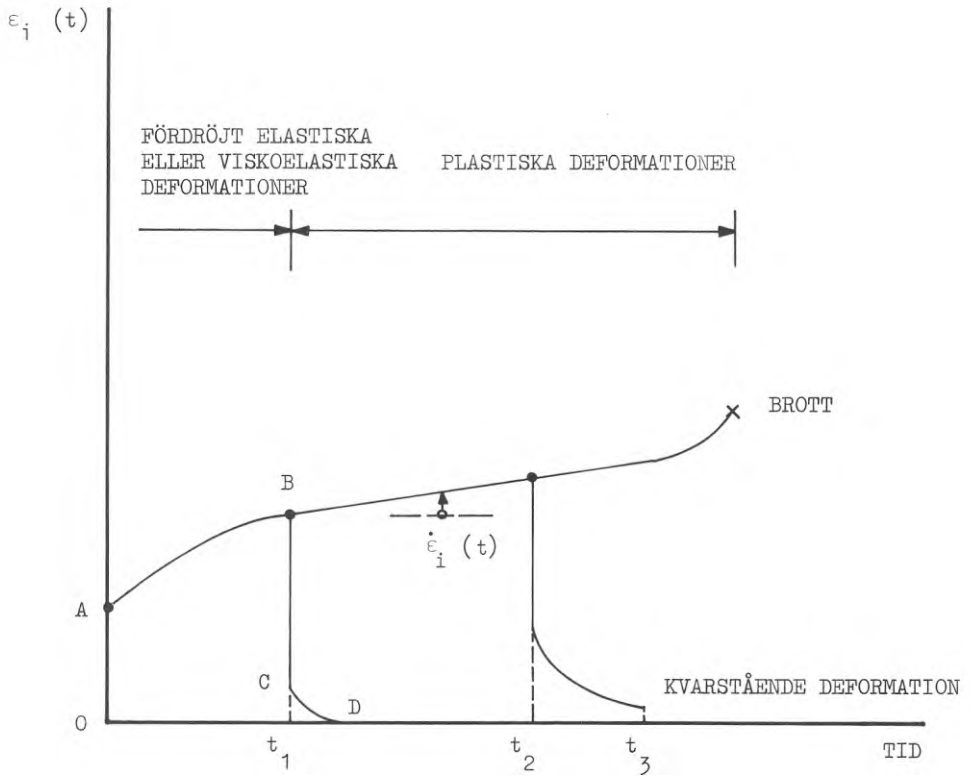


FIG. 1 Krypförsök i lera vid konstant skjuvspänning.



Vid anisotropa jordar måste man, ifall ingen symmetri förekommer, bestämma 21 konstanter eftersom varje komponent av deformationen är linjärt beroende av alla spänningskomponenterna.

Enligt klassisk elasticitetsteori är de maximala skjuvspänningarna under en strimlelast  $q$  lika med  $q/\sqrt{3}$ . Skjuvspänningarna längs en halvcirkel med strimlans bredd som diameter är därvid lika med maximala skjuvhållfastheten i leran.

### 3.2.2 Fördröjt elastiska eller viskoelastiska deformationer.

Om ingen avlastning sker vid A i FIG. 1 följer en fördröjt elastisk eller viskoelastisk deformation. I stället för att bli betraktad som ett elastiskt material när dessa viskösa effekter uppträder i en lera kan man tala om viskoelastiska egenskaper.

Teorien för viskoelasticitet anger förhållandet mellan spänning, deformation och deformationshastighet  $\dot{\epsilon}(t)$ . För en pålagd spänning minskar deformationshastigheten med tiden som visas på FIG. 1. Man talar även om en fördröjd elastisk deformation för om man vid en godtycklig tidpunkt avlastar helt får man först en elastisk återfjädring BC i FIG. 1, vilken följs av en tids elastisk återgång, som representeras av kurvan CD.

I motsats till vad som tidigare sades om ett idealt elastiskt material, för vilket den ögonblickliga deformationen var beroende av den direkt pålagda belastningen, måste man här ta hänsyn till lerans belastningshistoria.

### 3.2.3 Plastiska deformationer

Om inte belastningen avlägsnas vid tidpunkten  $t_1$  i FIG. 1 och om spänningarna är högre än den elastiska gränsen kommer plastiska deformationer att uppträda. I denna fas av deformationen är deformationshastigheten konstant.

Man kan därvid tala om en kryphållfasthet eller krypgräns vid vilka deformationshastigheten är konstant och oberoende av den tid under vilken den konstanta skjuvspänningen verkar. Villkoret för att detta skall gälla är enligt Lambe (1953), att jorden har en struktur som inte förändras vid deformation för en pålagd konstant skjuvspänning. Om strukturen ändras med deformationen så att starkare kontakter mellan lerpartiklarna skulle uppkomma (deformationshårdnande), så skulle deformationshastigheten avta.

Vid belastning eller avlastning (vid schaktning) i en lera till en viss nivå får man en kontinuerlig deformation till dess mikrospänningarna överskrider ett visst tröskelvärde. Om man överskrider detta värde kommer kontakterna i mikrostrukturen att skadas och irreversibla deformationer uppkommer, vilket man kan visa om provet i FIG. 1 avlastas vid t ex tiden  $t_2$ .

Många material uppför sig på detta sätt över ett visst tröskelvärde i spänning. Man brukar kalla denna typ av material för Bingham material, efter en av de första undersökarna inom detta område. En Bingham kropp sägs vara plastisk, vilket man grovt kan definiera som en förmåga att kvarhålla en deformerad struktur efter det att skjuvspänningarna har avlägsnats ner till tröskelvärdet.

Vid enaxliga drag- eller tryckförsök i ett laboratorium kan man momentant påföra en viss belastning och hålla denna konstant och därefter kontinuerligt mäta deformationen med avseende på tiden. Härigenom får man information om förhållandet mellan deformation och tid för varje spänningsnivå.

Vid några försök i fält med pålastningar i små laststeg har man försökt att bestämma de kritiska skjuvspänningar vid vilka gränsen går för elastiskt tillstånd och där deformationerna inte längre är reversibla.

Lambe (1962), Bjerrum (1964) och Höeg et al (1969) redovisar resultat från sådana försök där man visar att leran vid en viss kritisk belastning mister sina elastiska egenskaper. Sedan man nått denna belastning kunde man registrera en tydlig ökning i porvattenövertrycket. Detta i sin tur antog man berodde på att lokalt hade skjuvspänningarna i leran nått upp till och överskridit lerans odränerade skjuvhållfasthet. Vid en beräkning av lerans odränerade skjuvhållfasthet vid dessa lokala spänningsnivåer, grundad på elasticitetsteorier, fick man ett värde som med 10-15 % översteg det värde man fått vid bestämning med vingborr.

### 3.2.4 Samband mellan skjuvdeformationer och negativ konsolidering.

En typ av hävning som kan uppkomma vid en avlastning kan definieras som en negativ konsolidering och är delvis en viskös deformation.

Frågan gäller sedan i vad mån skjuvdeformationerna har för inverkan på den negativa konsolidering som kan uppträda. Vid låga spänningsnivåer då skjuvdeformationerna i huvudsak är elastiska kan man nog anta att hävningen genom volymökning är försumbar.

Vid ytterligare avlastning kommer spänningstillståndet i leran att ändras. Detta kan medföra ökade deformationer och begynnande brott i mikrostrukturen. Den komplexa process som äger rum kan man för närvarande inte matematiskt behandla och ej heller skilja de olika faktorer som ger upphov till hävning. Både den negativa konsolidering som sker och de skjuvdeformationer som uppkommer samverkar till att bibehålla kontinuiteten hos lervoly-men.

Mätningar i full skala har visat att höga spänningsnivåer ger upphov till en hävning som ökar med tiden medan man vid låga spänningsnivåer får en hävning som inte är

tidsberoende. Det är dock troligt att den negativa konsolidering som uppkommer under normala byggnadstider, dvs några månader, är obetydlig.

### 3.3 Bottenuppträckning i en schaktbotten av lera.

En utgrävning av en schakt inom spont i lera har teoretiskt behandlats av Terzaghi (1943). Belastningsändringen medför att de vertikala och horisontella spänningarna i leran inte längre är huvudspänningar och att skjuvspänningar utbildas vid och intill schaktbotten.

Olika faser av deformationer kommer att uppträda i leran i takt med skjuvspänningsökningen i schaktbottens närhet. Ingen renodlad deformationstyp förekommer därvid, utan olika typer uppträder samtidigt och på olika ställen i leran.

När skjuvspänningen i någon zon i leran når upp till den odränerade skjuvhållfastheten kommer en plastisk zon att utbildas och spänningsbilden i leran kommer att ändras. Lokalt uppkommer dessförinnan stora deformationer av viskoelastisk karaktär på vissa djup i leran innan någon egentlig plastisk zon har utbildats.

Plastiska zoner kan uppkomma lokalt vid och intill schaktbotten där höga skjuvspänningar råder. I andra delar av botten kan skjuvspänningarna vara lägre så att deformationstypen är av elastisk - utanför de plastiska zonerna - eller fördröjt elastisk typ.

Skjuvspänningarna blir vid ett tillstånd så höga att de ger upphov till plastiska deformationer och lokala skjuvbrott i leran med bl a en hävning av botten som följd.

Det är alltså klart att storleken av den avlastning man gör i leran har betydelse för graden och omfattningen av den plasticering och de lokala skjuvbrott som uppkommer.

Vid en viss avlastning kommer man att få grundbrott i schakten med en bottenuppträckning som följd. Terzaghi (1943) behandlade detta på följande sätt.

För en linjelast på lera med en odränerad skjuvhållfasthet lika med  $\tau_f$  är bärförmågan teoretiskt härledd

$$q_d = N_c \tau_f \quad (3.1)$$

där  $q_d$  är linjelasten och  $N_c$  en bärighetsfaktor, som beror på belastningens form.

Vid en avlastning av lera med  $q_d = \gamma \cdot D$  där  $\gamma$  är lerans densitet och  $D$  schaktdjupet kan samma uttryck användas där  $N_c$  då är en bärighetsfaktor som beror på schaktens geometri och förhållandet mellan schaktdjup och schaktbredd. Det är vanligt att man använder den dimensionslösa faktorn  $N$  när man studerar spänningsstadier i en schaktbotten av lera nära brottstadiet.

Man får därvid på schaktbottens nivå

$$\gamma \cdot D = N \tau_f \quad (3.2)$$

Uttrycket kan skrivas generellt

$$N = \frac{\gamma \cdot D}{\tau_f}$$

Enligt elasticitetsteorien börjar plastiska zoner att uppträda vid schaktbottens hörn då  $N$  når värdet  $\eta$  enligt avsnitt 3.2.1. Då  $N$  är lägre än  $\eta$  kan man alltså anta att deformationerna är i huvudsak elastiska eller fördröjt elastiska. Då  $N$  ökar och blir större än 3,14 växer de plastiska zonererna.

Såsom senare kommer att visas i avsnitt 3.3 har Bjerrum & Eide (1956) funnit att vid bottenuppträckning i lera är värdet på  $N_c$  i praktiken större än det teoretiskt härledda. Man kan härigenom anta att  $N$  - värdet då plas-

tiska zoner utbildas är högre än det teoretiska värdet 3,14.

Uttrycket  $q_d = N_c \tau_f$  härleddes först av Prandtl (1921) och Reissner (1924) kompletterade ekvationen till att gälla med en jämt utbredd belastning. Sålunda blir bärlagret på ytan av ett mäktigt lerlager  $(\mu + 2)\tau$ , vilket innebär att brott enligt plasticitetsteorien teoretiskt uppkommer då  $N_c$  är lika med 5,14. De plastiska zornernas utbredning kommer att öka i och med att  $N$  växer upp till värdet  $N_c = 5,14$  då brott teoretiskt utbildas.

Av detta skulle man kunna dra den slutsatsen att bottenuppressning uppkommer då  $N_c = 5,14$ . Men då i flertalet fall schakter inte har långsträckt form och då man vanligen har en viss högre hållfasthet i lerans torrskorpa har Bjerrum & Eide visat att dessa faktorer jämte schaktens geometri medför att  $N_c$  är lika med 6 till 9 istället för teoretiskt 5,14.

På basis av de undersökningar i form av teoretiska betraktelser och modellförsök som Skempton (1951) hade gjort för att beräkna bärförmågan för djupa fundament i lera kunde Bjerrum & Eide ställa upp ett samband för bottenuppressning i lera. Resultat från fjorton djupa utgrävningar visade god överensstämmelse med det uppställda sambandet.

Det av Terzaghi ursprungligen uppställda sambandet överensstämde väl med försöksresultaten om leran var relativt homogen och utan torrskorpa samt om bredden på schakten var stor jämfört med djupet. Bjerrum & Eide menar att om man schaktar genom ett övre lager av fast lera (torrskorpa) ner i en lösare lera, så kommer den fasta leran att åtminstone en tid förhindra den lösa leran att ansträngas till brott.

Vanligen skriver man uttrycket för bottenuppressning i lera med en säkerhetsfaktor  $F$ .

$$F = \frac{N_c \cdot \tau_f}{\gamma \cdot D} \quad (3.3)$$

#### 3.4 Sättning vid återbelastning av schaktbotten.

Om hävningen huvudsakligen varit av elastisk karaktär, dvs med ett värde på  $N$  lägre än 3,14 kan man anta att sättningen vid en återbelastning blir lika stor som hävningen. Detta under förutsättning att återbelastningen är lika stor som avlastningen samt att lerans struktur inte har förändrats vid schaktning och återbelastning. Sättningen utbildas normalt under byggnadstiden.

I de fall då en schakt i lös lera nått till ett sådant djup att  $N$  är större än 3,14 har teoretiskt utöver den elastiska hävningen även en plastisk deformation i form av hävning börjat uppträda i leran i en stor del av schaktbotten. Denna plastiska hävning medför troligen en relaxation av spänningarna vid schaktbotten till dess att skjuvspänningarna blir kompatibla med den odränerade skjuvhållfastheten, varefter hävningen av botten stoppar. Vid återbelastningen kan man förmoda att en sättning lika stor som den elastiska hävningen uppträder. Utöver denna sättning uppkommer under en tid efter återbelastningen en sättning, som vanligen blir större än den elastiska. I vissa fall har denna sättning pågått under tre till sex månader och därefter helt upphört. Även här förutsätts att lerans struktur inte förändrats vid schaktning och återbelastning.

I vissa fall har man kunnat förklara att en del av denna sättning utöver den elastiska är att hänföra till det tomrum som uppstår då sponten dras.

Det står helt klart att man i flertalet fall av schakter i lös lera inte kan begränsa schaktdjupet så att värdet på  $N$  endast är lika med 3,14 eller strax däröver. Detta leder till att man teoretiskt får en krypning i schaktbotten och dess närhet.

Även den effekt som härrör från spontens ökade inböjning mot djupet bidrar till att påverka denna sättning som uppkommer vid återbelastningen.

Vid en schakt i lera inom spont sätter man avstyvningar (strävor) mellan spontplankorna i takt med utgrävningen. När den översta strävan sätts på plats är schaktdjupet i en lös lera vanligen så ringa att spänningstillståndet förblir oförändrat. När schaktdjupet kräver att en andra rad av strävor måste sättas in ger den översta raden av strävor stöd så att inböjningen i spontens övre del blir obetydlig. Sponten kommer då att rotera inåt schakten med rotationscentrum i nivå med översta strävraden. Innan man därför hinner att placera en andra rad av strävor kommer sponten att böja in. På detta sätt kommer sponten att böja in alltefter som schaktdjupet ökar. I en lös lera blir deformationerna stora hos sponten under schaktbotten. Härvid förutsätts att sponten inte slagits ner till fast botten. Varje grad av inspanning av spontens nedre del kommer alltså att motverka inåtböjningen.

Den inåtgående rörelsen hos sponten kommer att påverka spänningsbilden i leran mellan spontplankorna och därmed graden av hävning.

### 3.5 Kommentär

Vid en successiv urgrävning av lera mellan en avsträvad spont befinner sig leran vid urgrävningens botten i början i elastiskt stadium och når vid ett visst schaktdjup ett plastiskt tillstånd, som vid ett kritiskt schaktdjup leder till brott i form av en bottenuppträckning. Dessa olika stadier kan uttryckas med det dimensionslösa talet  $N$  där

$$N = \frac{\gamma \cdot D}{\tau_f}$$



Man får härigenom en nivå ( $f_0$ ) under vilken medelskjuvspänningen är elastisk. Detta motsvaras teoretiskt av ett värde på  $N$  lägre än 3,14.

Ur resultat från krypförsök med lera har man funnit att mellan två nivåer ( $f_0$ ) och ( $f_1$ ) är leran viskös, vilket motsvaras av värden  $N$  mellan 3,14 och 5,14. För spänningsnivåer över ( $f_1$ ) dvs  $N$  är större än 5,14, uppvisar leran en plastisk deformation till dess man når skjuvhållfastheten ( $\tau_f$ ). Storleken på dessa nivåer ( $f_0$ ), ( $f_1$ ), ( $\tau_f$ ) och lutningen på krypkurvan beror på egenskaper i leran, såsom naturlig vattenhalt, tidigare belastningshistoria, lermineral, mätningsgrad, temperatur. För närvarande finns inga experimentellt belagda teorier som tillfredsställande kan förklara och relatera dessa spänningsnivåer.

Vid vissa lösa leror är det inte möjligt att hålla medelskjuvspänningen under spänningsnivån ( $f_0$ ), som antages vara nivån för elastiskt tillstånd. I dessa fall måste man basera sin analys på ett tidsberoende spännings-deformationsförhållande.

Vid försök i fält kan man mäta de deformationer som uppkommer vid olika schaktstadier som då får representera de olika stadier eller nivåer ( $f_0$ ), ( $f_1$ ) eller ( $\tau_f$ ), som antages råda. Lerans egenskaper måste då bestämmas vid varje sådant fullskaleförsök.

#### 4. TIDIGARE UNDERSÖKNINGAR

##### 4.1 Allmänt

De deformationer i leran som leder till sättningar av markytan utanför sponten vid djupa lerschakter har mätts vid ett flertal arbeten i Chicago och Oslo. Vanligen observerar man därvid rörelsen i sponten under olika schaktstadier samt rörelser i leran utanför sponten och vid schaktbotten. I ett fåtal fall har man först mätt hävningen i schaktbotten och därefter sättningen vid återbelastning. Fåtalet mätresultat av sättningar vid återbelastning har sin förklaring i att man vid grundläggning på lös, normalkonsoliderad lera kan få oacceptabla konsolideringssättningar om belastningen överstiger lerans förkonsolideringstryck. Man väljer då ofta en grundläggning på pålar. Detta medför ökade kostnader, en förträngning av leran i schaktbotten och porvattenövertryck till följd av pålningen som kan medföra sättningar och deformationer i närliggande delar.

En förutsättning för att man skall kunna använda en direkt grundläggning är att sättningarna blir acceptabla. Är massan av en konstruktion mindre än eller lika med massan av den bortgrävda jorden talar man om en kompenserad grundläggning. Utvecklingen har under senare år fört med sig lätta byggnadskonstruktioner och ökat geotekniskt kunnande. Eftersom en kompenserad grundläggning vid t ex småhus med källare, ledningar och kulvertar vanligen inte medför några tilläggsbelastningar på den underliggande leran, kommer sättningarna att vara begränsade till de deformationer som oundvikligen uppkommer vid en kortvarig av- och pålastning av leran samt en viss yttlig störning av schaktbotten.

De undersökningar som nedan beskrivs har redovisats i geoteknisk litteratur. De har sin anknytning till problemet genom att antingen har resultat från enbart hävningsmätningar eller enbart sättningsmätningar vid åter-

belastning eller resultat från både hävning och sättning redovisats.

#### 4.2 Undersökningar med mätning av hävning i schaktbotten

Peck (1943) rapporterar från de omfattande mätningar och observationer som gjordes i samband med tunnelbanebygget i Chicago. Vid en schakt slogs sponten genom lös lera ner i fast lera. Härigenom minskade spontens inböjning allteftersom schaktarbetet fortskred. Hävningen i schaktbotten uppgick till endast ca 3 cm i den ca 12 m djupa schakten. Fullt schaktdjup nåddes efter ca sju dagar.

I samband med tunnelbanebygget i Oslo utförde NGI mätningar vid instrumenterade mätsektioner. Sponten slogs därvid till stopp i berg. Utöver observationer och mätningar av sättningar utanför sponten, tryck i avsträvningar, spontplankornas utböjning m m vid samtliga mätplatser bestämdes vid två platser, Vaterland 1 och Vaterland 3, den hävning som uppkom i schaktbotten vid avlastning. Resultatet av samtliga mätningar från dessa platser redovisas i NGI Technical Report No 6 och 8 (1962). En borrhprofil och plan från schaktningens arbetena vid Vaterland 1 visas på FIG. 2. På samma figur visas även hur schaktbotten häver sig i takt med ökande schaktdjup. Efter 45 dagar var schaktdjupet 7,5 m och den uppmätta hävningen ca 10 cm. Värdet på N blir 5,5 i den under torrskorpan normalkonsoliderade leran.

En borrhprofil och plan från arbetet vid Vaterland 3 visas på FIG. 3. På samma figur visas sambandet mellan schaktdjup och hävning i schaktens botten. Efter ca 25 dagar var schaktdjupet 5 m och i detta stadium vattenfylldes schakten under en tid. Hävningen i botten blev ca 2 cm och värdet på N blir 3. Slutlig schaktbotten nåddes vid 9,2 m djup efter ca 110 dagars schaktning. Hävningen i schaktbotten hade nu blivit ca 11 cm och värdet på N lika med 6.

BORRPROFIL

PLAN

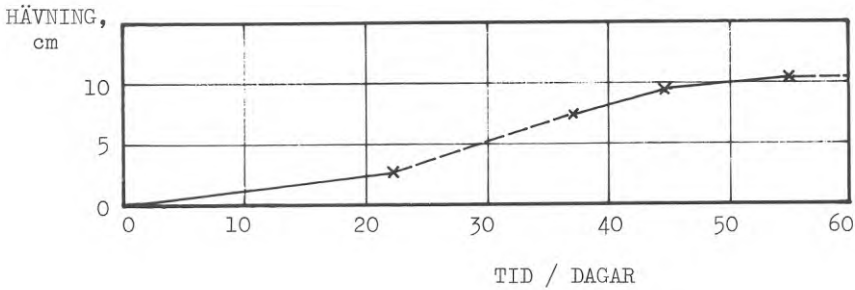
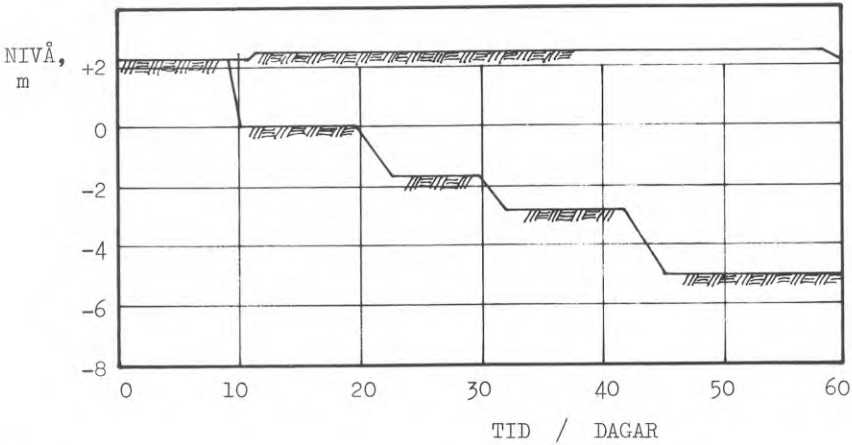
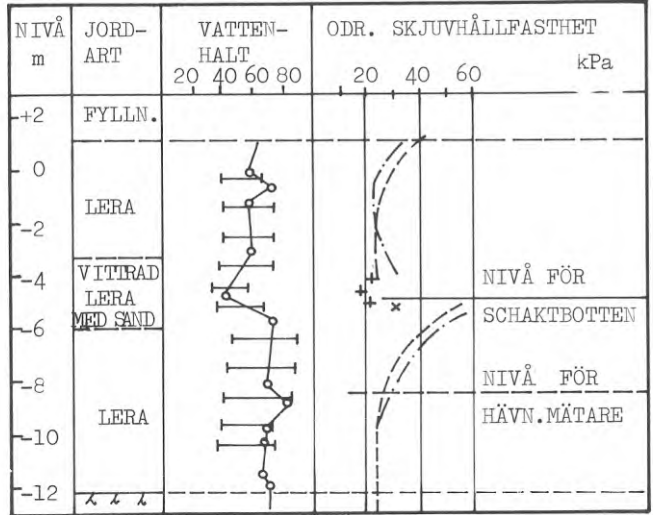
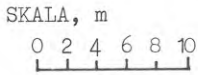
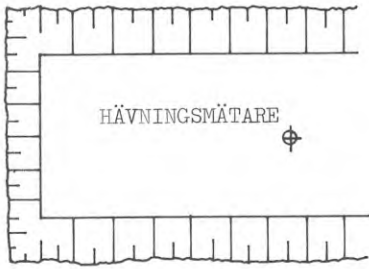


FIG. 2 Plan, geotekniska data, samband mellan avlastning och tid samt mellan hävning och tid för schakt vid Vaterland 1 (NGJ Technical Report 8)

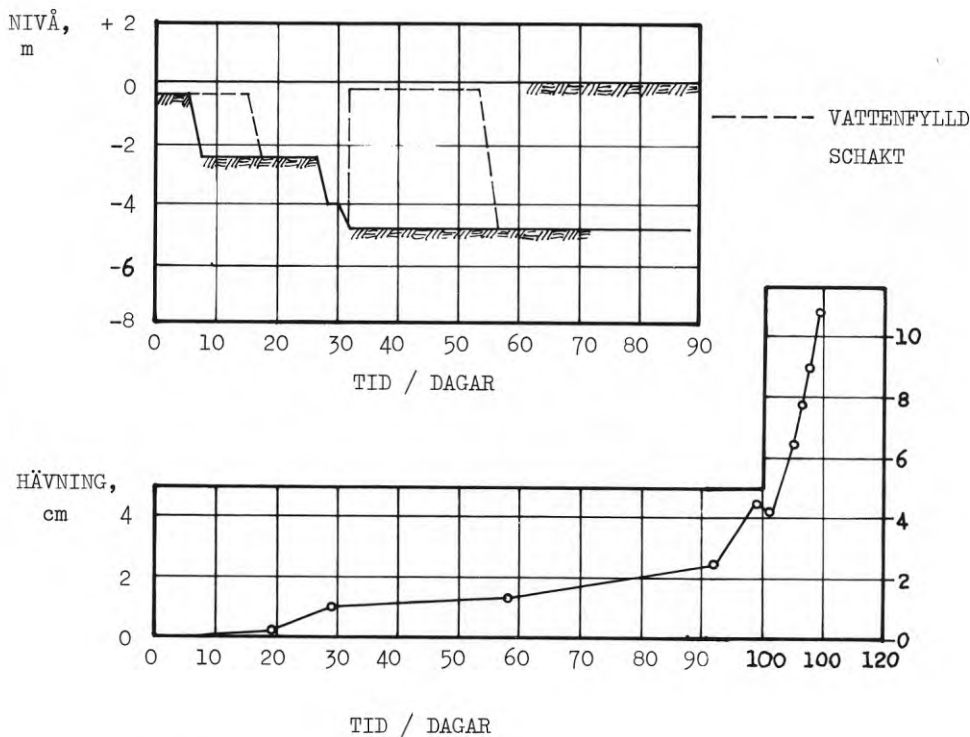
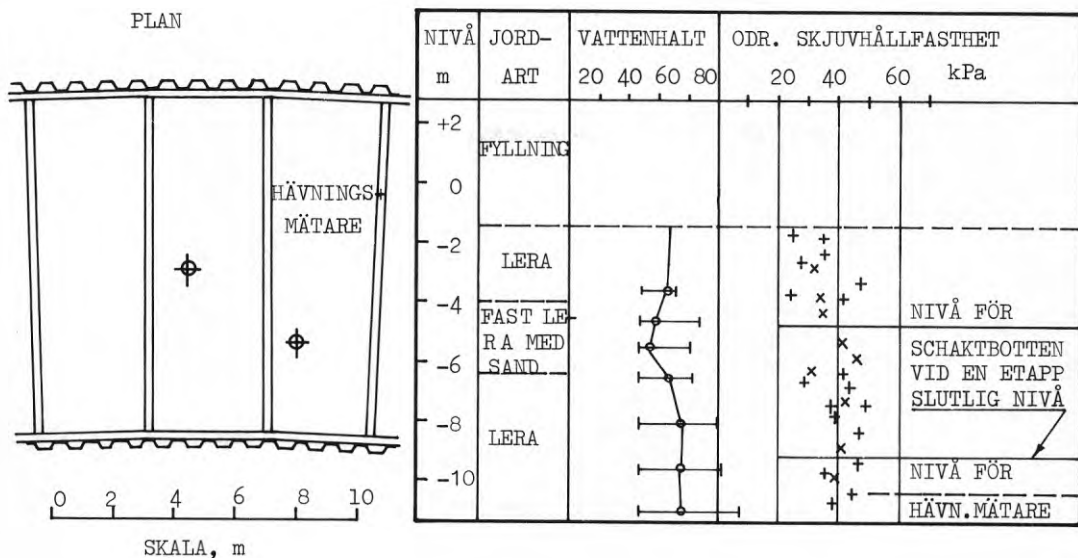


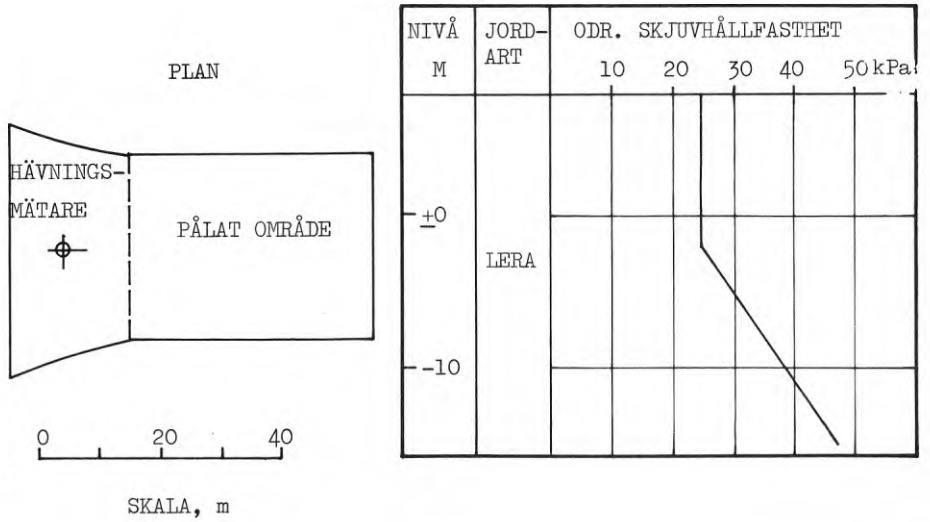
FIG. 3 Plan geotekniska data, samband mellan avlastning och tid samt mellan hävning och tid för schakt vid Vaterland 3 (NGJ Technical Report 6)

Bergfelt (1967) redovisar resultat från mätningar av hävningen i botten av Göta älv i samband med arbeten för Tingstadstunneln. Leran har en mäktighet av 100 m. Vid tunnelns södra del utfördes en 30 x 60 m stor inspottning i vilken två tredjedelar försågs med en hävnings- och sättningdämpande pålning. Hävningen mättes i den opålade tredje delen vid en länsdumpning av ca 6 m. En sektion och borrhprofil från arbetet visas på FIG. 4. Den uppmätta hävningen under ca 30 dagar blev 6 cm och värdet på N blir 2,4.

Vid arbetet för Tingstadstunneln krävdes att den närliggande Säveån grävdes om, varvid delen vid mynningen fick en ny sträckning i form av en 100 m lång och 40 m bred kanal. Hävningen mättes i den nya åfåran under urschaktning och muddring, Bergfelt (1967). En sektion av åfåran och en borrhprofil visas på FIG. 5. Vid en avlastning av ca 30 kPa blev den under ca 30 dagar uppmätta hävningen ca 1 cm. Avlastningen har i allmänhet sänkt skjuvhållfastheten ner till 3 à 5 m djup. Motsvarande värde på N blir 1,2.

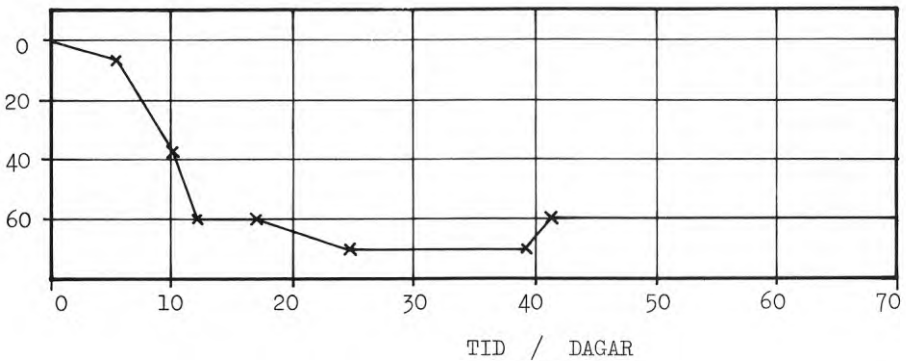
Under utgrävningen av schakten för Center for Advanced Engineering Study (CAES) vid Massachusetts Institute of Technology mättes deformationerna i schaktbotten, Lambe (1968). Sedan den 8 m djupa schakten grävts ur uppmättes en hävning i schaktbotten av ca 3 cm. En plan och borrhprofil visas på FIG. 6. Värdet på N blir vid fullt schaktdjup 3,5.

Bozozuk (1963) rapporterar från arbetet med schakterna för ett reningsverk vid Ottawa. Schakterna för bassängerna var så djupa att en bestämning av hävningen vid avlastningen var nödvändig för konstruktionen av dessa. Hävningen blev 1 respektive 2 cm vid de olika mätobjekten och motsvarande värden på N är 0,5 och 0,6. Leran under schaktbotten var överkonsoliderad med en odränerad skjuvhållfasthet av 150 kPa och en naturlig vattenhalt av 60 %, vilken sammanföll med flytgränsen.



AVLASTNING FRÅN NIVÅN +10,2 m

kPa



HÄVNING,  
cm

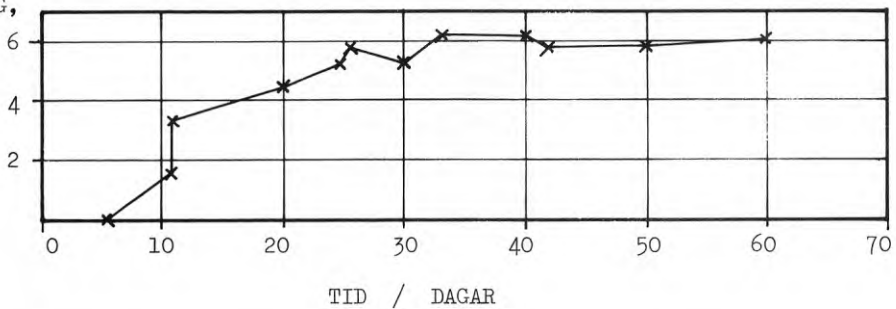


FIG. 4 Plan, geotekniska data, samband mellan avlastning och tid samt mellan hävning och tid för schakt för Tingstadstunneln (Bergfelt 1967)

NIVÅ m	JORD- ART	ODR. SKJUVHÅLLFASTHET				
		10	20	30	40	50 kPa
+0	LERA					
-10						

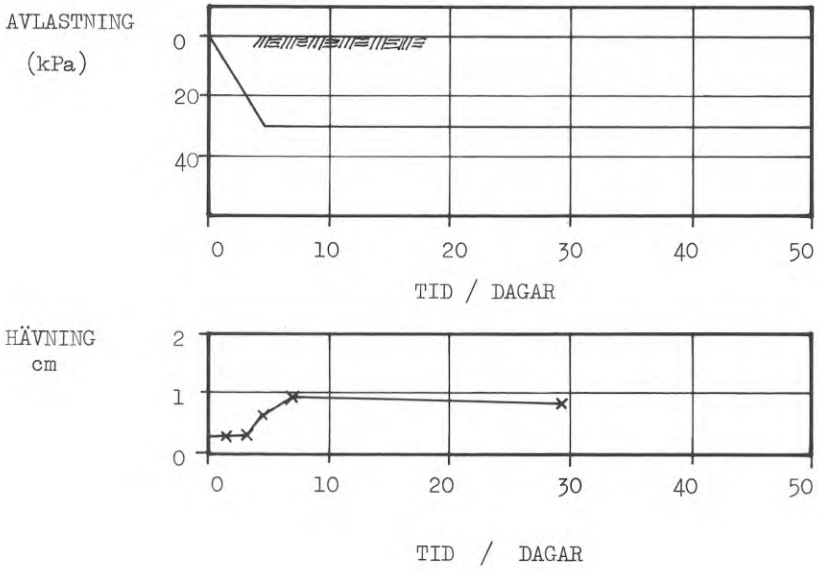
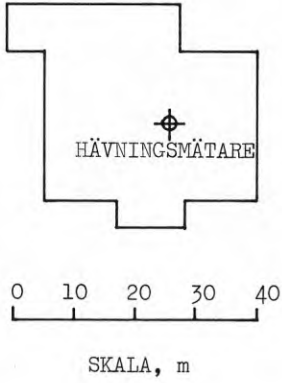


FIG. 5 Geotekniska data, samband mellan avlastning och tid samt mellan hävning och tid för omgrävning av Säveån. (Bergfelt 1967)



PLAN



NIVÅ m	JORD- ART	W <sub>P</sub> %	W <sub>N</sub> %	W <sub>L</sub> %	ODR. SKJUVHÅLLFASTHET		
					20	40	60 kPa
6	FYLL- NING						
4							
2	ORGSLIT- TORV	35-45	50-	65-			
0							
			130	120	NIVÅ FÖR SCHAKTBOTT.		
-2	SAND GRUS	-					
-4	HALV- FAST LERA	21-25	32-40	48-58			NIVÅ FÖR HÄVN.MÄT.
-6							
-8							
-10							

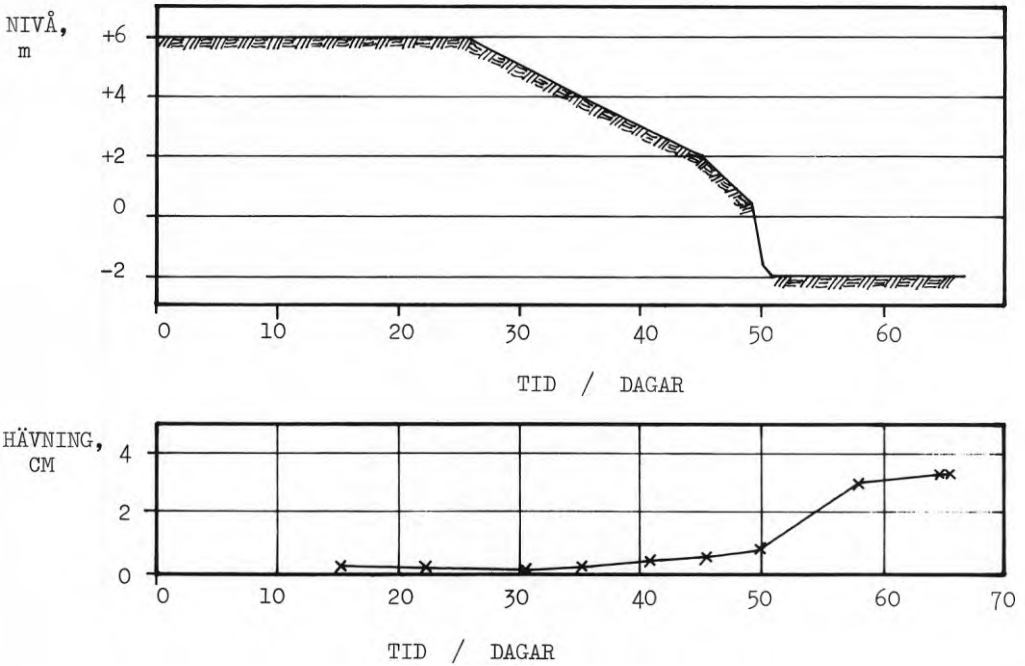


FIG. 6 Plan, geotekniska data, samband mellan avlastning och tid samt samband mellan hävning och tid för schakt vid MIT. (Lambe 1968)

#### 4.3 Undersökningar med mätning av sättning efter återbelastning.

Från ett ledningsarbete i Göteborg fann Alte (1968), att brunnarna satte sig under 6-12 månader efter grundläggningen, varefter inga rörelser noterades. Ledningsrören trycktes genom leran med hjälp av tryck- och mottagningsgropar och i dessa gropar sattes sedan brunnarna. De uppmätta sättningarna rörde sig om 15-25 cm. Schaktdjupet var 4-6 m. Med en densitet av  $1,6 \text{ t/m}^3$  och en odränerad skjuvhållfasthet, med hänsyn till metod för bestämning, av 16 till 20 kPa får man att N är lika med 4 till 6.

Vid ledningsarbeten vid Stora Industriområdet i Köping lades en ledning med diametern 400 mm. Grundläggningsdjupet var 3,4-5 m och inom loppet av två månader uppmättes sättningar hos brunnarna av storleksordningen 15-30 cm, Magnusson (1970). Lerans densitet var 1,4-1,45  $\text{t/m}^3$  och odränerade skjuvhållfasthet 10-13 kPa. Värdet på N blir således 5 till 7.

#### 4.4 Undersökningar från mätningar av hävning och sättning vid återbelastning.

Bjerrum & Eide (1966) har för en fyrvåningsbyggnad i Drammen utfört mätningar av hävningen under schaktperioden och sättningen sedan huset uppförts. Byggnaden grundlades 3 m under markytan på hel bottenplatta med en nytolast av 56 kPa. Det effektiva överlagringstrycket på grundläggningsnivån var av samma storlek. Man kan alltså här tala om en kompenserad grundläggning. Med en odränerad skjuvhållfasthet i leran på 15-20 kPa blir värdet på N lika med ca 3.

Hävningen vid avlastningen i samband med grundschakten blev ca 2 cm och sättningen vid belastning av byggnaden blev 2 cm.

## 5. FÄLTFÖRSÖK

### 5.1 Allmänt

I fält utfördes två försök i full skala för att få besked om vilka rörelser som uppkommer i samband med en schakt inom spont i lera. Rörelser uppstår därvid i spanten samt i jorden utanför och mellan spanten. Mätningarna ägde rum i tre sammanhängande etapper dels under själva schaktstadiet dels sedan grundläggningsnivån hade nåtts samt dels sedan konstruktionen grundlagts och eventuellt spanten dragits. I ena fallet kvarlämnades spanten.

### 5.2 Geotekniska data för försöksplatserna

#### 5.2.1 Tumba

Försöksområdet är beläget ca 2 mil sydväst om Stockholm vid Tumba gårde, strax söder om Hamra gård och ca 50 m från Tumbaån. På FIG. 7 och 8 visas arbetsområdets allmänna karaktär.

Jorden består överst av ca 2 m torrskorpelera och därunder av lös lera ovanpå morän. Leran, vars mäktighet är ca 8 m, är genomsatt av skikt och lager av silt. Plasticitetsindex  $I_p$  är ca 30 % och sensitiviteten är ca 20. Som framgår av FIG. 9 minskar portalet  $e$  med djupet, vilket är fallet i flertalet normalkonsoliderade leror. I TABELL 1 visas jordlagerföljen vid spanten.



FIG. 7 Vy över schakten vid Tumba.



FIG. 8 Vy över schakten vid Tumba.

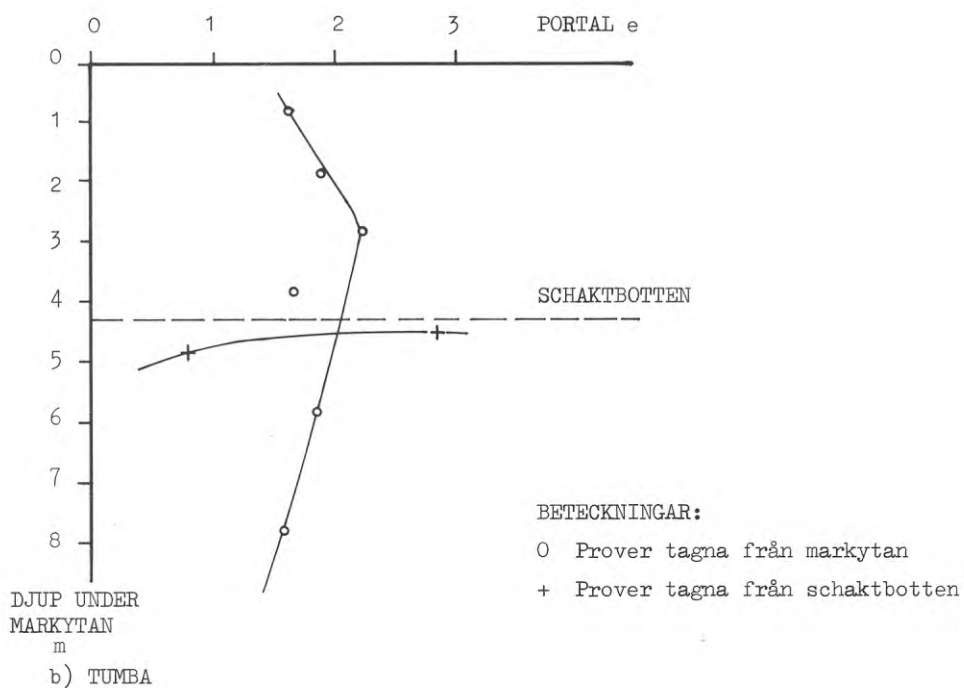
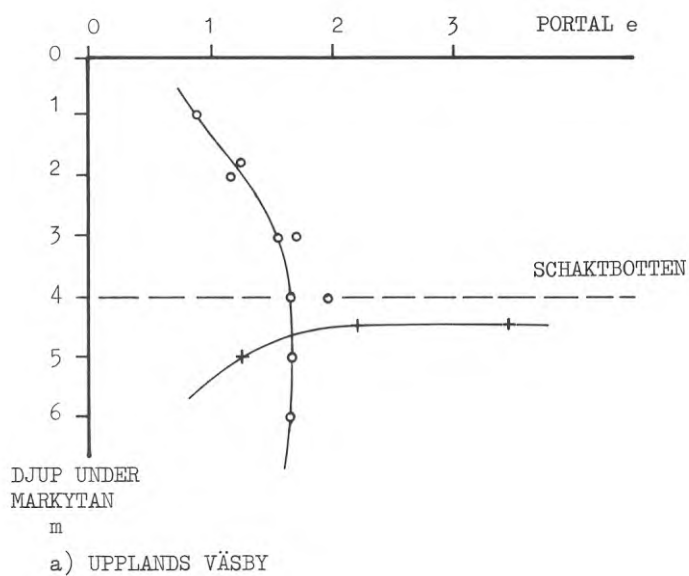


FIG. 9 Portalets variation med djupet före och efter schakt vid Upplands Väsby och Tumba.

TABELL 1. Geotekniska data för leran i Tumba.

Prover tagna utanför spont och före spontslagning.

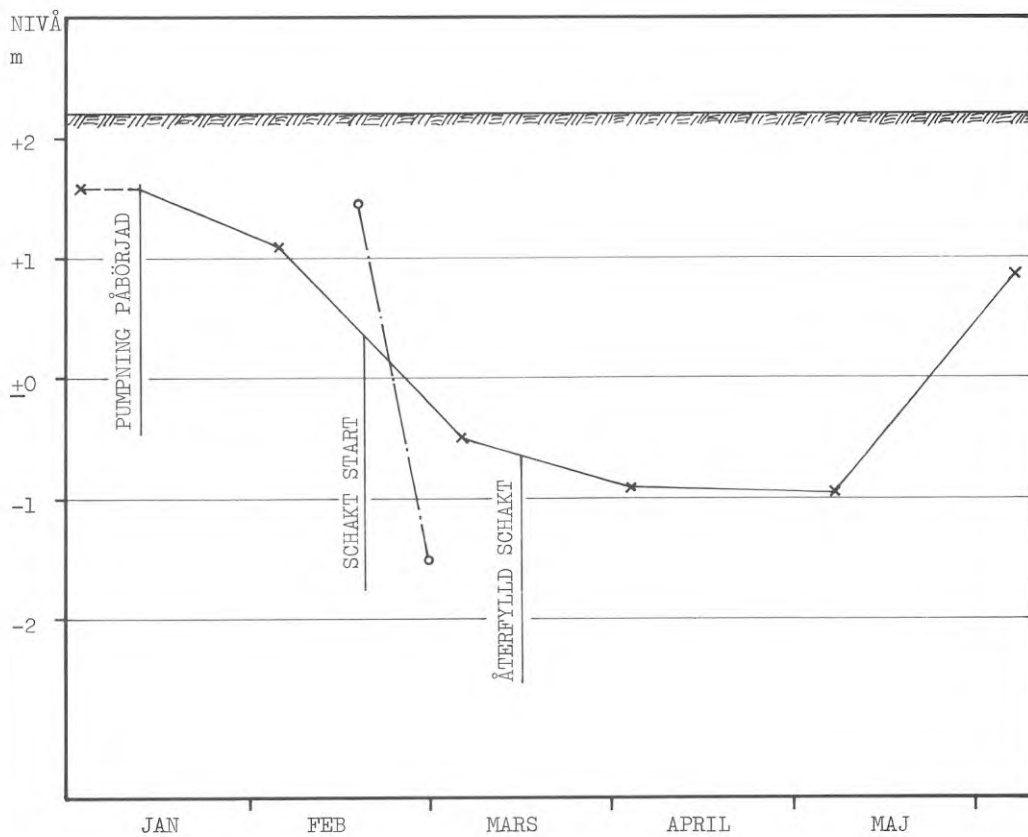
DJUP m under my	JORDART	$w_N$ %	$w_F$ %	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$\tau_f$ kPa	$S_t$
0,8	Lera	60	55	1,60	14	15
1,8	Lera	73	58	1,55	9	17
2,8	Lera, siltskikt	72	54	1,65	11	24
3,8	Lera, silt- och sandskikt	62	51	1,62	10	17
4,0	Lera, varvig, siltskikt	33	30	1,85	(8)	(51)
5,8	Lera	66	56	1,64	14	18
7,8	Lera	55	51	1,72	17	14

Odränerad skjuvhållfasthet bestämd med vingborr (typ SGJ, vingdon 65 x 130 mm) blev vid 3 och 3,5 m djup lika med 14,3 och 11,1 kPa.

Grundvattenytan, som dels mättes i ett öppet rör ca 15 m från provsponten dels i en porttrycksmätare vid spontens södra del, låg före schaktningsarbetenas igångsättning på samma nivå som vattenytan i Tumbaån. Från den 7 november 1972 till den 2 januari 1973 har grundvattenytan legat mellan nivåerna +1,40 och +1,58. Den 12 januari 1973 påbörjades en pumpning som innebar att vid sponten sänktes grundvattenytan från +1,45 m den 18 februari till -1,50 den 1 mars. Dessa värden skall sättas i relation till ursprunglig markyta +2,5 m och planerad schaktbotten -1,8 m. Observationerna redovisas på FIG. 10.

Grundvattenytan avsänktes med hjälp av en pump, som placerades i provspontens östra del.

Sedan schakten grävts till fullt djup togs ostörda prover med kolvborr (St 1) i botten. Proverna undersöktes på laboratorium och resultatet visas i TABELL 2.



## FÖRKLARING:

- × — × Öppet grundvattenrör ca 15 m utanför spont.  
 o — o Porttrycksmätare ca 2 m utanför spont.

FIG. 10 Variationer i grundvattenståndet till följd av pumpning vid Upplands-Väsby.



TABELL 2. Geotekniska data för leran i Tumba.

Prover tagna i botten av färdiggrävd schakt.

DJUP m under schaktbotten	JORDART	$w_N$ %	$w_F$ %	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$\tau_f$ kPa	$S_t$
4,0	Varvig lera, siltskikt	69	51	1,82	5,9	17
4,8	Varvig lera och silt med tunna lerskikt	31	25	1,89	9,0	45

## 5.2.2 Upplands Väsby

Försöksområdet är beläget ca 4 mil nordost om Stockholm i sydöstra delen av småhusområdet vid Fresta kyrka. På FIG. 11 visas hur försöksplatsen såg ut.

Jorden består överst av ca 2 m torrskorpelera och därunder av siltig lera med tunna sandskikt. Vid försöksplatsen är lerans mäktighet ca 7 m och under leran följer morän och berg. På djup större än 3 m är leran sensitiv med värden på ca 20. Plasticitetsindex är ca 30 %.

Vid utbyggnaden av småhusområdet utfördes en geoteknisk undersökning som bl a omfattade ödometerförsök för bedömning av lerans förkonsolideringstryck. Resultatet från ödometerförsöken visade att leran var överkonsoliderad för ca 10 kPa, vilket senare framgick av den sättningsuppföljning som gjordes vid ett flertal hus.

Ostörda prover i leran vid spanten har tagits med kolvborr (St 1) vid två olika tillfällen dels av AB Skånska Cementgjuteriet (SCG) under 1972 dels av SGI under 1973, ca 1 vecka före schaktningen påbörjades. Resultatet från laboratorieundersökningen av dessa prover redovisas i TABELL 3.



FIG. 11 Vy över schakten vid Upplands Väsby.

TABELL 3. Geotekniska data för leran i Upplands Väsby.  
 Prover tagna utanför spont och före spontslag-  
 ning

DJUP m under my	JORDART	w N %	w F %	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$\tau_f$ kPa	S t
1,0	Lera	32	50	1,92	47	-
1,8	Lera, något siltig	42	47	1,86	17	4
2,4	Lera, enstaka siltskikt	86	80	1,50	11	10
3,0	Lera	62	60	1,60	12	8
4,0	Lera, något siltig	74	52	1,55	8	20
5,0	Lera, något siltig	60	52	1,67	9	27
6,0	Lera, siltig med enstaka tunna silt- och sandskikt	57	45	1,72	9	22

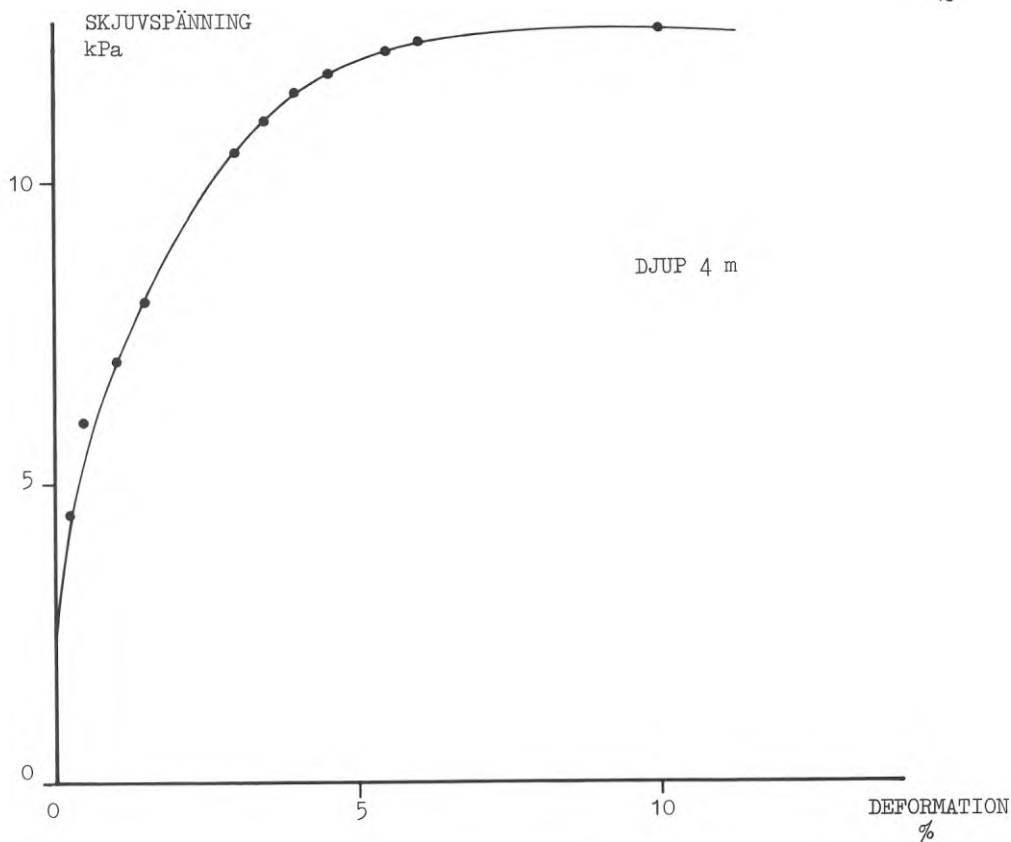
På FIG. 9 visas portalet  $e$  i leran som en funktion av djupet.

På ett lerprov från 4 m djup utfördes ett exakt tryckförsök och resultatet visas på FIG. 12. Odränerad skjuvhållfasthet blev vid försöket 12 kPa.

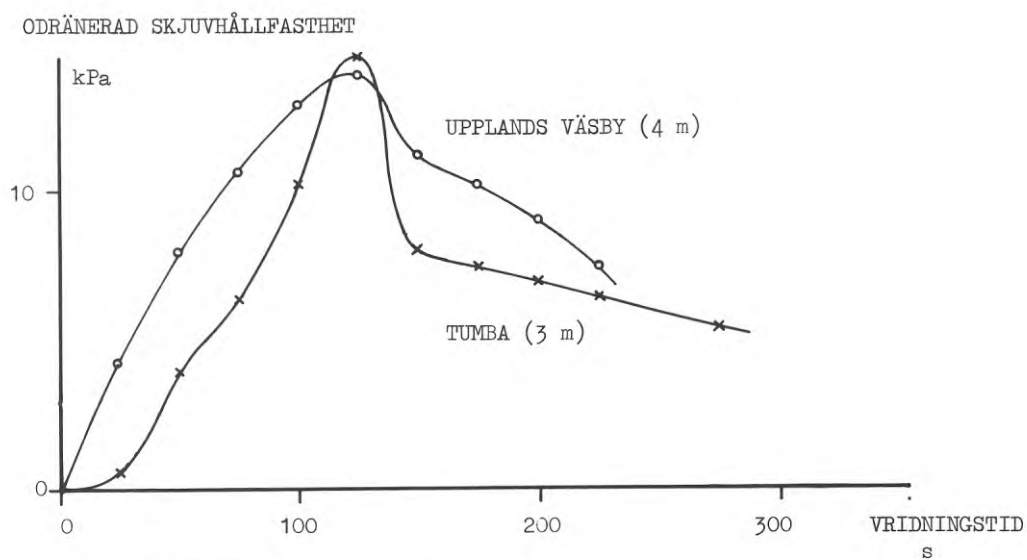
Resultatet från försök med vingborr (typ SGI, vingdon 65 x 130 mm) vid tre olika nivåer i leran vid schakten visas på FIG. 12.

Odränerad skjuvhållfasthet blev vid 2, 3 och 4 m djup lika med 14,3, 10,1 respektive 13,8 kPa.

Grundvattenytan mättes i ett öppet rör ca 5 m från sponten. Innan spontslagning och schaktning påbörjades låg grundvattenytan från 10 juni till 26 juni på nivån +8,4 m. Slutlig schaktbotten var avsedd att ligga på nivån +6 m. Den 26 juni 1973 började man pumpa ur en pumpgrop inuti schakten och den 28 juni avbröts pumpningen. Under dessa dagar sjönk grundvattennivån max 0,8 m för att därefter återgå till ursprunglig nivå.



a) ENKELT TRYCKFÖRSÖK (UPPLANDS VÄSBY)



b) VINGBORRFÖRSÖK

FIG. 12 Enkelt tryckförsök samt vingborrförsök från Tumba och Upplands Väsby.

När man vid schaktningen hade nått fullt djup togs direkt ostörda prover i botten av schakten. Proverna undersöktes på laboratorium och resultatet visas i TABELL 4.

TABELL 4. Geotekniska data för leran i Upplands Väsby.  
Prover tagna i botten av färdiggrävd schakt.

DJUP m under schaktbotten	JORDART	w N %	w F %	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$\tau_f$ kPa	S t
0,5	Lera	104	75	1,52	3	7
0,5	Varvig lera. Störda varv	88	71	1,47	7	13
1,0	Varvig lera. (Tunna siltskikt)	50	45	1,68	13	17

### 5.3 Försöksanordningar

#### 5.3.1 Mätning av spontens horisontalrörelser

Efter det att sponten slagits monterades inklinometerrör så att mätning kunde göras av spontsidornas utböjningar. Dessa mätningar utfördes dels som en nollmätning före schakt dels sedan färdig schaktbotten uppnått. Efter återfyllning av schakten gjordes en inklinometermätning för att avgöra om den under schaktningen uppkomna utböjningen hade återgått. En samtidig avvägning av vissa spontplankors ök gjordes även med hjälp av referenslinjer.

Mätningen tillgår på följande sätt.

Utanför spontplankorna på ca 0,5 m avstånd hade  $\emptyset$  42 mm plaströr för inklinometermätningen tryckts ned till ca 0,5 m ovanför fast botten. Inklinometern kan sänkas ner i rören och med hjälp av fjädrar trycks inklinometern mot röret. I princip består inklinometern av en pendel och en Wheatstone brygga i serie och pendeln fungerar som en rörlig kontakt på motståndet. Mätningar utfördes på varje meter vid varje måttillfälle och med rörets un-

derkant som nollvärde.

### 5.3.2 Mätning av jordens vertikallrörelser

För att undersöka de övre marklagrens naturliga vertikallrörelse utanför sponten under urschaktningen användes jordskruvar, anbringade på 1-1,5 m djup. Med hjälp av avvägningsinstrument mättes skruvarnas rörelser regelbundet under arbetets gång. Jordskruvarna placerades vanligen på 2, 4 och 6 m avstånd från sponten.

Eftersom det är hindrande och svårt för grävmaskinisten att schakta ur till fullt djup, med jordskruvar placerade inuti den relativt trånga sponten, sattes dessa skruvar först sedan hela schakten var klar. Man förlorar härigenom mätresultat från de rörelser som uppkommer under schaktarbetet, men får å andra sidan säkrare mätresultat om man vet att skruvarna inte kan ha rörts av grävmaskinen. Även dessa skruvar sattes 1-1,5 m under schaktbotten och avvägdes med instrument. Mätnoggrannheten är ca  $\pm 2$  mm.

Vid sidan av och utanför sponten placerades bälgsättningsmätare, för att undersöka relativa rörelsen hos leran. Metoden baseras på att den töj- och hoptryckbara bälgslangen på grund av vidhäftningen mot jorden följer dess rörelse. Invändigt är slangen försedd med ett antal mässingshylsor fördelade på ett visst avstånd från varandra. Via ett kontaktorgan som förs ned i slangen kan avståndet mellan mässingshylsorna registreras. Det har visat sig att en första mätning inte bör utföras förrän ca en vecka efter slangens nedsättning beroende på att tillräcklig adhesion mellan slang och jord inte utbildas på kortare tid.

På grund av att de vid försöken aktuella schakterna inte stod öppna längre tid än en vecka och att det innebär vissa svårigheter att placera mätarna före schaktstart blev inga bälgsättningsmätare placerade inuti schakten.

### 5.3.3 Mätning av grundvattennivån

Av samma skäl som ovan angivits för bälgsättningsmätarna användes grundvattenrör i stället för porttrycksmätare vid schakterna. Vid Tumba sattes en porttrycksmätare, som dock blev obrukbar efter det att grävmaskinen hade kört på den.

Med de korta tider som var aktuella vid de olika försöken skulle det vara svårt att med mätare utanför schakten följa förändringar i porvattentrycket. Viktigt var dock att följa grundvattenytans förändringar till följd av de pumpningar som blev nödvändiga vid vissa schakter.

## 5.4 Beskrivning av schakt- och grundläggningsarbetena

### 5.4.1 Tumba

Mellan två platsgjutna brunnar med måtten ca 3 x 3 m skulle en avloppsledning ( $\emptyset$  1000 mm) med lutningen 16 % läggas på djupet 4,3 m. Färdig schaktbotten skulle täckas med 0,5 m grus.

Schakten är 3 m bred och 16 m lång och utfördes inom två rader av spont, typ Larssen II. Väggens överkant låg på nivån ca +2 m. Spontplankorna slogs med längderna 6,5 och 10 m efter det att 0,5 m jord hade schaktats bort. Spontplankorna sjönk under hejarens vikt genom lerlagret. Därefter slogs de 10 m långa plankorna till stopp i morän.

Schakten utfördes först till ca 1 m djup, varefter det översta hammarbandet, HE 220 B, sattes. Efter detta utfördes schakten till fullt djup varefter det understa hammarbandet sattes. På schaktbotten utlades direkt 0,5 m grus, varefter ledningen lades.

Grundvattenytan var under hela schaktningsperioden av-sänkt genom pumpning i den angränsande lägst belägna brunnen.

Grundläggningen av avloppsledningen innebar en minskad återbelastning av schaktbotten även när ledningen efter ca 5 månader delvis vattenfylldes.

#### 5.4.2 Upplands Väsby, Fresta

För småhusområdet vid Fresta skulle en pumpstation i form av två cirkulära brunnar utföras. Grundschakten utfördes inom spont till ca 4,3 m djup, varefter en betongplatta gjöts. På betongplattan ställdes de två cirkulära brunnarna, varefter återfyllning skedde till nuvarande markyta.

Schaktens dimensioner var 4,8 x 7 m och spanten bestod av stålspont, typ Larssen II, som slogs till stopp i morän.

Spontslagningen började den 5 juni och var klar den 8 juni. Schakt till översta hammarbandet var klar den 13 juni och hammarbandet var på plats den 15 juni. Schakt till slutlig nivå började den 18 juni och slutlig schaktbotten nåddes den 22 juni, då även nedersta hammarbandet sattes.

Bottenplattan gjöts den 26 juni och den 27 juni sattes pumpstationerna på plats, varefter återfyllningen började. Den 28 juni var återfyllningen klar och den 29 juni och 2 juli drogs spanten upp.

Det vertikala effektivtrycket i leran vid grundläggningsnivån är 49 kPa. Pumpstationen ger helt tom en belastning av 9 kPa och fylld med vatten och pumpar belastningen 41 kPa dvs ett tryck som är lägre än det vertikala effektivtrycket i leran vid grundläggningsnivån.



## 6. MÄTRESULTAT

### 6.1 Tumba

#### 6.1.1 Spontens horisontalrörelse

Spontens deformationer har mätts i två sektioner, se FIG. 14. Mätningen har skett med hjälp av inklinometer i ett antal punkter liggande i lodlinje med ett inbördes avstånd av 1,0 m.

Mättningsprogrammet var upplagt så att spontens utböjning skulle kunna mätas vid tre tillfällen i varje sektion:

- a) direkt efter spontslagningen
- b) efter färdig schakt
- c) sedan återfyllning av schakten hade skett

På grund av att inklinometermätningar pågick på andra platser samtidigt blev deformationsmätningen efter färdig schakt något förskjuten. Slutlig schaktbotten nåddes den 23 februari, men mätningen kunde utföras först den 1 mars dvs fem dagar senare.

Sista mätningen gjordes ca 2,5 månader efter återfyllning hade skett.

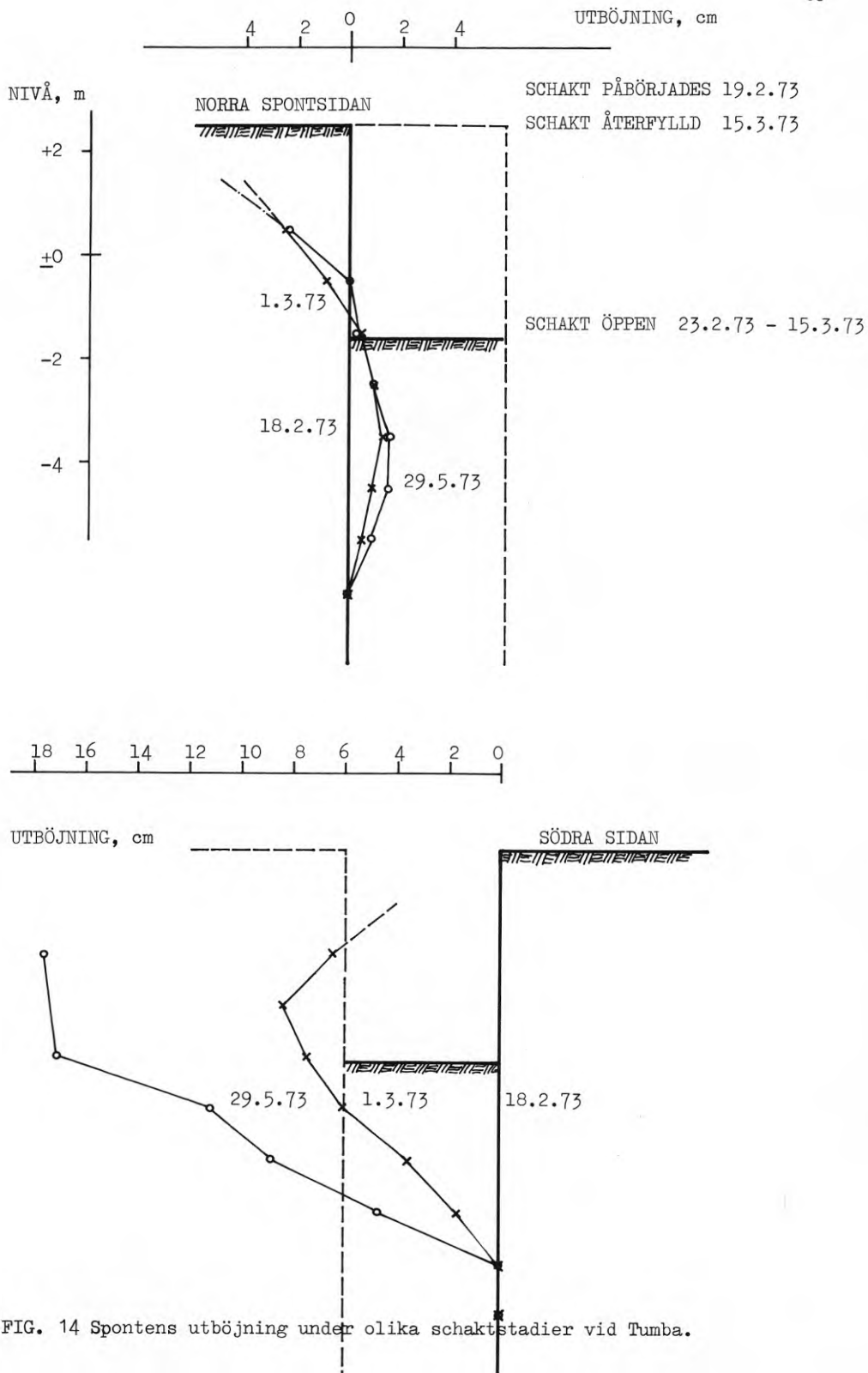
Resultatet av mätningarna redovisas på FIG. 14.

#### 6.1.2 Rörelser och deformationer i leran mellan och utanför spont

Så snart spontslagningen var avslutad sattes sättningspeglarna och bälgslangmätarna på ömse sidor om sponten, se FIG. 13.

På grund av arbetstekniska skäl, bl a påverkade en transportväg söder om sponten, blev några av peglarna relativt snart satta ur funktion, vilket begränsade hel-





hetsintrycket av rörelserna utanför sponten. Fyra styck-  
en av de sju peglarna kunde dock följas under några må-  
nader, se FIG. 15.

Resultatet från avläsningarna av bälgslangmätaren W1  
redovisas på FIG. 16. Mätaren W2 blev skadad i samband  
med schaktningen.

Mätningen av hävningen inuti schakten i de två peglar,  
som där satts inom foderrör före schaktstart, vållade  
stora problem för grävmaskinisten i den smala schakten.  
Man kunde alltså inte utesluta att någon påverkan av  
peglarna hade skett under själva schaktningsarbetet.  
Sedan slutlig schaktbotten hade nåtts kunde foderrören  
dock lyftas av och pegelstången avläsas direkt.

Innan återfyllningen påbörjades monterades vertikala  
sättningspeglar med hjälp av band av plattjärn kring  
rören och dessa peglar skyddades därefter av foderrör  
genom fyllningen.

Resultatet av hävnings- och sättningsmätningarna redo-  
visas på FIG. 17.

## 6.2 Upplands Väsby

### 6.2.1 Spontens horisontalrörelse

Spontens deformation har mätts i två sektioner, se FIG.  
18. Mätningen har skett med inklinometer i ett antal  
punkter liggande i lodlinje med ett inbördes avstånd  
av 1,0 m.

Mättningsprogrammet var upplagt så att spontens utböj-  
ning skulle mätas vid tre tillfällen i varje sektion:

- a) direkt efter spontslagningen
- b) efter färdig schakt
- c) omedelbart innan sponten drogs

Resultatet av mätningarna redovisas på FIG. 19.

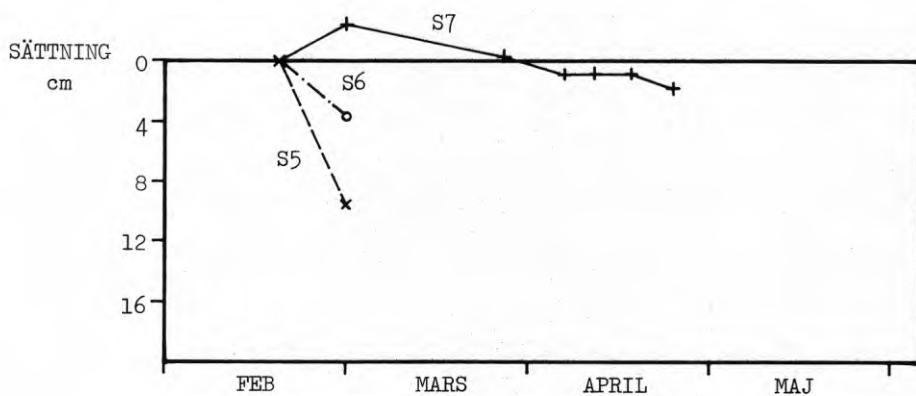
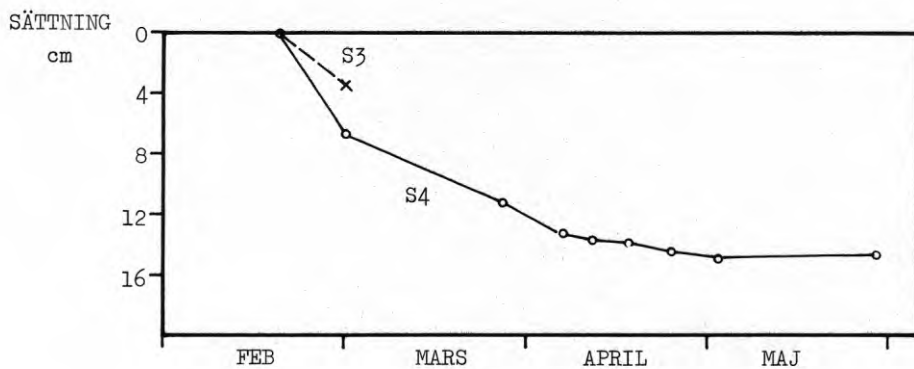
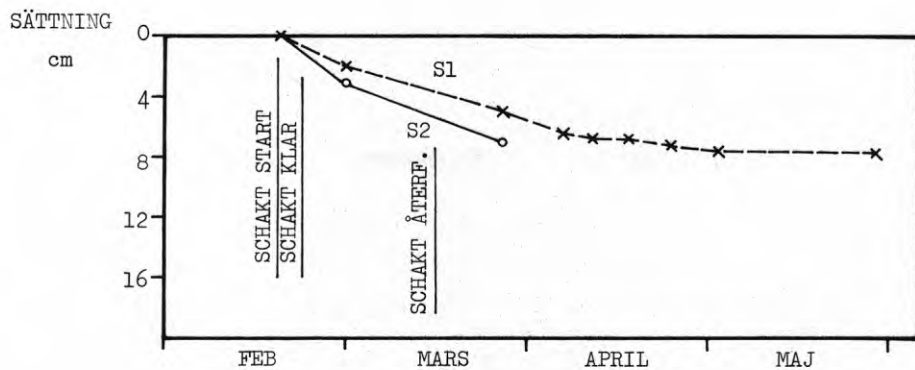


FIG. 15 Resultat av sättningsobservationer i leran utanför spont vid Tumba.

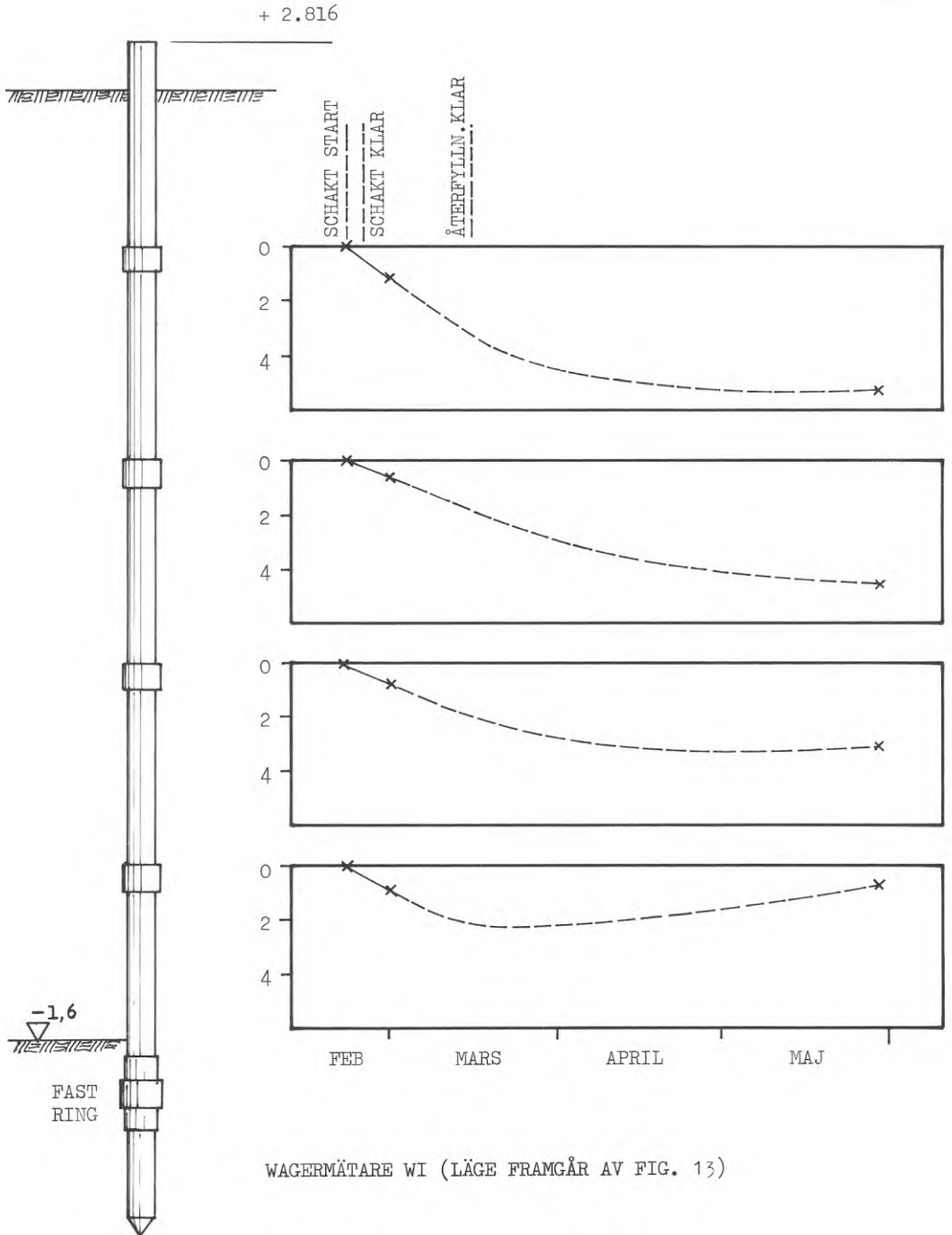
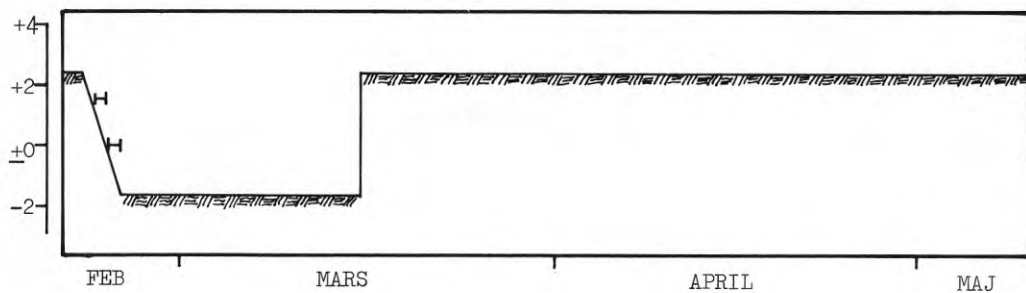
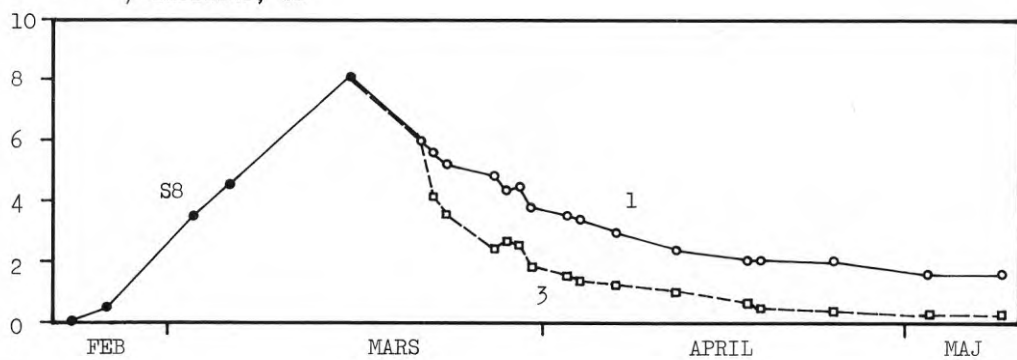


FIG. 16 Resultat av mätningar av vertikallrörelser i leran på olika nivåer under urschaktningen, vid Tumba.

NIVÅ, m



HÄVNING / SÄTTNING, cm



HÄVNING / SÄTTNING, cm

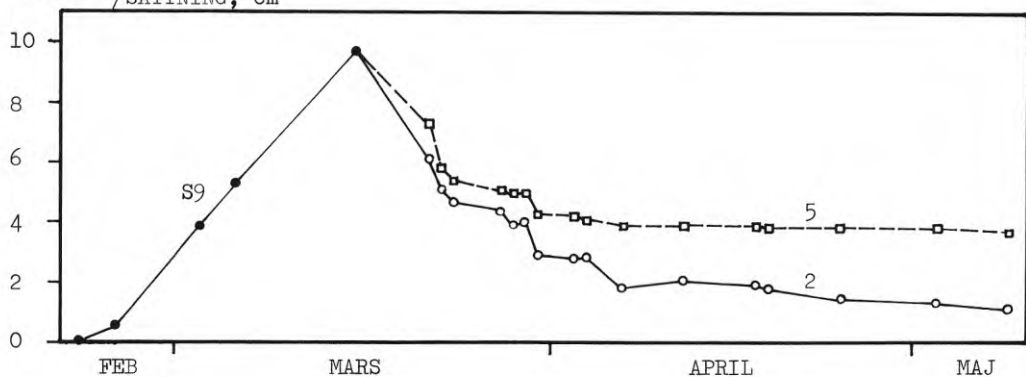
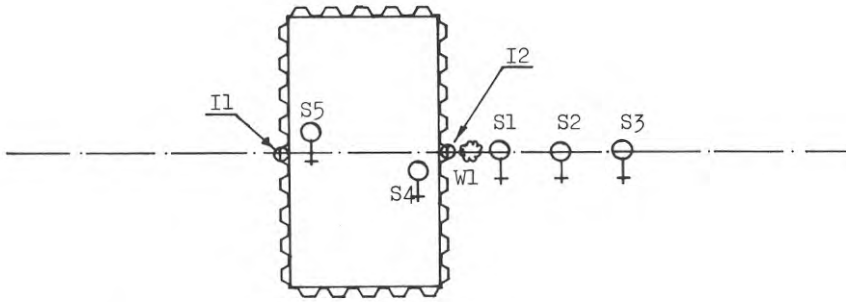
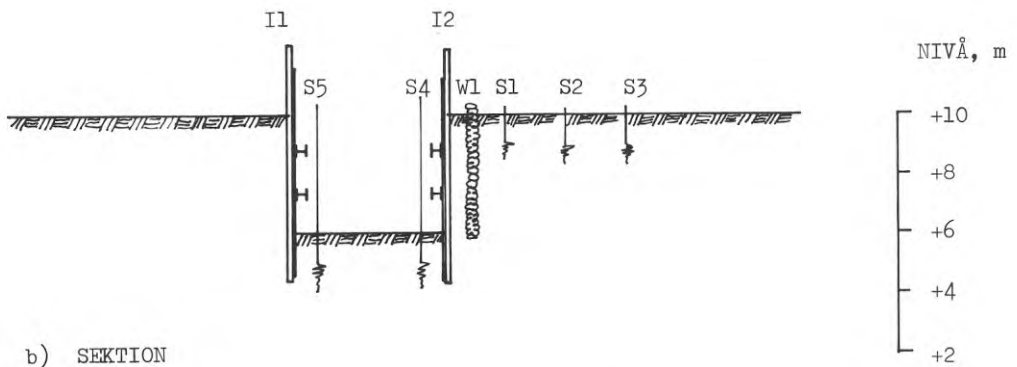


FIG. 17 Resultat av observationer av hävning och sättning i leran innanför spont vid Tumba.



a) PLAN



b) SEKTION

## BETECKNINGAR:

- W Wagermätare
- S Hävnings- och sättningsmätare
- J Inklinometerorr

FIG. 18 Schaktens utformning i plan och profil samt mätanordningar vid Upplands Väsby.



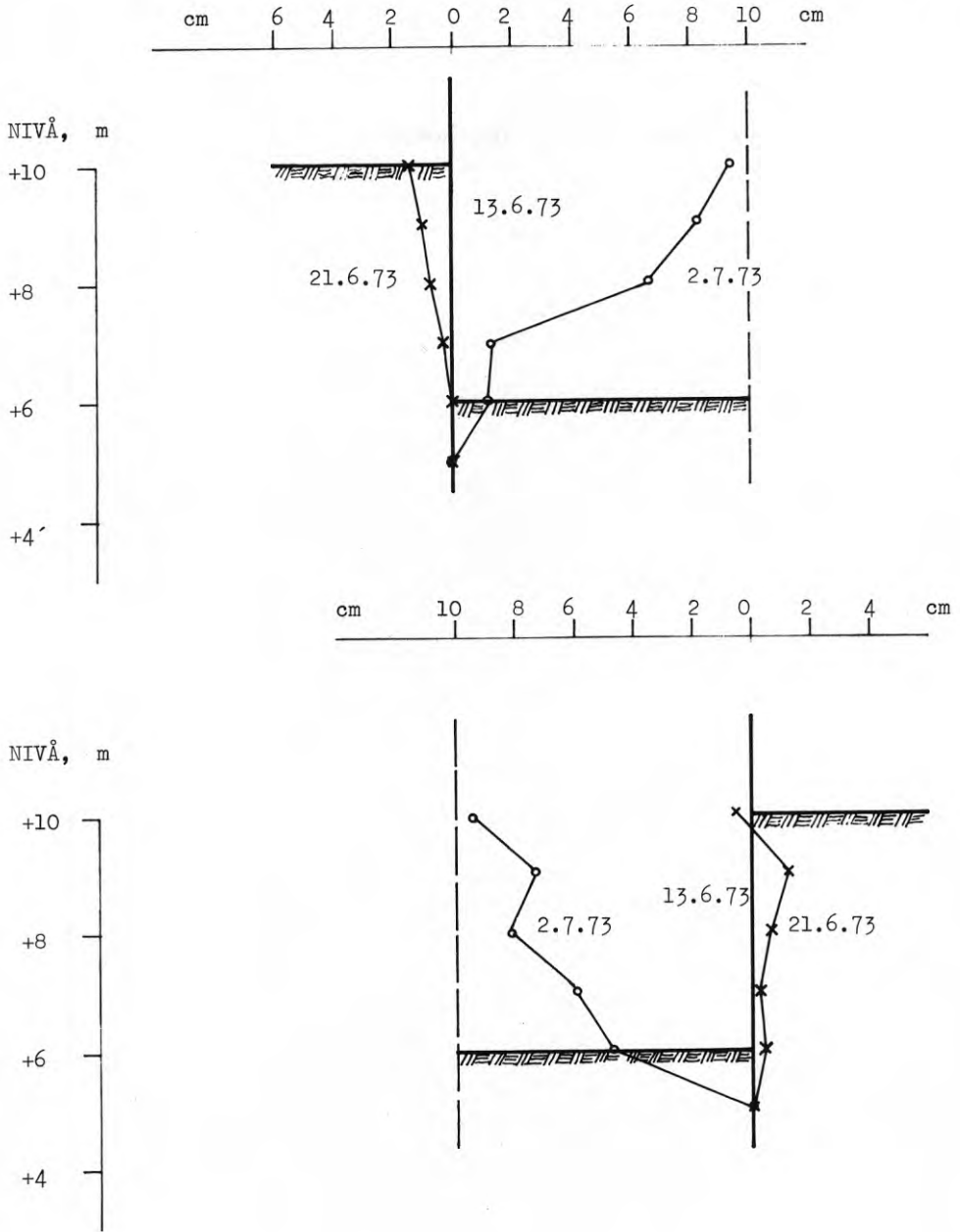


FIG. 19 Spontens utböjning under olika schaktstadier vid Upplands-Väsby.

### 6.2.2 Rörelser och deformationer i leran mellan och utanför spont

Innan schaktningen började gjordes en noll-avläsning av de tre sättningdubbarna på gropens södra sida, se FIG. 20. Därefter utfördes avläsning kontinuerligt under hela schakt- och återfyllningsarbetet.

Samtliga dubbar förblev intakta under hela mätperioden.

Resultatet från avläsningarna av bälgslangmätaren W1 redovisas på FIG. 21.

På grund av de snäva utrymmet inuti schaktgropen var det stor risk för att hävningsmätarna skulle skadas om de hade satts på plats före det schaktningen började. I stället sattes mätarna direkt efter det att färdig schaktbotten hade nåtts den 21 juni. Mätarna placerades i foderrör så att de blev fria från återfyllningen, som påbörjades den 27 juni. Sedan pumpstationen, som levererades som en komplett del, hade satts på plats den 27 juni, gjordes en kontinuerlig precisionsavvägning av dess överdel för att mäta sättningarna.

Resultatet av hävnings- och sättningssättningarna redovisas på FIG. 22.

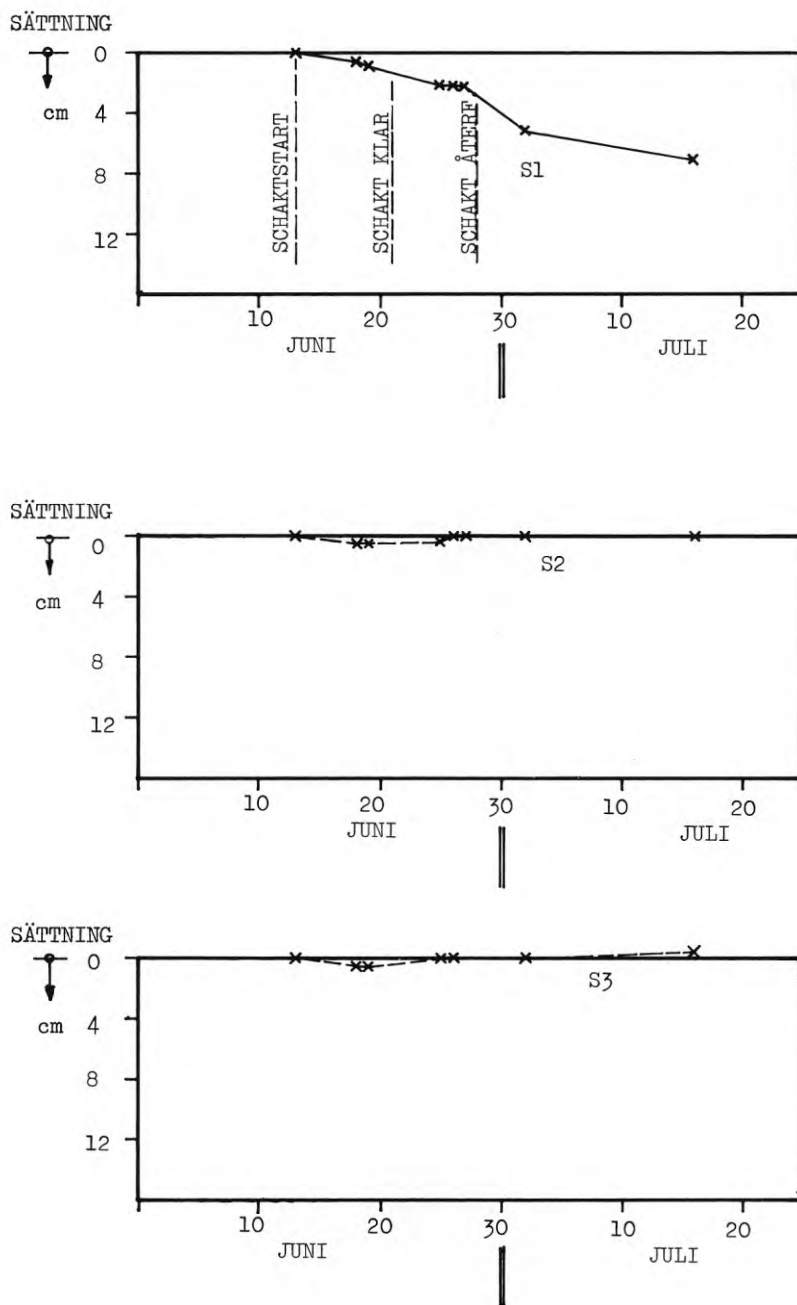


FIG. 20 Resultat av sättningsobservationer i leran utanför spont vid Upplands Väsby.

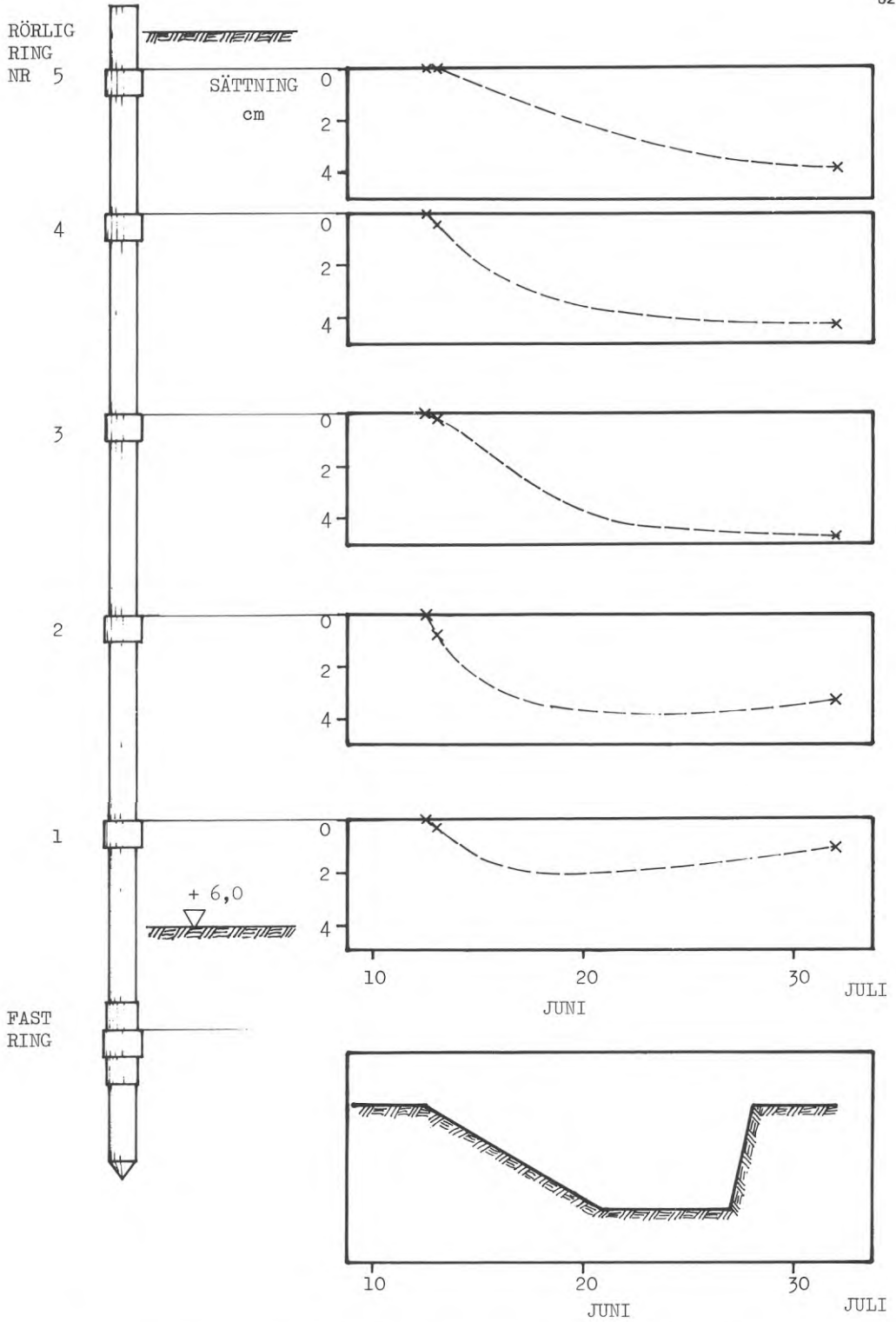


FIG. 21 Resultat av mätningar av vertikallrörelser i leran på olika nivåer under urschaktningen vid Upplands Väsby.

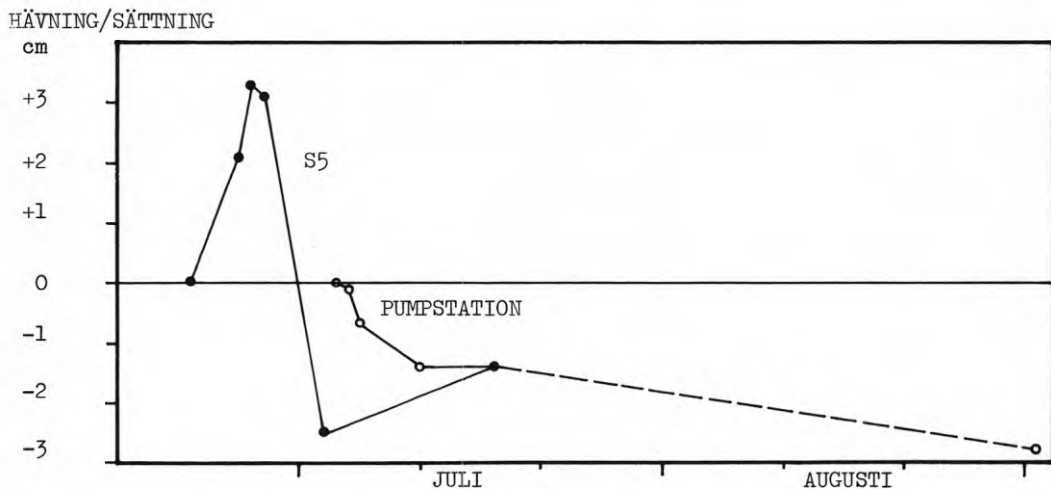
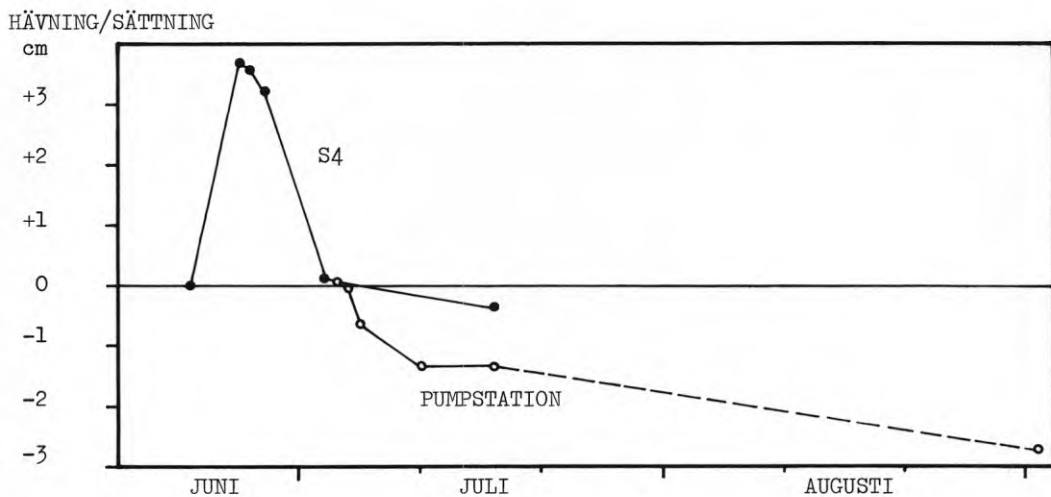
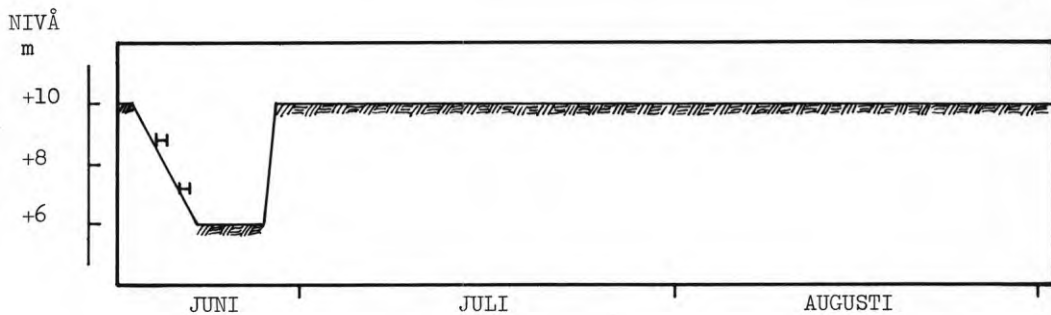


FIG. 22 Resultat av observationer av hävning och sättning i leran innanför spont vid Upplands Väsby.

## 7. KOMMENTAR TILL MÅTRESULTATEN

### 7.1 Tumba

I samband med schaktningen uppkom stora rörelser i sponten. Den södra spontsidans deformation är troligen till stor del beroende av att grävmaskinen stod vid denna sida. En viss glidning i låsen måste ha uppkommit vid ett relativt tidigt stadium av schaktarbetet, vilket framgår av mätningen den 1 mars. Den maximala utböjningen var då ca 8 cm. Rörelsen och glidningen i låsen avstannade dock ej utan fortsatte troligen till dess återfyllning skedde den 15 mars. Sista mätningen gjordes den 29 maj och då var den normala utböjningen ca 18 cm. Från schaktstart den 19 februari till mättillfället den 1 mars hade sponten böjts ut i medeltal 8 mm per dag. Räknat från den 1 mars till dagen för återfyllningen den 15 mars får man i medeltal en utböjning i sponten av 7 mm per dag under förutsättning att ingen rörelse sker efter återfyllning av schakten. Det kan alltså vara rimligt att anta att utböjningen i den södra spontsidan fortgick under hela den tid schakten stod öppen.

I den norra spontsidan hade sponten böjts in mot schakten på delen under schaktbotten. Rörelsen var här ca 2 cm. Spontens deformation i den övre delen över schaktbotten är svår att följa då inga mätresultat föreligger här. Om man extrapolerar utböjningskurvan får man på 1 m djup under markytan en deformation från schakten på ca 4 cm för den norra spontsidan och en lika stor deformation in mot schakten för den södra sidan. På detta djup var översta hammarbandsraden med en tvärsträva c/c 2 m belägen. Grävmaskinen på den södra sidan har tydligen gjort så att tvärsträvan har fått en translation som vid mättillfället den 1 mars uppgick till ca 4 cm.

Det framgår tydligt att utböjningskurvorna för båda spontsidorna har påverkats av belastningen från grävmaskinen

både statistiskt och dynamiskt. Härigenom har spontsidorna roterat kring sin inspänning vid nederdelen, så att den norra sponten har tryckts in mot jorden i sin övre del. På liknande sätt har den södra sponten tryckts ut mot schakten. Att med detta som bakgrund göra en överslagsberäkning av storleken av de rörelser och massundanträngningar som har ägt rum är föga meningsfull.

En betydande glidning i spontlåsen för södra sidan har troligen ägt rum. Varannan spontplanka var slagen till fast botten, vilket innebär ca 10 m långa plankor, medan övriga endast var ca 6 m långa. Man ser av utböjningskurvorna att rörelsen börjat på 4 m djup för den södra sponten, vilket tyder på en låg grad av inspänning. För den norra sponten är inspänningsgraden högre då rörelsen är relativt liten i den nedre delen.

Sättningarna i marken utanför sponten är relativt stora såsom framgår av resultaten från avvägningen av jordskruvarna och bälgsättningsmätningen. I mätaren S 1 på den norra sidan, belägen 8 m från sponten, blev slutsättningen ca 8 cm. På den södra sidan visade mätningarna från jordskruv S 7 att sättningen på avståndet 16 m i stort sett är lika med noll. Jordskruven S 4, som var placerad endast 2 m från den södra sponten, visade en slutsättning av ca 14 cm. Den stora nedåtgående rörelsen på denna sida förklaras delvis av inverkan från grävmaskinen som arbetade från detta håll. Man ser att jordskruvarnas rörelser nedåt i stort sett avtar efter det att återfyllningen är utförd. Tid-sättningskurvan i FIG. 15 börjar kröka av och blir konvex nedåt vid månadsskiftet mars-april, ca två veckor efter det att schakten hade blivit återfylld.

Det kan här påpekas att sättningen i grova drag är avslutad vid månadsskiftet mars-april trots att grundvattenytan är avsänkt genom pumpning för avslutningsarbeten fram till första veckan i maj, se FIG. 10. Detta tyder på att

ingen konsolideringssättning hinner uppkomma trots att grundvattenytan är avsänkt ca 2 m under drygt två månader. De rörelser som sker i jorden vid sponten sker huvudsakligen under odränerade förhållanden.

Som framgår av FIG. 17 där tids-deformationsförloppet redovisas, visade mätningen av hävningen i schaktbotten ungefär 4 mm per dygn. Den uppmätta rörelsen under schaktstadiet på 0,5 till 1 cm är osäker. Av installations- och arbetstekniska skäl var det svårt att mäta hävningen under själva schaktperioden. Sedan slutlig schaktbotten hade uppmätts är dock mätresultaten tillförlitligare. Klart är dock att hävningen vid full schakt växer med tiden och uppvisar ingen avböjande tendens. Som senare skall visas var spänningsnivån i leran vid schaktbotten hög och säkerheten mot bottenuptryckning var låg.

Vid utläggning av grus och ledningsrör på schaktbotten avbröts hävningen och övergick i en sättningshastighet på ca 4 mm per dygn. Vid månadsskiftet mars-april började tid-sättningskurvan böja av och bli konvex nedåt dvs sättningshastigheten är i stort sett utbildad. Även här syns att grundvattensänkningen inte påverkar sättningsförloppet.

Bälgslangmätarnas uppgift var att studera sättningsvariation med djupet utanför sponten. Tillförlitligheten hos denna typ av mätare är beroende av att ingen glidning sker mellan mätare och jord. Sättningshastigheten började direkt efter schaktstart och uppgick för de översta ringarna till ca 5 cm och för de undre till 1 till 3 cm. Endast tre mätningar utfördes, varför det är svårt att följa sättningsförloppet under schakt och återfyllning. En viss uppbromsning av sättningshastigheten tycks dock ske sedan återfyllningen har varit på plats en tid.



## 7.2 Upplands Väsby

Den 13 juni gjordes noll-mätningen för spontsidorna och samma dag påbörjades schaktarbetet. Slutlig schaktbotten nåddes den 21 juni, då även nedersta hammarbandet sattes. Samma dag gjordes en inklinometermätning vid spontsidorna, vilken visade rotation kring spontfoten in mot jorden på ca 1 cm för den norra sponten. Vid den södra sidan var avvikelserna något inåtriktad mot jorden. Någon rörelse in mot schakten kunde alltså inte uppmätas för någon av spontsidorna vid färdiggrävd schakt.

Innan sponten sedan drogs ca 11 dygn senare, utfördes en sista mätning. Båda spontsidorna hade då roterat kring spontfoten in mot schakten med en maximal utböjning av ca 9 cm i nivå med markytan.

Observation av jordskruvarna utanför den östra spontsidan visade att mätarna S 2 och S 3, som var placerade 4 m och 6 m utanför sponten, inte rörde sig under drygt en månad då arbetena pågick. Mätaren S 1, som var placerad 2 m från sponten, sjönk under den tid som arbetet pågick. Då schakten var helt klar hade mätaren satt sig ca 1 cm. Vid återfyllningen mättes den totala sättningen till ca 2 cm. På samma sätt som i Tumba fortsatte sättningarna i marken utanför sponten även sedan återfyllningen hade ägt rum. Sålunda var sättningen ca 7 cm vid en observation ca 20 dagar efter återfyllningen. Den nedåtgående rörelsen var dock avtagande. Tid-sättningskurvan i FIG. 20 kröker av efter ca 20 dagar och blir konvex nedåt.

Observationerna av mätarna S 2 och S 3 visar att ingen sättning har skett trots en pumpning i schaktens botten under arbetstiden. Någon konsolideringssättning kom alltså inte igång. Rörelserna som sker inuti och strax utanför sponten sker alltså under odränerade förhållanden.

Den uppmätta hävningen i schaktbotten var av storleksordningen 7 mm/dygn under urschaktningen och den tid därefter då botten var obelastad. Maximalt uppnåddes en hävning av ca 3,5 cm. Efter fem dagars öppethållande av schakten gjöts en betongplatta i botten och dagen därefter sattes pumpstationen på plats och återfyllningen började. Jordskruvarnas (hävningmätarnas) uppåtgående rörelse avstannade då och övergick i en sättning. Vid en observation av mätarna ca 20 dagar efter återfyllningen visade jordskruvarna en kvarstående sättning på 0,5 cm respektive 1,5 cm från utgångsläget vid schaktstart. Parallellt med mätningen på jordskruvarna mättes genom precisionsavvägning sättningen hos pumpstationen. Under ca 1 veckas observation uppgick sättningen till ca 1,5 cm för att efter ca 2 månader uppgå till ca 3 cm. Vid en ny mätning ca 9 månader efter grundläggningen var sättningen fortfarande ca 3 cm.

Mätningen av bälgslangmätarens rörelser visade som vid Tumba att en sättning uppkommer i marken utanför spanten så snart schaktningen börjar. För de övre ringarna är sättningen ca 4 cm för att mot djupet minska till 3 cm och 1 cm.

## 8. FÖRSLAG TILL BEDÖMNING AV HÄVNING I LERA

### 8.1 Allmänt

Vid beräkning av sättningar är det viktigt att man tar hänsyn till den sättning som härrör från deviatorspänningarnas inverkan. Man utgår då vanligen ifrån att leran har en unik E-modul som man bestämmer ur laboratorieförsök eller ur empiriska samband.

De deformationer i form av hävning som uppkommer i en schakt av lera vid avlastning är huvudsakligen en följd av förändring i deviatorspänningarna. Vid grunda schakter är dessa skjuvdeformationer av underordnad betydelse. Då schaktdjupet ökar blir skjuvdeformationernas inverkan så stor att funktionen så småningom kan äventyras. En ny dimension har då kommit in i beräkningarna: tiden. Enligt nomenklaturen i hållfasthetsläran är en "företeelse hos material eller kropp, innebärande en under belastning småningom skeende formändring, av i allmänhet såväl elastisk som plastisk natur" att beteckna som krypning.

Enligt Bjerrum (1973) ökar deformationshastigheten nära exponentiellt med den pålagda skjuvspänningen eller mera korrekt med förhållandet mellan pålagd skjuvspänning och skjuvhållfasthet. Detta innebär att vid relativt höga skjuvspänningar kommer en hög deformationshastighet att leda till ett snabbt brott medan låga skjuvspänningar leder till att det tar lång tid innan brottdeformationer uppnås.

Man bör därför vid beräkningen av hävningen dela upp problemet i en momentan elastisk del och annan del som är tidsberoende.

Med hjälp av bärighetsfaktorn  $N$  syns det vara möjligt att i grova drag få en uppfattning om var gränsen går för de olika deformationstyperna.

De data på hävning och motsvarande värde på bärighetsfaktor  $N$  som behandlas i avsnitt 4, har ställts samman på FIG.23 . Därvid har hävningen dividerats med schaktdjupet för att få en dimensionslös faktor. Även data från fältförsöken i Tumba och Upplands Väsby har medtagits. Det bör observeras att mätningen av hävningen för dessa två platser är påbörjad först då fullt schaktdjup har uppnåtts. För övriga objekt har mätningen påbörjats direkt vid schaktstart.

Man ser därvid att så länge värdet på  $N$  är lägre än 4 är hävningarna små och i huvudsak elastiska. Vid värden högre än 4 blir hävningen vanligen tidsberoende som kan ses från schakterna vid Vaterland, Tumba och Upplands Väsby och hävningen ökar i takt med  $N$ . Man kan enligt Bjerrum & Eide (1954) räkna med att vid djupa schakter ligger värdet på  $N$  vid brott mellan 6 och 9 beroende på schaktens geometri.

Av ovanstående sammanställning, som dock är gjord på alltför få resultat, skulle man som en första ansats anta att elastiska, eller fördröjt elastiska hävningar uppkommer vid värden på  $N$  lägre än 4. Vid värden på  $N$  större än 4 kan man alltså räkna med tidsberoende plastiska deformationer dvs krypning, som med tiden kan leda till brott.

## 8.2 Elastisk hävning

Vid värden på  $N$  lägre än 4 kan en beräkning av elastisk hävning ske enligt samma metod som används för att beräkna initialsättning i lera. Metoden baserar sig på Boussinesq's uttryck för sättningen hos en punktlast på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium. Kontraktionstalet sätts då lika med 2, eftersom man antar att initialsättning eller elastisk hävning sker utan volymändring i leran. En formel med koefficienter som tar hänsyn till schaktens geometri, schaktdjup och lermäktighet under schaktbotten kan uttryckas med en ekvation enligt följande

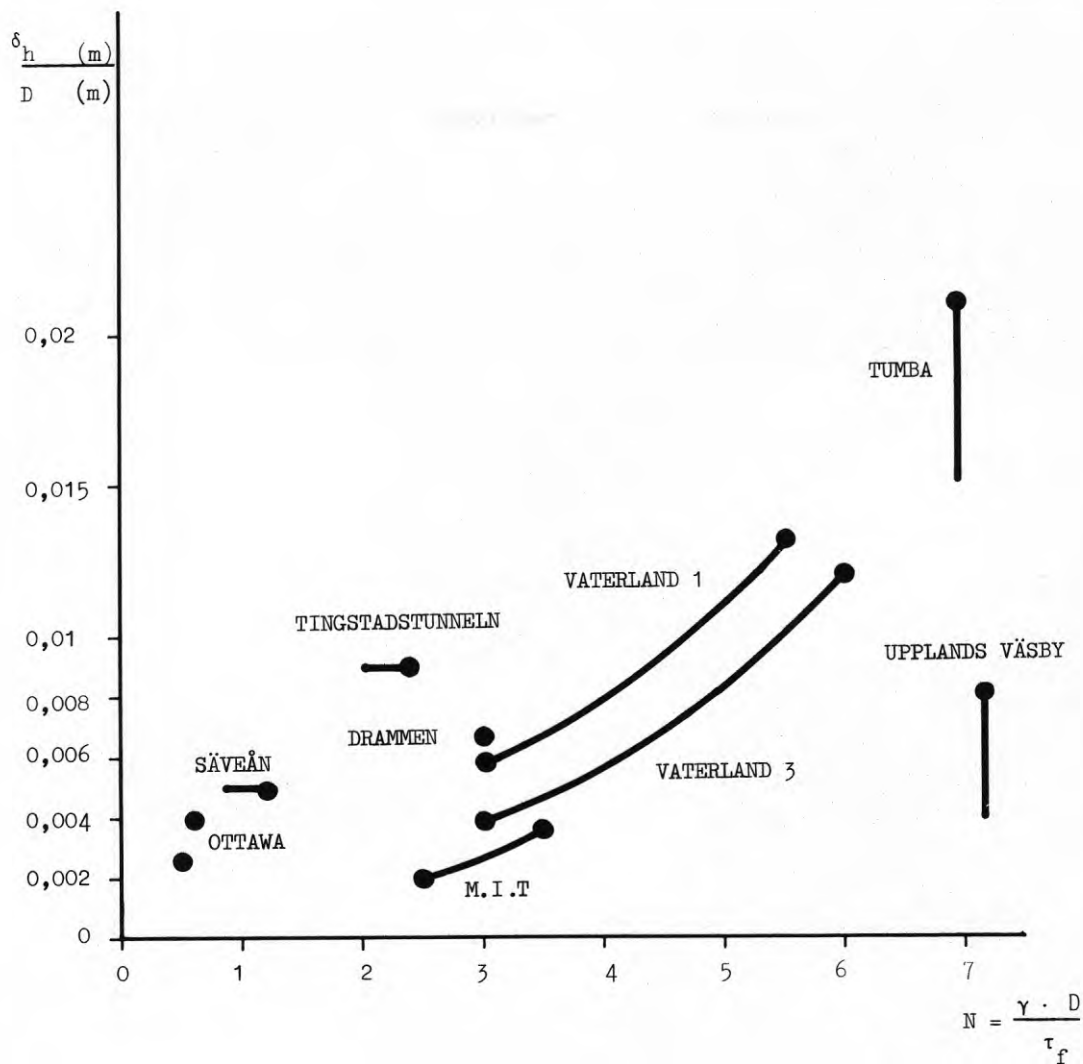


FIG. 23 Samband i lera mellan hävning, schaktdjup och bärighetsfaktorn N

de utseende:

$$\delta_h = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\gamma \cdot D}{E} \quad (8.1)$$

där

$\delta_h$  = hävning i schaktbotten

$\gamma D$  = tryckminskning på grund av avschaktning

$E$  = ekvivalent elasticitetsmodul

$\mu_0$  = faktor som tar hänsyn till schaktens geometri

$\mu_1$  = faktor som tar hänsyn till lerlagrets mäktighet och schaktens form

Av de faktorer som ingår i ovanstående formel är det svårast att bestämma värdet på  $E$ , eftersom jord har ickeelinjära spänningsdeformationsegenskaper. Bjerrum (1964) anger att man kan sätta  $E$  lika med 250 till 500 gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet.

Med hjälp av formel 8.1 syns det alltså vara möjligt att grovt beräkna den elastiska hävningen i en schaktbotten under förutsättning att man känner  $E$ -modulen vid den aktuella spänningsnivån.

Peck (1967, 1969), har fört in parametern  $N$  i formel 8.1 och eftersom  $E$  kan antas öka proportionellt med lerans odränerade skjuvhållfasthet, dvs  $E = k \tau_f$  fås:

$$\delta_h = \frac{\gamma \cdot D}{k \tau_f} \mu_0 \cdot \mu_1 = \frac{N}{k} \mu_0 \cdot \mu_1 \quad (8.2)$$

där  $k$  då har värdet 250 till 500.

Låga värden på  $k$  bör därvid väljas för högplastiska leror vid höga skjuvspänningsnivåer dvs för värden på  $N$  högre än 5 à 6. Höga värden på  $k$  bör väljas för lågplastiska leror vid låga skjuvspänningsnivåer dvs för värden på  $N$  lägre än 4 à 5.

Valet av lämplig E-modul försvåras av att lera inte är ett linjär-elastiskt material och av att leravlagringar vanligen är avsatta under anisotropa spänningsförhållanden. I vissa fall har man fått fram värden ur halvempiriska samband mellan laboratorieförsök och fältförsök. Därvid har man beräknat ett förhållande mellan E-modul och lerans odränerade skjuvhållfasthet, Bergfelt (1967), Serota & Jennings (1959), Skempton & Henkel (1957), Ward et al (1959).

Med hänsyn till svårigheten att bestämma E-modulen begränsas möjligheten att i förväg beräkna deformationerna i en schaktbotten. Problemet att bestämma E-modulen har således överförts till att bestämma deformationen vid en viss spänningsnivå ur ett laboratorieförsök.

Enligt Simons (1957) är dock de E-moduler som bestäms ur enaxliga tryckförsök tre till fem gånger för låga. Samma resultat fann man vid försök med leror från Trondheim vid jämförelse mellan enaxliga tryckförsök och treaxliga försök med K-värden 0,75, 0,80 och 0,85, Janbu (1970). Man fann även att E-modulen ökade mot djupet i takt med lerans odränerade skjuvhållfasthet, vilket visar att deformationer i lera huvudsakligen är skjuvdeformationsproblem.

Det är också relativt svårt att ta ostörda prover i lera. De provtagare som idag används är bra och ger som regel tillfredsställande prover för vanliga jordar om dock inte speciellt för lösa leror.

Efter en i och för sig lyckad provtagning kommer proverna att bli utsatta för yttre påkänningar i form av transport, lagring och urtagning från provcylindern och till sist kommer en trimning och montering i försöksapparaten.

Det står helt klart att efter en sådan procedur har proverna med nödvändighet fått sådana förändringar att deras tillstånd inte är identiskt med det som rådde i jorden.

Proverna som skall undersökas med avseende på hävning bör tas på djup som ligger mellan slutlig schaktbotten och B m därunder, där B är lika med schaktbredden. Påkänningarna i denna del av leran blir efter urschaktning störst och bidrar härigenom till huvuddelen av de deformationer som kommer att uppträda.

Detta framgår av den förändring som portalet e får i leran före och efter urschaktning. Ostörda prover togs vid försöksplatserna vid samma djup före och efter schakt. På FIG. 9 visas hur portalet i leran alldeles under schaktbotten har ändrats.

Samma resultat fick Lambe (1967) vid observationer av den schakt, som behandlats i avsnitt 4.2.

Vid försök på laboratorier måste förhållandena så långt som möjligt efterlikna de förhållanden som råder i leran under det aktuella förloppet i detta fall urschaktning. De prover som tas från djupet 0 till B m under schaktbotten provas därvid enligt en viss procedur. Lambe (1967) har beräknat den elastiska hävning som uppkommer i en lera genom att på prover i laboratoriet efterlikna de förändringar i spänning som leran under slutlig schaktbotten utsätts för i samband med schaktning. Provet får således konsolidera till den spänning leran har in situ och får därefter en avlastning som motsvarar det verkliga förhållandet. Motsvarande deformation mäts och får sedan representera det aktuella lerlagret.

Vid de mätningar av deformationer som D'Appolonia och Lambe (1971) gjorde på byggnader, som var kompenserat grundlagda, visade det sig att överrensstämningen var god mellan mätresultat och beräknade deformationer baserade på laboratorieundersökningar.

Av FIG. 23 att döma synes den elastiska hävningen inte bli större än ca 0,5 % av schaktdjupet.



### 8.5 Plastisk hävning

Vid höga skjuvspänningsnivåer dvs med värden på  $N$  över 4, kan man räkna med plastiska deformationer i en lera. En bestämning av den spänningsnivå där plastiska deformationer uppkommer kräver i princip att en serie krypprov utförs under temperaturkontrollerade förhållanden på laboratorium. Dessa försök kräver att laboratoriepersonalen är van och att de prover man utför försöken på är i möjligaste mån ostörda. Denna typ av kryppförsök kommer därför inte att bli några rutinförsök.

Vid laboratorieförsök har man vidare ett problem att bestämma. I och med att ett prov av en vattenmättad lera har tagits upp från ett visst djup och placerats i en provningsanordning har totalspänningarna ändrats och porvattentrycket i lerprovet har blivit negativt. Detta gäller även för vad vi betraktar som ostörda prover. Det prov som man avser att prova på laboratoriet påverkas alltså av andra spänningar än vad som var fallet i fält. Genom att rekonsolidera provet till de spänningar som rådde i fält kan man i viss mån eliminera de störningar som provet fått vid och efter provtagningen.

Man har därför i fält på olika sätt försökt att bestämma förhållandet mellan spänning och deformation i en jord genom att bestämma olika moduler i jorden.

Ett sätt är att bestämma den så kallade pressiometermodulen genom pressiometerförsök, vilka är utvecklade av Menard (1957). Försöken utförs i korthet på följande sätt: Genom en provbelastning in situ bestämmer man formändringarna och brottlasten i jorden under vissa skjuvspännings-tillstånd. Belastningen görs med en pressiometer, som består av en cylindrisk mätkropp som sänks ner i ett förborrat hål i jorden. Mätkroppen är tredelad och cylinderytorna består av specialarmerat gummi. Samma tryck påförs de tre cylindrarna, varefter man mäter tryck och volym-

förändring i cylindern i mitten. Man försöker härigenom att i möjligaste mån uppnå ett plant deformationstillstånd för den mellersta cylindern. På basis av mätresultat och experimentellt bestämda faktorer som ingår i beräkningsmetoden för sättningar, kan man bestämma den så kallade pressiometermodulen. Pressiometern har sin största användning i friktionsjordar och fasta leror.

Ett annat sätt är att i jorden bestämma modultalet med en fältkompressometer, Janbu & Senneset (1973). I princip består kompressometern av en skruvplatta som är monterad på en hydraulisk domkraft. Plattan kan skruvas ned till önskat djup antingen mekaniskt eller manuellt. Vid det aktuella djupet utför man ett belastningsförsök, varvid man efter utförd tolkning kan få ett värde på den vertikala kompressionsmodulen. Normalt arbetar man med plattor med maximalt ca 200 cm<sup>2</sup> yta i sand. Härvid får man med den utrustning som nu finns en maximal belastning på ca 700 till 800 kPa. I lera har man hittills använt kompressometern vid bestämning av förkonsolideringstrycket och sättningsegenskaperna i torrskorpan hos en lera.

En metod som man med tiden skulle kunna utveckla vid undersökning av lerors deformationsegenskaper är vingborrning. Det är en snabb och billig undersökning som efter en viss standardisering kan medföra att man får jämförbara resultat. Genom att kalibrera metoden med inträffade skred kan man få en uppfattning om de korrektionsfaktorer som krävs. På detta sätt har Bjerrum et al (1972) infört faktorer för anisotropi och varierande plasticitet.

I allmänhet gäller att den odränerade skjuvhållfasthet man får vid vingborrförsök är högre än resultat erhållna vid konförsök. I bland kan avvikelserna vara upp till ca 20 %.

De typer av vingborr som för närvarande används av typ SGJ och typ Nilcon i framför allt lösa och medelfasta

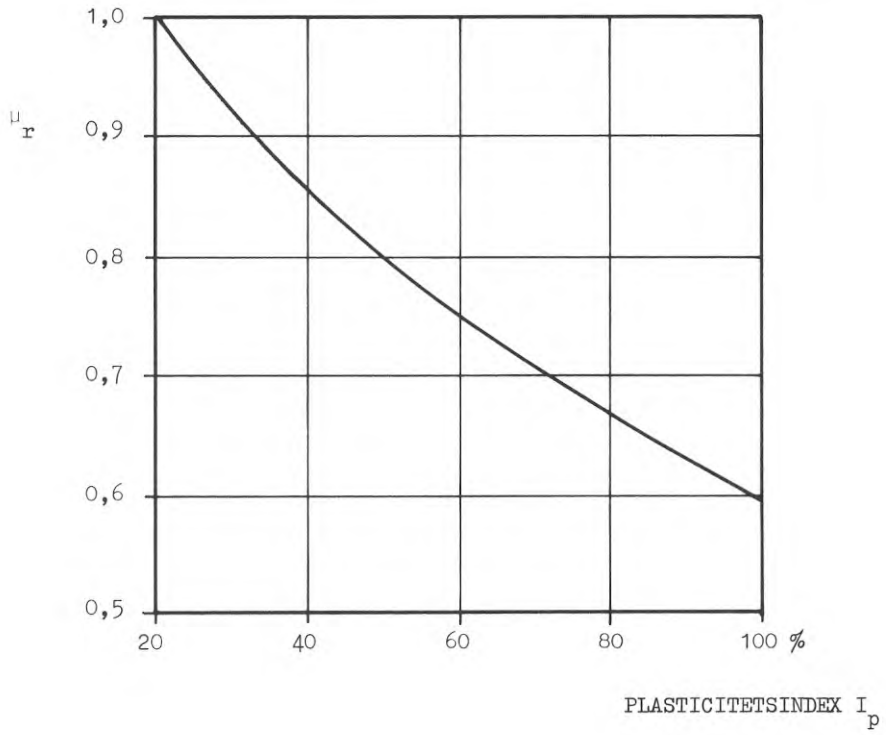
leror har under åren utvecklats till att bli praktiska fältredskap. Det är dock en hel del felkällor som kan uppkomma vid vingborrförsök. Det är bl a oklart hur brottbilden ser ut utanför vingen och vilken omfattning deformationerna får. Man kan få en betydande torsion i stängerna som trots en glappkoppling (typ Nilcon) inte går att undvika helt.

Det står också klart att man får tidseffekter vid vingborrförsök. I samband med fältstudier av kohesionsspålar i lös lera fann bl a Torstensson (1973) att skjuvhållfastheten bestämd 1 dygn efter vingens neddrivning var 1,2 ggr hållfastheten vid brott 5 min efter neddrivning av vingen. Skjuvhållfastheten visade sig även vara starkt beroende av vingens rotationshastighet. Lerans plasticitetsindex var på försöksplatsen i medeltal lika med 55 %.

Wiesel (1974) har vid en omfattande serie vingborrförsök med bl a en forskningsvingborr som var försedd med inbyggda trådtöjningsgivare fått liknande resultat.

Vingborren uppvisar som synes i sitt nuvarande skick en hel del brister och oklarheter som trots vissa förbättringar kommer att kvarstå. Metoden är dock vanligen förekommande och jämförd med pressiometer och fältkompressometer går undersökningen snabbt att utföra och utvärdera. Vissa korrektioner måste göras vid utvärderingen.

Med hänsyn till vad som ovan sagts om lerans odränerade skjuvhållfasthet - eller snarare kritiska skjuvspänning, Bjerrum (1972) - kunde denna bestämmas ur ett vingborrförsök om hänsyn tas till lerans plasticitet. En korrektion skulle därvid göras enligt diagram på FIG. 24. Med kännedom om lerans skjuvhållfasthet kan man beräkna faktorn  $N$  och härigenom få en uppfattning om vilken spänningsnivå man har vid schaktbotten. Ju högre värde på  $N$  desto högre spänningsnivå enligt vad som tidigare sagts.



$$\tau_{red} = \mu_r \cdot \tau_f$$

FIG. 24 Empirisk reduktionsfaktor med hänsyn till plasticitetsindex (Bjerrum 1973).

Vid värden på  $N$  över 4 är det dessutom viktigt att man har kännedom om lerans arbetskurva dvs sambandet mellan skjivspänning och deformation. En viss uppfattning om detta kunde man få ur vingborrförsök som får fortsätta förbi brott. Det värde man då får på lerans hållfasthet vid stora deformationer den s k residual- eller resthållfastheten kan grovt tjäna som underlag för lerans förmåga att ta upp stora deformationer.

Att i förväg grovt kunna bestämma brottdeformationen är viktigt, vilket framgår av att Terzaghi (1943) redovisar att den normalkonsoliderade leran i Chicago vid brott i ett tryckförsök uppvisade en deformation av ca 8 %. Vid observationer på tunnelbanebygget framgick tämligen tydligt att lerans hållfasthet började sjunka så snart deformationen översteg 1 %.

På basis av s k snabba krypförsök kan man få en grov uppfattning om lerans tendenser till krypning. Vid ett direkt, så långt möjligt, odränerat skjuvförsök med laststeg om 1 kPa påför man varje laststeg med 1 minuts mellanrum. Kryphastigheten mäts därvid under de sista 15 s vid varje laststeg. Lerans odränerade brottskjuvspänning har dess förinnan bestämts ur ett direkt skjuvförsök.

På SGI, där metoden med snabba krypförsök har utvecklats, har dubbla försök utförts på prover från Upplands Väsby och Tumba. Man har därvid valt att i ett diagram avsätta förhållandet mellan skjuvspänning och brottskjuvspänning längs abskissan. På FIG. 25 och 26 visas resultatet från försöken. Man ser att när skjuvspänningsförhållandet överstiger 0,8 (motsvarar en säkerhetsfaktor av ca 1,3) växer kryphastigheten mycket snabbt.

Vid i huvudsak samma spänningsnivå i fält ( $N$  lika med ca 7) var hävningen i Tumba ca 5 mm/dygn och ca 7 mm/dygn i Upplands Väsby.

I plastiska leror måste man dessutom beakta sensitiviteten vid sin bedömning av krypningen.

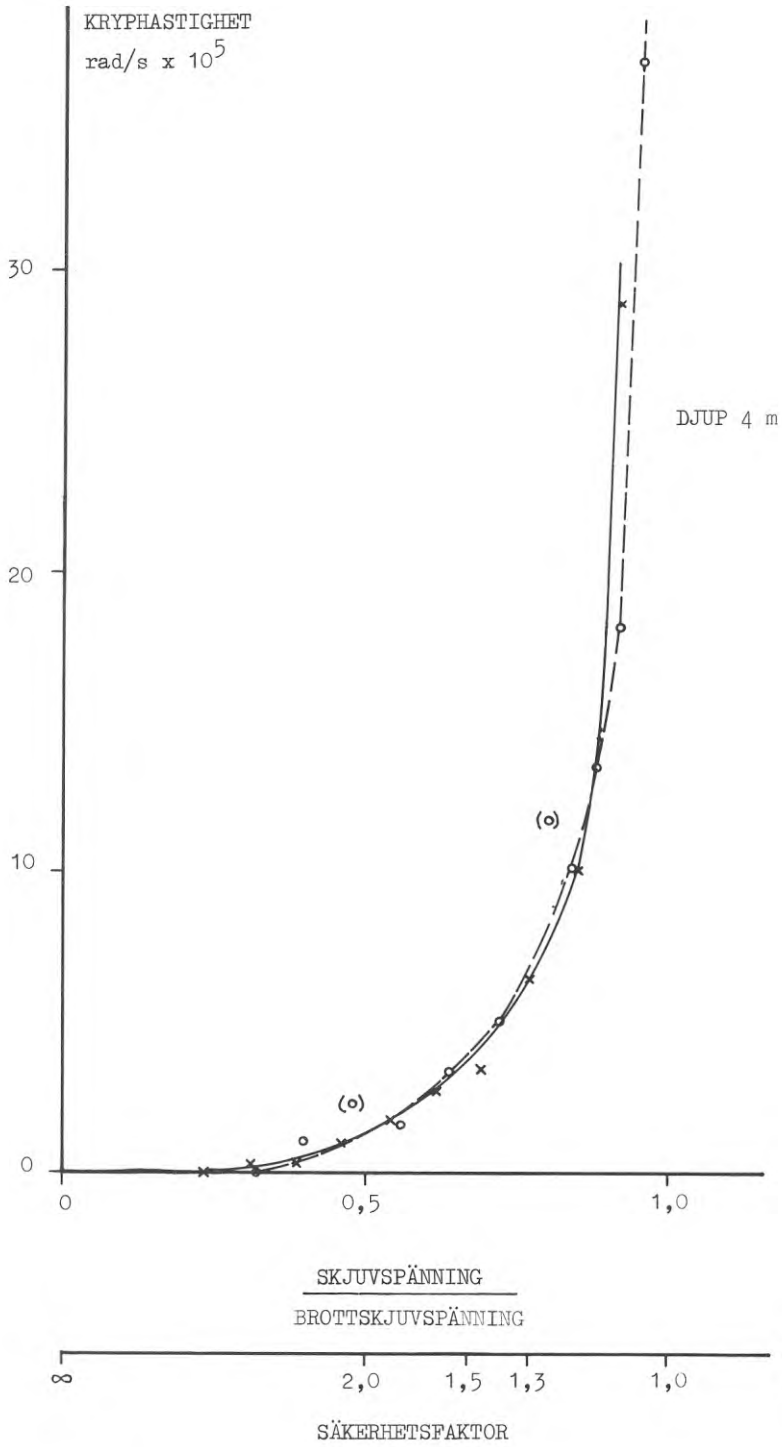


FIG. 25 Krypförsök på lera, Tumba.

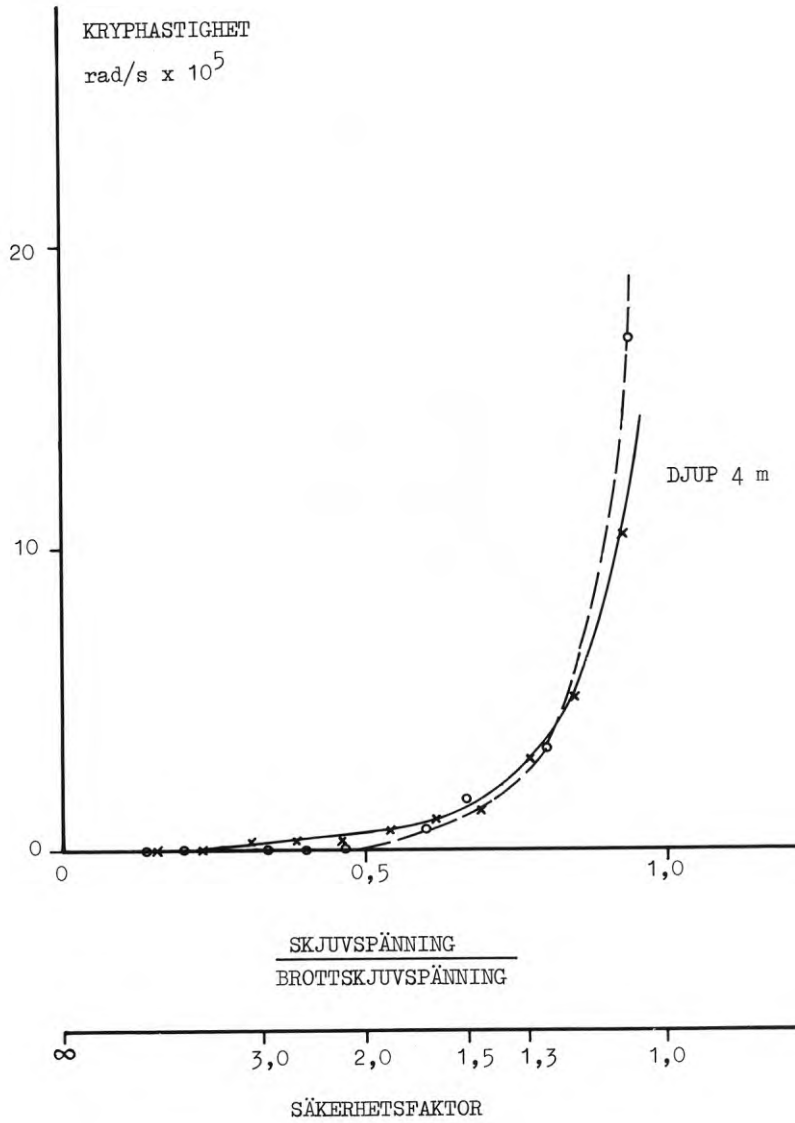


FIG. 26 Krypförsök på lera, Upplands Väsby

## 9. SLUTORD

I samband med schakter inom spont i lös lera får man vanligen stora utböjningar i sponten trots noggrannt utförande. Detta gäller speciellt där den fasta bottnen inte ligger nära schaktbottnen. Vidare kan man få sättningar i marken utanför sponten, vilket har behandlats av Peck (1969).

Till följd av avlastningen får man även vissa deformationer i schaktbottnen. Vid låga spänningsnivåer blir hävningen i bottnen elastisk medan vid höga spänningsnivåer blir hävningen plastisk och tidsberoende.

Vid en kompenserad grundläggning där inga tilläggsspänningar vid återbelastning uppkommer på den underliggande leran räknar man normalt inte med några sättningar utöver en viss ytlig störning av schaktbottnen. Det har dock visat sig i ett flertal fall att man får sättningar i den färdiga konstruktionen trots full kompensation. Det är därför av stor vikt att man i förväg kan avgöra när sättningar uppkommer.

Genom att studera litteraturen om utförda schakter där hävnings- och i vissa fall sättningsmätningar har utförts samt genom mätning i fält av deformationerna vid två schakter i Tumba och Upplands Väsby, har det visat sig att stora hävningar och sättningar uppkommer i leran då schakten är så djup att skjuvspänningsnivån når över ett visst tröskelvärde. Skjuvspänningsnivån kan uttryckas med hjälp av faktorn  $N$ . Vid värden på  $N$  över 4 blir hävningen tidsberoende och sättningen blir vanligen inte lika stor som hävningen. Detta synes vara mera påtagligt i sensitiva, plastiska till högplastiska leror.

I och med att deformationen är tidsberoende vid värden på  $N$  större än 4 är det viktigt att schaktens öppethållande begränsas och att hänsyn tas till deformationerna vid be-



stämning av grundläggningsnivån. Ju högre spänningsnivå man har vid schaktbotten desto större blir hävningen och desto kortare blir tiden till brott.

Lösa, plastiska leror uppvisar vanligen en spännings-deformationskurva som når ett markerat toppvärde vid brott varefter följer en snabb reduktion av hållfastheten. Man talar då om ett sprött brott.

Av de i litteraturen redovisade fallen och av resultat från fältförsöken blir hävningen i schaktbotten ca 0,5 % av schaktdjupet då N är mindre än 4. Vid värden på N över 4 kan hävningen, som då växer med tiden, bli av storleksordningen 2 % av schaktdjupet. Den sättning som uppkommer vid återbelastning kan bli större än hävningen i det senare fallet. Det underlag som ovan angivna data baseras på är dock begränsat och fler resultat från hävnings-/sättningsmätningar erfordras för en säkrare bedömning av deformationerna i schaktbotten.

Vid djupa schakter i plastisk lera bör därför bl a följande beaktas:

- Med hänsyn till de deformationer som kan uppkomma i en schaktbotten av lera bör spänningsnivån vid färdig schakt bestämmas och uttryckas med en bärighetsfaktor N lika med  $\frac{\gamma \cdot D}{\tau_f}$ .
- Lerans odränerade skjuvhållfasthet bestäms med ett vingborrförsök, varvid korrektion görs med hänsyn till plasticiteten.
- Lerans tendens till krypning undersöks genom ett s k snabbt krypförsök.
- Hävningen i schaktbotten uppskattas ur ett i rapporten redovisat diagram, varvid hänsyn tas till schaktens öpethållande.
- Den sättning som uppkommer vid återbelastning måste beaktas vid bestämning av grundläggningsnivån.

## 10. REFERENSER

Alte, B, 1968, Sättningsobservation av ledningsbrunnar för tryckt avloppsledning. Inlägg vid Nordiska geoteknikermötet i Göteborg.

Bergfelt, A, 1967, Results from deformation measurings in soft clay at dredging and dry-pumping. Chalmers tekniska högskola, Handlingar nr 317, Göteborg.

Bjerrum, L, & Eide, O, 1956, Stability of strutted excavations in clay. Geotechnique, Vol. 6, No 1, London.

Bjerrum, L, 1964, Relasjon mellom målte og beregnede setninger av byggverk på lerie og sand. (Norges geotekniske institutt) NGF-föredraget 1964, Oslo.

Bjerrum, L, Frimann Clausen, C, J, et Duncan, J, M, 1972, Stability of flexible structures. General report, Fifth Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Madrid.

Boussinesq, J, 1885, Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. (Gauthiers-Villars) Paris.

Bozozuk, M, 1963, The modulus of elasticity of Leda clay from field measurements. Canadian geotechnical journal, Vol. 1, No 1.

D'Appolonia, D, & Lambe, W, 1971, Floating foundations for control of settlement. Journal of the Soil and foundations division, Vol. 97, SM 6, Ann Arbor, Michigan.

Geuze, E, C, W, A & Tan, T, K, 1953, Rheological properties of clays. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Zürich.

Geuze, E, C, W, A, 1966, Rheological and mechanical models of saturated clay particle systems, Rheology and soil mechanics. (Springer-Verlag.) Berlin.

Høeg, K, Andersland, O, B & Rolfsen, E, N, 1969, Undrained behaviour of quick clay under load tests at Åsrum. Geotechnique, Vol. 19, No 1, London.

Janbu, N, 1970, Grunnlag i geoteknikk. (Tapir) Trondheim.

Lambe, T, W, 1962, Pore pressures in a foundation clay. Journal of the Soil mechanics and foundations division, Vol. 88, SM 2, Ann Arbor, Michigan.

Lambe, T, W, 1967, Stress path method. Journal of the Soil mechanics and foundations division, Vol. 93, SM 6, Ann Arbor, Michigan.

Lambe, T, W, 1968, The behavior of foundations during construction. Journal of the Soil mechanics and foundations division, Vol. 94, SM 1, Ann Arbor, Michigan.

Magnusson, O, 1970, Synpunkter angående sättningar för ledning och brunnar. (AB Skånska Cementgjuteriet), Opublicerad stencil, Stockholm.

Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Vaterland 1, km 1.373. 1962, Technical Report No 6, (Norwegian Geotechnical Inst.) Oslo.

Measurements at a strutted excavation, Oslo subway, Vaterland 3, km 1.450. 1962, Technical Report No 8, (Norwegian Geotechnical Inst.) Oslo.

Menard, L, 1957, Mésures in situ des propriétés physique des sols. Ann. des Ponts et Chaussées.

Peck, R, 1943, Earth-pressure measurements in open cuts, Chicago subway, Transactions ASCE, 108, New York.

Peck, R, B, 1969, Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the art report. Seventh Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Mexico.

Pusch, R, 1970, Viskösa, elastiska och plastiska sättningar. (Svenska Teknologföreningens kursverksamhet) Stockholm.

Serota, S, & Jennings, R, A, J, 1959, The elastic heave of the bottom of excavations. Geotechnique, Vol. 9, No 1, London.

Simons, N, 1957, Settlement studies on two structures in Norway. Proceedings, Fourth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. London.

Skempton, A, W, 1951, The bearing capacity of clays. Building Research Congress, Papers, Div. 1, part 3, London.

Skempton, A, W, & Henkel, D, J, 1957, Tests on London clay from deep borings at Paddington, Viktoria and South Bank. Proceedings, Fourth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. London.

Terzaghi, K, 1943, Theoretical soil mechanics. (J, Wiley & Sons Inc.) New York.

Terzaghi, K, & Peck, R, 1967, Soil mechanics in Engineering Practice. (J, Wiley & Sons Inc.) New York.

Tschebotarioff, G, 1951, Soil mechanics, foundations and earth structures. (Mc Graw - Hill Book Co, Inc.) New York.

Ward, W, H, Samuels, S, G, & Butler, M, E, 1959, Further studies of the properties of London clay. Geotechnique, Vol. 9, No 2, London.

Wiesel, C, E, 1974. (Personlig information).













**R21: 1975**

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag C 425  
från Statens råd för byggnadsforskning till AB Skånska Cementgjuteriet.**

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

**Pris: 19 kronor + moms**