



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

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



**Rapport** BSM

**R41:1972**

**Sättningar hos cirkulära,  
stela fundament  
på friktionsjord**

**Inverkan av dynamisk  
förbelastning**

**Sture Eresund**

**Byggforskningen**

# Sättningar hos cirkulära, stela fundament på friktionsjord. Inverkan av dynamisk förbelastning

## Sture Eresund

Genom den ökande koncentrationen av bebyggelse till större städer måste byggnadsverk allt oftare uppföras på från grundläggningssynpunkt olämplig mark. Särskilt svåra problem uppstår när byggnader med stor tyngd per ytenhet uppförs på områden med mäktiga lager av lös lera. För att undvika stora och ojämna sättningar blir det ofta nödvändigt att med pålar föra ned lasten från byggnaden till fast botten. Två huvudtyper av pålar förekommer, slagpålar och borrhålar (grävpålar). Slagpålen slås ned från markytan. Borrhålen, som vanligen är av betong, gjuts i ett borrhål eller grävt hål i jorden. Borrhålen kan utföras med stor diameter och är därför särskilt lämplig när stora, koncentrerade laster skall föras ned. Den kan då med fördel ersätta en grupp slagpålar.

När den lösa leran vilar på fast lagrad friktionsjord beror kostnaden för en grundläggning med borrhålar i hög grad på det spetsstryck och den mantelfriktion som kan tillätas. Den klart lägsta grundläggningkostnaden erhålls om pålmaterialet kan utnyttjas utan att pålen behöver föras ned i friktionsjorden. Detta förhållande gav impulsen till en undersökning av förutsättningarna för grundläggning med borrhålar nedförda till fast lagrad friktionsjord täckt av lös lera. I undersökningen representeras den lösa leran av ett jämnt fördelat överlagringstryck, FIG. 1.

Tillåten last för borrhålar nedförda till friktionsjord begränsas normalt av sättningarnas storlek och ej av brotlasten dividerad med en säkerhetsfaktor. Detta innebär att jordens bärförmåga ej kan utnyttjas helt. En undersökning av möjligheten att minska sättningarnas storlek genom dynamisk förbelastning med fallhejare bedömdes därför vara av stort, praktiskt värde.

### Forskningsstationen

För den experimentella delen av undersökningen uppfördes en forskningsstation kring en 2,15 m djup låda av betong med planmåten 2 m x 5 m. Lådan fylldes med sandigt grus packat med en eldriven vibratorplatta i 0,10 m lager. Ett jämnt fördelat överlagringstryck påfördes mot ytan genom att en serie flata gummiblåsor, täckta av förankrade trälöck, fylldes med tryckluft. Genom ett hål i ett av locken utfördes statiska och dynamiska belast-

ningsförsök vid överlagringstrycken 50, 100 och 150 kN/m<sup>2</sup> på ett cirkulärt, stelt fundament med 0,25 m diameter. Den statiska belastningen ökades stegvis. Den dynamiska belastningen åstadkoms med en fallhejare. Under stöten mättes acceleration och spänning i fundamentet. Fallhöjd och antal slag varierades. Huvuddelen av försöken gjordes på vattenmättat grus.

### Resultat

Undersökningen visar, för både fuktig och vattenmättad jord, att upprepad dynamisk belastning med fallhejare har deformationshårdnande verkan vid de här använda överlagringstrycken. Detta avspeglar sig i att den permanenta sättningen per slag  $s_{pl}$  och förhållandet mellan permanent och maximal sättning per slag  $s_{pl}/s_{max}$  minskar med ökat antal slag. När förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  vilket kan uppfattas som ett mått på den grad av plasticering som inträffar under ett slag, minskat till 0,10, tyder försöken på att fortsatt dynamisk belastning med samma fallhöjd har liten deformationshårdnande verkan.

En jämförelse mellan resultaten av statiska och dynamiska belastningsförsök visar, att sättningarna vid

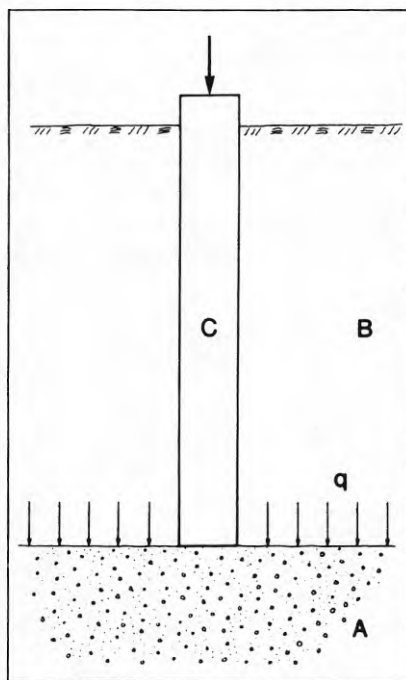


FIG. 1. Undersökt system. A, fast lagrad friktionsjord; B, lös lera ersatt av ett ekvivalent, jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ ; C, cirkulärt, stelt fundament.

# Bygghorsningen Sammanfattningar

## R41:1972

Nyckelord:

grundläggning (borrpålar, slagpålar), sättningar (friktionsjord), fundament, förbelastningsförsök

Rapport R41:1972 avser anslag C 439 från Statens råd för byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola, institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.

UDK 624.154  
624.131.542  
SfB (17)  
ISBN 91-540-2072-7

Sammanfattning av:

Eresund, S, 1972, *Sättningar hos cirkulära, stela fundament på friktionsjord. Inverkan av dynamisk förbelastning.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R41:1972, 168 s., ill. 27 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

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

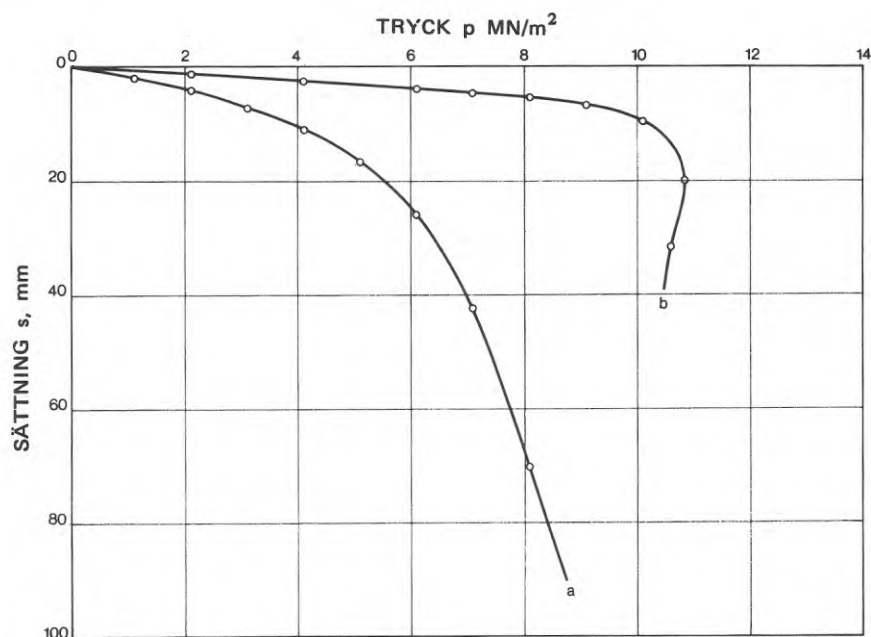


FIG. 2. Exempel på inverkan av dynamisk förbelastning. Resultat av statiska belastningsförsök på vattenmättat grus vid överlagringsstrycket 100 kN/m<sup>2</sup>. Kurva a, förstagångsbelastning. Försök 5:2; Kurva b, efter dynamisk förbelastning. Försök 5:3.

statisk belastning kan förutsägas med ledning av dynamisk elasticitetsteori och uppmätta stötförlopp vid belastning med fallhejare. Precisionen ökar med minskad belastningshastighet och minskad grad av plasticering per slag. Försöken visar att belastningshastigheten kan minskas med en slagdyna av gummi.

När graden av plasticering minskat till 0,10, som bedöms vara en praktisk gräns vid dynamisk förbelastning med fallhejare, visar efterföljande statiska belastningsförsök starkt minskade sättningar jämfört med förstagångsbelastning, FIG. 2.

Resultaten från den gjorda undersökningen innebär, att tillåten last på borrhälar nedförda till fast lagrad friktionsjord bör kunna ökas avsevärt genom dynamisk förbelastning.

### Förslag till utrustning

Ett förslag till utrustning visas i FIG. 3. Den består av en slagsko, som lämnas kvar i jorden, ett slagrör försett med slaghuvud och en slagdyna av gummi

samt en fallhejare vars massa bör uppgå till minst 4 t per m<sup>2</sup> av pålens tvärsnittsarea. Permanent och maximal sättning per slag mäts vid markytan. Stötkraften bör mätas i slagröret nära dess nedre ände.

Efter schaktning inom foderrör avjämnas botten med grus varefter slagsko och slagrör sänks ned. Förbelastningen görs i etapper. Varje etapp består av en serie slag med konstant fallhöjd. Genom att begränsa fallhöjden så att den permanenta sättningen per slag minskar med ökat antal slag får belastningen deformationshårdnande verkan. Varje slagserie avslutas först när förhållandet mellan permanent och maximal sättning per slag minskat till ca 0,10. Sambandet mellan statisk last och sättning kan då med tillräcklig noggrannhet antas vara rätlinjigt till en last och en sättning lika med den maximala stötkraften och den maximala sättningen vid sista slaget. Tillåten last på pålen bör med hänsyn till risken för brott i jorden kunna sättas lika med den maximala stötkraften dividerad med en säkerhetsfaktor på 2.

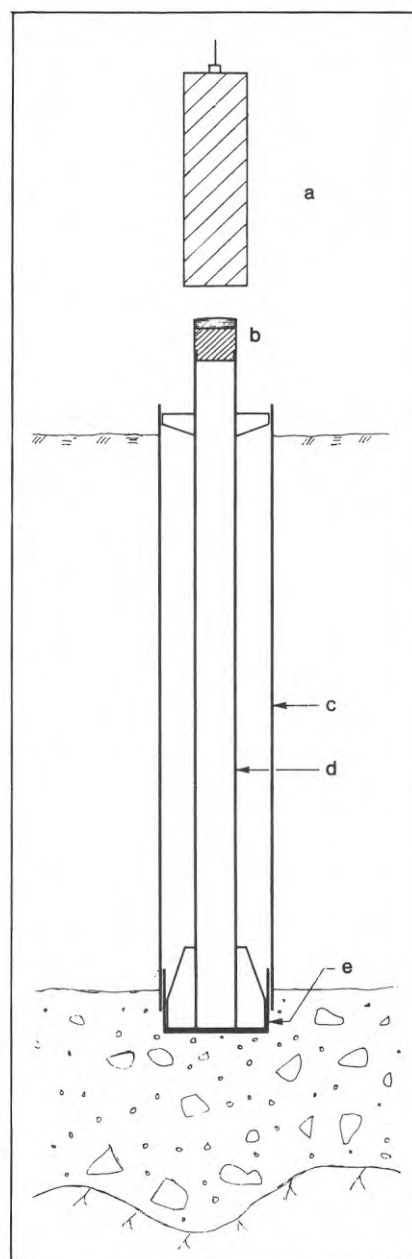


FIG. 3. Förslag till utrustning för dynamisk förbelastning vid grundläggning med borrhälar, a, hejare; b, slaghuvud; c, foderrör; d, slagrör; e, slagsko.

Beroende på den last som pålen skall uppbära avgörs efter varje etapp om förbelastningen kan avslutas eller om den skall fortsätta med högre fallhöjd.

# Settlements of circular, rigid foundations on non-cohesive soil. Influence of dynamic preloading

Sture Eresund

The investigation deals with settlements at static and dynamic loading of a circular, rigid foundation on dense, non-cohesive soil. It specially deals with impulsive loading from a drop hammer and its effect on settlements at subsequent static loading. The non-cohesive soil is loaded with a uniform overburden pressure  $q$ , representing the weight of loose soil around a deep foundation, FIG. 1.

## The research station

For the experimental investigation a research station was built, containing a  $2\text{ m} \times 5\text{ m}$  concrete shaft with a depth of 2.15 m. After filling the shaft with a sandy gravel, compacted in layers with a vibrating plate compactor, a uniform overburden pressure was applied to the surface with the aid of flat, inflated rubber bags covered by reaction lids. Through a hole in one of the lids, static and dynamic load tests were performed on a circular, rigid foundation with a diameter of 0.25 m at overburden pressures of 50, 100 and  $150\text{ kN/m}^2$ . The static load was increased in steps. The dynamic load was applied with a drop hammer. Height and number of blows were varied. Dynamic load versus settlement was calculated from values of stress and acceleration versus time,

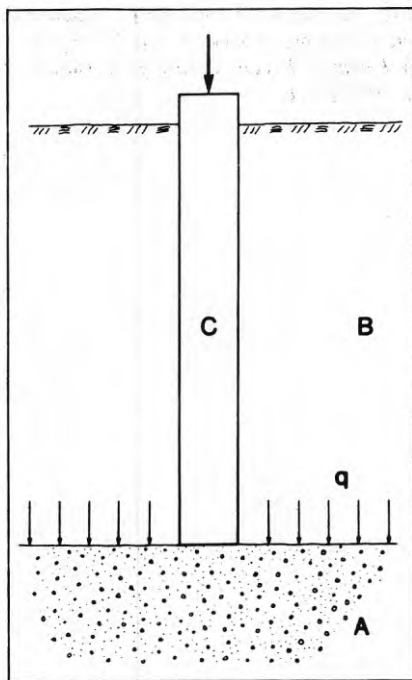


FIG. 1. Investigated system. A, dense, non-cohesive soil; B, soft clay replaced by an equivalent uniform overburden pressure  $q$ ; C, circular, rigid foundation.

measured at midheight of the foundation. Most of the tests were made on saturated gravel.

## Results

The experimental investigation shows, for both moist and saturated soil, that repeated dynamic loading with a drop hammer has a hardening effect on the soil within the actual range of overburden pressures. This fact is reflected in a gradual decrease in both the permanent settlement per blow  $s_{pl}$  and the ratio between permanent and maximum settlement per blow  $s_{pl}/s_{max}$ . When the ratio  $s_{pl}/s_{max}$ , which can be regarded as a measure of the degree of plastic yield that occurs during a blow, has decreased to a value of 0.10, continued dynamic loading with the same height of fall seems to have little hardening effect.

A comparison between the results of static and dynamic load tests shows that settlements at static loading can be predicted from a dynamic load test with a drop hammer and dynamic theory of elasticity. The accuracy increases with decreasing rate of loading and degree of plastic yield  $s_{pl}/s_{max}$ . The tests show that the rate of loading can be decreased with a rubber cushion placed on top of the foundation.

When the degree of plastic yield has decreased to 0.10, which is judged to be a practical limit for this type of preloading, subsequent static load tests show strongly reduced settlements compared to first loading, FIG. 2.

The results of the investigation imply that dynamic preloading with a drop hammer can be used both to reduce and to predict settlements at subsequent static loading. An equipment suggested for preloading of the soil beneath the tip of a bored pile is shown in FIG. 3.

## National Swedish Building Research Summaries

R41:1972

Key words:

foundation (bored piles, driving piles), settlements (non-cohesive soil), foundation, preloading tests

Report R41:1972 has been supported by Grant C 439 from the Swedish Council for Building Research to Chalmers University of Technology, Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Gothenburg.

UDC 624.154  
624.131.542  
SfB (17)  
ISBN 91-540-2072-7

## Summary of:

Eresund, S, 1972, *Sättningar hos cirkulära, stela fundament på friktionsjord. Inverkan av dynamisk förbelastning. Settlements of circular, rigid foundations on non-cohesive soil. Influence of dynamic preloading.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R41:1972, 168 p., ill. 27 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

## Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden

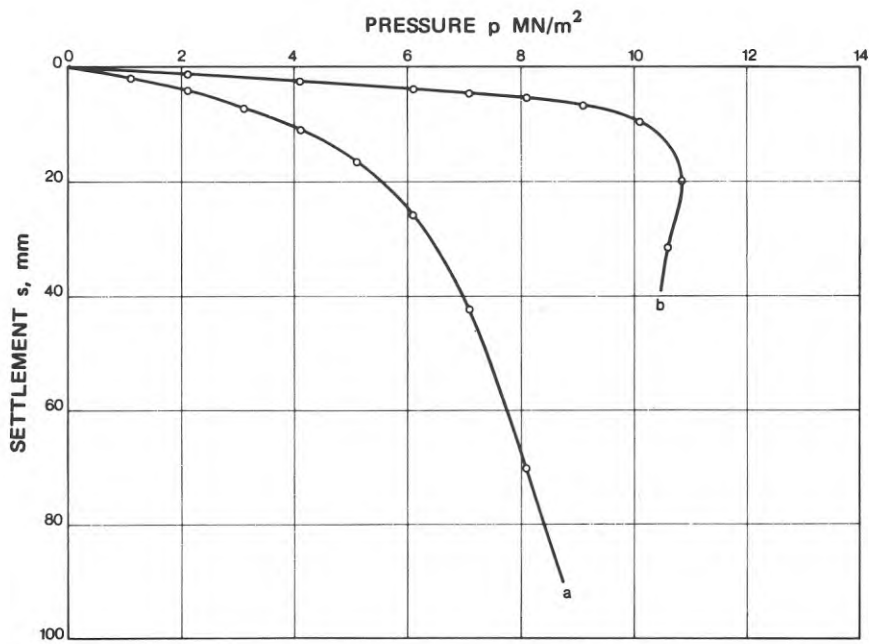


FIG. 2. Example showing effect of dynamic preloading. Results of static load tests on saturated gravel at overburden pressure of  $100 \text{ kN/m}^2$ . Curve a, first loading. Test 5:2; Curve b, after dynamic preloading. Test 5:3.

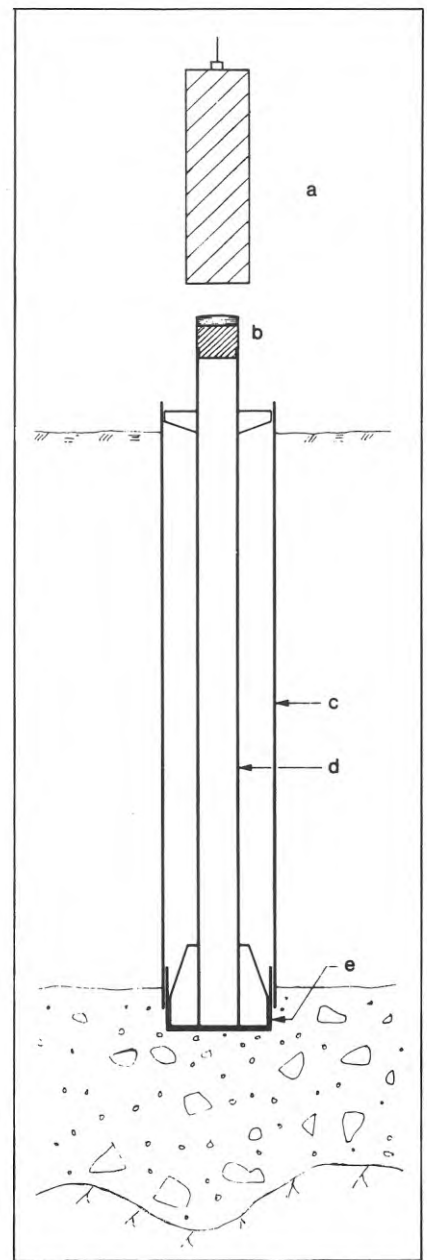


FIG. 3. Suggested equipment for dynamic preloading of soil beneath tip of bored pile, a, hammer; b, cap; c, casing; d, mandrel; e, driving shoe.

Rapport R41:1972

SÄTTNINGAR HOS CIRKULÄRA, STELA FUNDAMENT  
PÅ FRIKTIONSJORD  
INVERKAN AV DYNAMISK FÖRBELASTNING

SETTLEMENTS OF CIRCULAR, RIGID FOUNDATIONS  
ON NON-COHESIVE SOIL  
INFLUENCE OF DYNAMIC PRELOADING

av Sture Eresund

Denna rapport avser anslag C 439 från Statens råd för byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

## RÄTTELSER

Sid	Rad	Står	Skall stå
21	30	långt	långt
23	13	Lägs	Längs
24	2	Bräkningen	Beräkningen
39	10	okika	olika
42	19	$\sqrt{\sigma_3/\sigma_j}$	$\sqrt{\sigma_3/\sigma_j}$
44	28	frundamentet	fundamentet
47	32	med samma belopp	så att medeltrycket i provet hölls konstant
48	FIG. 21, 22	deformationshastighet $\epsilon_1$	deformationshastighet $\epsilon_1$
49	24	starkt	stark
56	FIG. 25	at the surface	on the surface
60	Ekv. 43	$v_s$	$v_S$
61	Ekv. 51	$\frac{v_R t_0}{B} \geq 2,5$	$\frac{v_S t_0}{B} \geq 1,53 \quad (\nu = 1/3)$
62	6	och $v_R$ sätts lika med $v_S$	(utgår)
62	Ekv. 53	$a_0 \leq 0,31$	$a_0 \leq 0,51$
63	14	I samtliga försök	I flertalet försök
74	20	5°	5° C
115	21	får	fås

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm  
ISBN 91-540-2072-7



# INNEHÅLL

## SAMMANFATTNING

## SUMMARY

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER .....	9
1 PROBLEM OCH MÅLSÄTTNING .....	12
2 TEORETISK OCH EXPERIMENTELL BAKGRUND.....	15
2.1 Moduler .....	15
2.2 Statisk belastning .....	20
2.3 Dynamisk belastning .....	46
3 EGNA FÖRSÖK .....	66
3.1 Omfattning .....	66
3.2 Betonglåda med belastningsanordningar .....	66
3.3 Utrustning för jordtrycksmätning .....	73
3.4 Den använda friktionsjordens egenskaper .....	76
3.5 Fyllning och packning .....	84
3.6 Jordtryck .....	92
3.7 Sonderingsmotstånd .....	95
3.8 Statiska belastningsförsök .....	99
3.9 Dynamiska belastningsförsök. Statiska belastnings- försök på dynamiskt förbelastad jord .....	106
4 ANALYS AV EGNA FÖRSÖK .....	114
4.1 Statisk belastning .....	114
4.2 Dynamisk belastning. Statisk belastning på dynamiskt förbelastad jord .....	122
5 SLUTSATSER .....	137
5.1 Statisk belastning .....	137
5.2 Dynamisk belastning .....	138
5.3 Statisk belastning på dynamiskt förbelastad jord .....	139
6 UNDERSÖKNINGENS PRAKTISKA BETYDELSE.....	141
7 LITTERATUR .....	143
BILAGOR .....	146

## FÖRORD

Undersökningen gjordes på institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers tekniska högskola med anslag från Statens råd för byggnadsforskning. AB Skånska Cementgjuteriet, AB Jacobson & Widmark och Svenska Byggnadsentreprenörföreningen bidrog ekonomiskt till den forskningsstation som byggdes inom projektets ram. AB Kwartssand bidrog med 40 ton sandigt grus. AB Borros hjälpte till med trycksondering och AB Vibroverken med laboratorievibrering. För viljan att satsa på projektet ber jag att få tacka dessa företag.

Institutionens föreståndare, professor Sven Hansbo, stödde helhjärtat projektet och bidrog med värdefulla råd. Erik Bengtsson byggde belastningsanordningarna. Sören Eskilson instrumenterade forskningsstationen och hjälpte till att utföra försöken. Hans Schönfelder mätte och registrerade stötförloppen. Rolf Larsson gjorde ödometer- och triaxialförsöken. Sören Eskilson och Ingemar Forsgren ritade figurerna. Barbro Sjövall skrev ut manuskriptet. Till dessa personer riktar jag ett varmt tack.

Göteborg den 1 juni 1972

Sture Eresund

## BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER

Beteckningar definieras när de första gången uppträder i texten. De som förekommer flera gånger har sammanställts nedan.

A	area
$a_0$	frekvensfaktor, definierad av ekv. 36
B	bredd, diameter hos fundament
$C_k$	koefficient som beskriver fjäderkonstantens frekvensberoende, definierad av ekv. 39
$C_c$	koefficient som beskriver dämpningskonstantens frekvensberoende, definierad av ekv. 40
c	dämpningskonstant
D	grundläggningsdjup
d	korndiameter
E	elasticitetsmodul för ett idealelastiskt medium
$E_t$	elasticitetsmodul (tangentmodul) för jord
e	portal
f	frekvens
G	skjuvmodul
g	jordaccelerationen
$I_D$	lagringstäthet
K	huvudspänningsförhållande, jordtryckskoefficient
k	fjäderkonstant
M	kompressionsmodul
$M_s$	sättningsmodul, definierad av ekv. 6
$M_{s0}$	sättningsmodul i origo
$\bar{M}$	förstoringsfaktor, definierad av ekv. 34
m	massa
m	modultal
$N^0$	bärighetsfaktor för cirkulärt fundament, definierad av ekv. 22
n	porositet
P	kraft

$P_0$	amplitud hos pulserande kraft
$P_{\max}$	maximal stötkraft
$P_f$	statisk brottlast
$p$	medeltryck mot basyta av fundament
$P_{\max}$	maximalt stöttryck
$P_f$	statiskt brottryck
$q$	överlagringstryck
$s, \dot{s}, \ddot{s}$	sättning, hastighet, acceleration (hos fundament)
$s_1$	sättning en minut efter laststeg
$\Delta s$	krypning under tidintervallet en till två minuter efter laststeg
$s_{\max}$	maximal sättning vid stötbelastning
$s_{pl}$	permanent sättning vid stötbelastning
$t$	tid
$t_0$	tid från början av stöt till maximal stötkraft
$u$	portryck
$v_R, v_S, v_P$	utbredningshastighet hos ytvåg, skjuvvåg, kompressionsvåg
$w$	vattenhalt
$\beta$	spänningsexponent
$\gamma$	densitet
$\gamma'$	effektiv densitet (densitet under vatten, reducerad enl. Arkimedes' princip)
$\gamma_d$	torrdensitet
$\gamma_w$	vattnets densitet
$\epsilon, \dot{\epsilon}$	deformation (relativ), deformationshastighet
$\epsilon_1$	deformation i största huvudspänningsriktning
$\epsilon_v$	deformation i vertikalled
$\nu$	kontraktionstal
$\sigma$	normaltryck
$\sigma'$	effektivt normaltryck

$\sigma_1, \sigma_3$	största och minsta huvudspänning
$\sigma_v, \sigma_h$	vertikal- och horisontaltryck
$\sigma_j$	jämförelsetryck
$\phi$	friktionsvinkel
$\varphi$	fasförskjutning, definierad av ekv. 34
$\omega$	vinkelhastighet
(1)	anger förstagångsbelastning
(2)	anger återbelastning

## 1 PROBLEM OCH MÅLSÄTTNING

Genom den koncentration av bebyggelse till större städer som sker måste byggnadsverk uppföras på från grundläggningsynpunkt allt sämre mark. Särskilt svåra problem uppstår när byggnader med stor tyngd per ytenhet uppförs på områden med mäktiga lager av lös lera. För att undvika stora och ojämna sättningar blir det ofta nödvändigt att med pålar föra ned lasten från byggnaden till fast botten.

Två huvudtyper förekommer, slagpålar och borrhålpålar (gräv-  
pålar). Slagpålen slås ned från markytan. Borrhålpålen, som vanligen är av betong, gjuts i ett borrhål eller grävt hål i jorden. Slagpålens bärförmåga bestäms normalt genom dynamisk provbelastning (stoppslagning) och pålen slås ned tills slagmotståndet svarar mot de krav som ställts upp. Borrhålpålens bärförmåga avgörs för närvarande bäst med ledning av statiska belastningsförsök i full skala. Borrhålpålen kan utföras med stor diameter och är därför särskilt lämplig när stora koncentrerade laster skall föras ned. Den kan då med fördel ersätta en grupp slagpålar.

En jordlagerföljd, som ofta kräver pålar till fast botten, består av ett mäktigt lager lös lera vilande på fast lagrad friktionsjord. Kostnaden för en grundläggning med borrhålpålar blir i detta fall i hög grad beroende på det spetstryck och den mantelfriktion som kan tillåtas. Den klart lägsta grundläggningskostnaden erhålls om pålmaterialet kan utnyttjas utan schaktning i friktionsjorden. Detta förhållande gav impulsen till en undersökning av förutsättningarna för grundläggning med borrhålpålar på en yta av fast lagrad friktionsjord täckt av lös lera. I undersökningen representeras den lösa leran av ett jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ , FIG. 1.

Som underlag för en korrekt dimensionering av en pålgrund fordras uppgift om pålarnas last - sättningsegenskaper och om tillåtna sättningar. Vid belastning av djupt liggande fundament på fast lagrad friktionsjord får last - sättningsskurvan det principiella utseende som visas i FIG. 2. Kurvan kan beskrivas med två rätlinjiga grenar O-A och B-C förbundna med en krökt gren A-B. Grenen B-C representerar ett kontinuerligt brottillstånd jämförbart med det som råder vid trycksondering. Om fundamentet avlastas från grenen B-C uppstår vid återbelastning D-E mycket små sättningar jämfört med de som orsakas av den första pålastningen O-A-B-C. Vid grundläggning med borrhålar nedförda genom lös lera till en yta av fast lagrad friktionsjord kommer sättningarna vid givet medelgrundtryck att öka med ökad påldiameter. I de fall när sättningarna och inte pålens brottlast dividerad med en säkerhetsfaktor bestämmer tillåtna grundtryck finns en möjlighet att höja dessa genom att utnyttja den förbelastningseffekt som här beskrivits. Statisk förbelastning blir emellertid lönsam endast när mothåll kan mobiliseras till lägre kostnad än kostnaden för i motsvarande grad ökat antal pålar. Normalt är så ej fallet. En av uppgifterna inom projektets ram blev därför att undersöka om en liknande effekt kunde åstadkommas genom dynamisk förbelastning. Projektets målsättning kan sammanfattas i följande tre punkter:

1. Undersökning av olika metoder för beräkning av sättningar vid statisk belastning.
2. Undersökning av inverkan av statisk och dynamisk förbelastning.
3. Undersökning av möjligheten att beräkna sättningar vid statisk belastning med ledning av dynamiska last - sättningsförlopp.

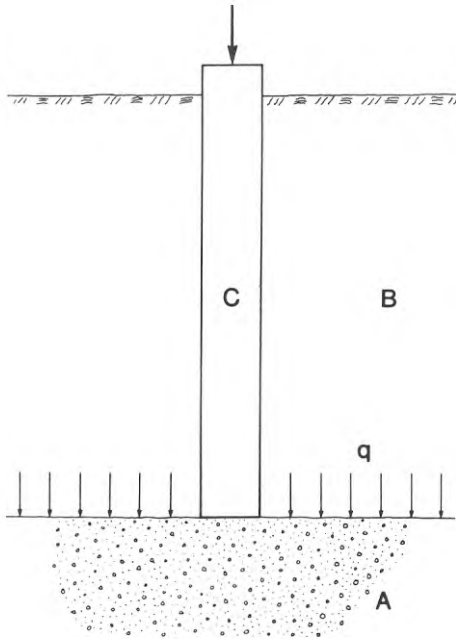


FIG. 1. Undersökt system. A. Fast lagrad friktionsjord. B. Lös lera ersatt av ett ekvivalent, jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ . C. Cirkulärt, stelt fundament.

Investigated system. A. Dense, non-cohesive soil. B. Soft clay replaced by an equivalent uniform overburden pressure  $q$ . C. Circular, rigid foundation.

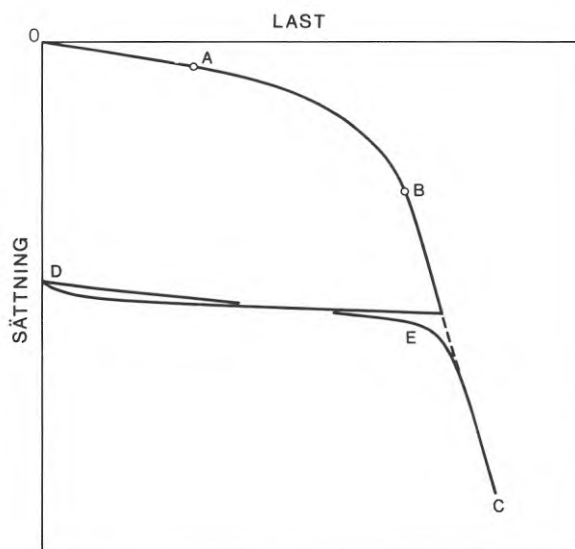


FIG. 2. Typisk last-sättningskurva för ett djupt liggande fundament på fast lagrad friktionsjord.  
Typical load-settlement curve of a deep foundation on dense non-cohesive soil.



## 2 TEORETISK OCH EXPERIMENTELL BAKGRUND

### 2.1 Moduler

En jord karakteriseras av att de deformationer som uppstår vid en given spänningsändring beror både på jordens spänningstillstånd och spänningshistoria. Deformationsegenskaperna brukar bestämmas genom belastningsförsök på cylindriska provkroppar.

Vid ödometerförsöket belastas provet axiellt vid förhindrad sidoutvidgning. Mellan axialtrycket  $\sigma'$  och kompressionen  $\epsilon$  råder normalt ett icke-linjärt samband. Kurvans lutning bestäms av tangentmodulen

$$M = \frac{d\sigma'}{d\epsilon} \quad (1)$$

som vanligen kallas kompressionsmodul. Dess spänningberoende kan enligt Ohde, Brinch Hansen, Janbu m. fl., jämför Janbu (1963), uttryckas genom sambandet

$$M = m \sigma_j \left( \frac{\sigma'}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (2)$$

där  $m$  = modultal

$\beta$  = spänningsexponent

$\sigma'$  = effektivt axialtryck

$\sigma_j$  = jämförelsetryck

Olika värden på  $m$  och  $\beta$  fordras för att beskriva förstagångsbelastning, avlastning och återbelastning.

Vid triaxialförsöket belastas provet axiellt mellan stela, cirkulära ändytor och radiellt med ett celltryck verkande mot en omslutande gummihud. Provets form förändras normalt

under ett försök genom att radiell expansion närmast ändytorna förhindras av friktionskrafter. Triaxialförsöket används framför allt för att bestämma jordars hållfasthetsegenskaper och utförs som standard med konstant celltryck och ökande axialtryck till brott eller till ca 15 procents axiell deformation. Triaxialförsöket används emellertid i ökande omfattning för att bestämma jordars deformationsegenskaper vilket sammanhänger med utvecklingen av den finita elementmetoden med vars hjälp det har blivit möjligt att beräkna spänningar och deformationer vid belastning av komplicerade icke-elastiska system.

Kondner & Zelasko (1963) har visat att förhållandet mellan deviatorspänningen  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  och den axiella deformationen  $\epsilon_1$  vid triaxialförsök på sand med konstant celltryck kan beskrivas med en hyperbel

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (3)$$

där a och b är experimentellt bestämda konstanter.  $1/a$  är ett mått på hyperbelns lutning i origo och  $1/b$  dess asymptot, FIG. 3. Det bör observeras att hyperbeln ej kan beskriva den minskning i deviatorspänning som ofta inträffar efter brott i fast lagrad friktionsjord. Kurvans lutning bestäms av tangentmodulen

$$E_t = \frac{d(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{d\epsilon_1} \quad (4)$$

som kan betraktas som en elasticitetsmodul eftersom  $\sigma'_3$  är konstant under försöket. Dess spänningsberoende kan enligt Duncan & Chang (1970) uttryckas genom sambandet

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi)}{2 \sin \phi} \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\sigma'_3} \right]^2 m \sigma_j \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (5)$$

där

- $m$  = modultal
- $\beta$  = spänningsexponent
- $\sigma'_1$  = effektivt axialtryck
- $\sigma'_3$  = effektivt radialtryck
- $\sigma_j$  = jämförelsetryck
- $\phi$  = friktionsvinkel bestämd genom triaxialförsök
- $R_f$  = förhållande mellan deviatorspänningen vid brott och hyperbelns asymptot

Duncan & Chang (1970) antog att ekv. 5 kunde användas för att beskriva elasticitetsmodulens spänningsberoende även för fall när radialtrycket ökade samtidigt med axialtrycket. De beräknade med hjälp av den finita elementmetoden bl. a. sättningen för ett fundament på sand vid successivt ökande last och erhöll med här gjorda antaganden god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade sättningar.

Vid belastning av ett fundament på jord ökar sättningen snabbt i samband med plasticering i jorden under fundamentet varför förhållandet mellan last och sättning ej kan beskrivas med en konstant modul. Analogt med vad som gjorts för ödometer- och triaxialförsöken införs därför en tangentmodul för att beskriva kurvans lutning

$$M_s = \frac{dp}{ds} B \quad (6)$$

där

- $p$  = medeltrycket mot fundamentets basyta
- $s$  = sättningen
- $B$  = fundamentets bredd eller diameter.

Tangentmodulen  $M_s$  kallas i fortsättningen sättningsmodul. Den är uppbyggd på samma sätt som övriga moduler och har samma dimension, dvs tryck per ytenhet.

Vid belastning av ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium med elasticitetsmodulen  $E$  och kontraktionstalet  $\nu$  blir sättningen lika med

$$s = \frac{\pi pB}{4E} (1 - \nu^2) \quad (7)$$

För detta belastningsfall blir sättningsmodulen alltså lika med

$$M_s = \frac{4E}{\pi (1 - \nu^2)} \quad (8)$$

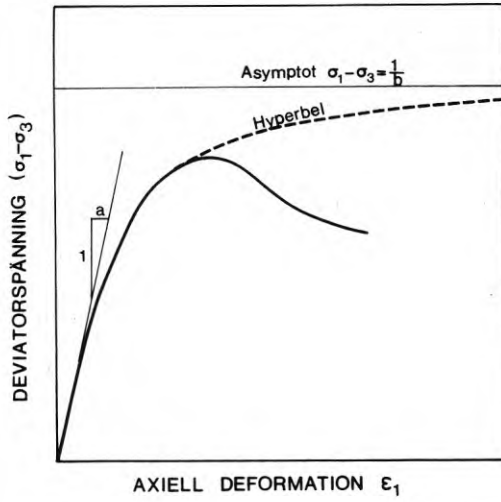


FIG. 3. Hyperbolisk approximation av sambandet mellan deviatorspänning och axiell deformation vid triaxialförsök.

Hyperbolic approximation of the relation between deviator stress and axial deformation in triaxial tests.

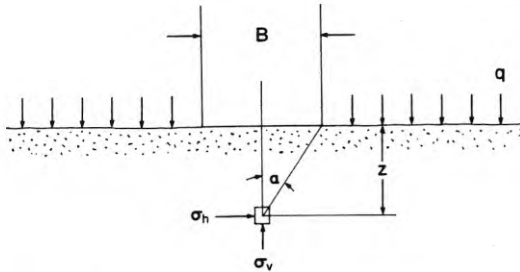


FIG. 4. Undersökt system. Beteckningar.

Investigated system. Symbols.

## 2.2 Statisk belastning

### 2.2.1 Sättningar

Det system som skall undersökas visas i FIG. 4. Det består av ett cirkulärt, stelt fundament med diametern  $B$  på ytan av en fast lagrad friktionsjord belastad med ett jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ . Grundvattentrycket antas lika med noll varför symbolen för effektivtryck i fortsättningen utelämnas. Vid obelastat fundament antas medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta vara lika med  $q$ . För detta fall erhålls följande uttryck på vertikal- och horisontaltrycken i jorden:

$$\sigma_v = q + g\gamma z \quad (9)$$

$$\sigma_h = K(q + g\gamma z) \quad (10)$$

där  $g$  är jordaccelerationen,  $\gamma$  densiteten och  $z$  djupet under friktionsjordens yta.  $K$  anger förhållandet mellan horisontal- och vertikaltryck.

När fundamentet belastas uppstår tillskottsspänningar i jorden. Dessa kan uppskattas med hjälp av Boussinesqs ekvationer för ett halvoändligt elastiskt medium. Under centrum av fundamentet blir den vertikala och horisontala tryckökningen lika med

$$\Delta\sigma_v = \frac{p - q}{2} \sin^2 \alpha (3 - 2 \sin^2 \alpha) \quad (11)$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{p - q}{2} \sin^4 \alpha \quad (\nu = 0,5) \quad (12)$$

där  $\alpha$  är en djupvinkel som definierats i FIG. 4. Den vertikala tryckökningen  $\Delta\sigma_v$  är oberoende av kontraktionstalet  $\nu$ . Uttrycket för den horisontala tryckökningen  $\Delta\sigma_h$  gäller för  $\nu = 0,5$ .

Tryckökningens storlek på varierande djup framgår av FIG. 5. I ytan ( $z = 0$ ) är den vertikala och horisontala tryckökningen lika. Den uppgår där till  $0,5 (p - q)$ . På djupet  $0,29B$  når  $\Delta\sigma_v$  ett maximum lika med  $0,56 (p - q)$ . På samma djup är  $\Delta\sigma_h$  lika med  $0,5 \Delta\sigma_v$ . På djup större än  $1,6 B$  är  $\Delta\sigma_h$  praktiskt taget lika med noll. Kontraktionstalet för fast lagrad friktionsjord går vid ökande huvudspänningsförhållande normalt från värden på  $0,2$  à  $0,3$  till värden större än  $0,5$  (dilatans) vid brott. Ekvation 12 ger därför vid stor brott-säkerhet ett något för högt värde på den horisontala tryckökningen. Den antas emellertid kunna användas för att visa karaktären på den spänningsutveckling som sker när lasten på fundamentet successivt ökas.

Om inverkan av friktionsjordens tyngd, termen  $g\gamma z$  i ekv. 9 och 10, försummas blir trycken under det belastade fundamentets centrum lika med

$$\sigma_v = q + \Delta\sigma_v \quad (13)$$

$$\sigma_h = Kq + \Delta\sigma_h \quad (14)$$

Med  $K = 0,5$ , vilket ungefär motsvarar vilotryck i friktionsjord, har förhållandet  $\sigma_v / \sigma_h$  på olika djup beräknats som en funktion av  $\sigma_h / q$  för  $p$  lika med  $5$ ,  $10$  och  $20 q$ , FIG. 6.

För  $z = 0$  minskar huvudspänningsförhållandet  $\sigma_v / \sigma_h$  med ökande  $p$ , från  $2$  vid  $p = q$  mot ett asymptotiskt gränsvärde lika med  $1$ . På djupet  $0,29B$  är  $\sigma_v / \sigma_h$  lika med  $2$  oberoende av  $p$ , vilket närmast motsvarar spänningsförhållandet vid ödometerförsök. På djup större än  $0,29B$  ökar  $\sigma_v / \sigma_h$  med ökande  $p$  och för  $z$  större än  $1,6B$  ökar  $\sigma_v$  samtidigt som  $\sigma_h$  förblir praktiskt taget konstant, vilket motsvarar spänningsut-

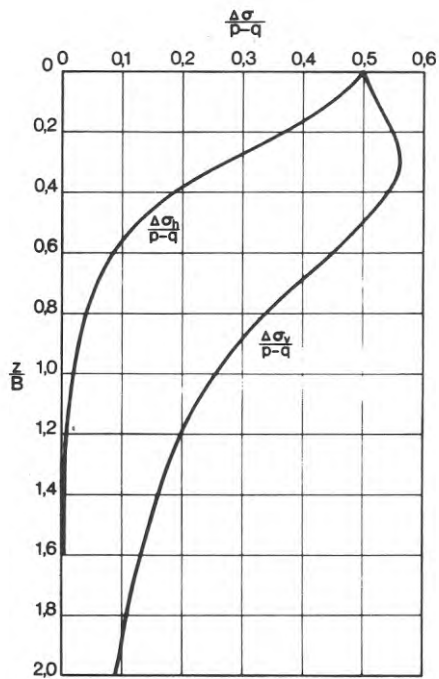


FIG. 5. Vertikala och horisontala tryckökningar på olika djup under centrum av ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium då medelgrundtrycket  $p$  ökar från  $p = q$ .  $\nu = 0,5$ .

Vertical and horizontal stress increments at different depths under the centre of a circular, rigid foundation resting on the surface of a semi-infinite elastic halfspace when the average contact pressure  $p$  is increased from  $p = q$ .  $\nu = 0.5$ .

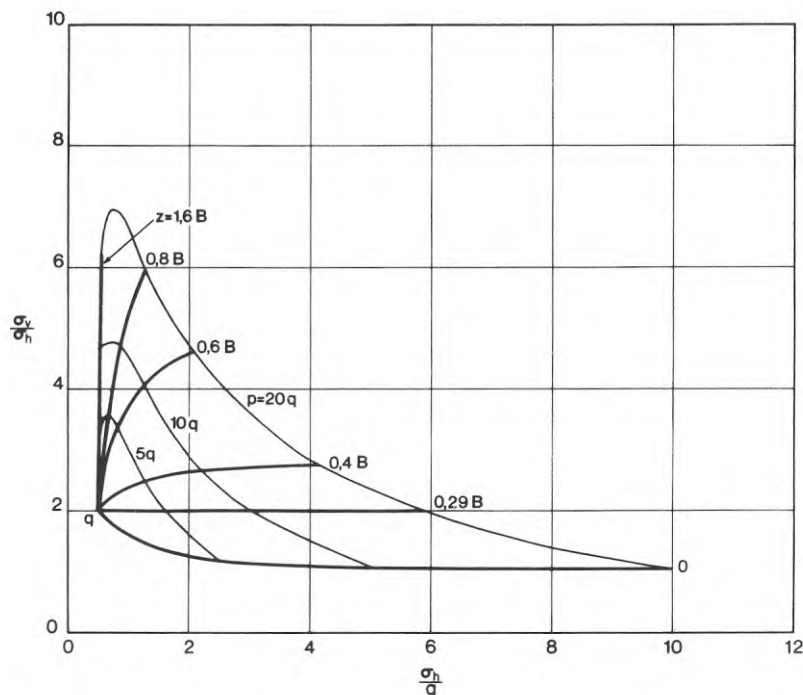


FIG. 6. Spänningsutveckling på olika djup under centrum av ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium när medelgrundtrycket  $p$  ökar från  $p = q$  till  $p = 20q$ . Vertikal- och horisontaltryck före belastning =  $q$  resp.  $0,5q$ .  $\nu = 0,5$ .

Stress paths at different depths under the centre of a circular, rigid foundation resting on the surface of a semi-infinite elastic halfspace when the average contact pressure  $p$  is increased from  $p = q$  to  $p = 20q$ . Vertical and horizontal stresses before loading =  $q$  and  $0.5q$  respectively.  $\nu = 0.5$ .



vecklingen vid vanliga triaxialförsök.

Brott i friktionsjorden under fundamentets centrum uppstår när

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (15)$$

där  $\phi$  är jordens friktionsvinkel vid brott, som normalt varierar mellan  $30^\circ$  och  $40^\circ$  beroende på lagringstäthet och storleken på  $\sigma_h$ . Motsvarande värden på förhållandet  $\sigma_v/\sigma_h$  varierar mellan 3,0 och 4,5. Dessa värden uppnås på djup mellan  $0,8B$  och  $1,2B$  när  $p$  är lika med  $3q$  till  $9q$ , vilket innebär att plasticering under fundamentets centrum kan inträffa vid en last på fundamentet som är lägre än en tiondel av dess brottlast. Lägs fundamentets periferi sker plasticering ändå tidigare, teoretiskt sett omedelbart då fundamentet belastas från  $p = q$ . Plasticeringen sprider sig sannolikt från periferin nedåt och in mot centrum längs parabelliknande bågar, jämför Terzaghi (1943).

Efter brott kan förhållandet  $\sigma_v/\sigma_h$  ej öka ytterligare vilket innebär att horisontaltrycken i den plasticerade zonen under fundamentets centrum måste öka snabbare än tidigare. Samtidigt växer den plasticerade zonen både uppåt och nedåt från den nivå som först plasticerades. Vad som sedan sker beror i hög grad på hur jorden volymförändras vid den aktuella spänningsutvecklingen.

Med hjälp av den utförda spänningsberäkningen och om friktionsjordens elasticitetsmodul med ledning av ekv. 5 antas lika med

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)}{2 \sin \phi} \frac{(\sigma_v - \sigma_h)^2}{\sigma_h} \right] m \sigma_j \left( \frac{\sigma_h}{\sigma_j} \right)^{1 - \beta} \quad (16)$$

kan den vertikala deformationen  $\epsilon_v$  vid första pålastning beräknas på olika djup under fundamentets centrum. Bräkningen görs för fast lagrad sand vid ett överlagringstryck av  $100 \text{ kN/m}^2$ . På basis av Duncan & Chang (1970) väljs följande karakteristiska värden på de konstanter som ingår i uttrycket för  $E_t$ :

$$\phi = 37^\circ \quad R_f = 0,90 \quad m = 2000 \quad \beta = 0,50$$

Vid bestämning av  $m$  har  $\sigma_j$  valts lika med  $100 \text{ kN/m}^2$ . Efter insättning i ekv. 16 erhålls:

$$E_t = (1 - 0,30 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_h})^2 \cdot 2 \cdot 10^4 \sqrt{\sigma_h} \text{ kN/m}^2 \quad (17)$$

För  $\phi = 37^\circ$  sker brott i jorden under fundamentets centrum när  $p$  är lika med ca  $7 q$ . Deformationerna beräknas för  $p$  lika med  $5 q$  och antas ligga mellan de båda gränsvärdena

$$\epsilon_v = \int \frac{d(\sigma_v - \sigma_h)}{E_t} \quad (\nu = 0,5) \quad (18)$$

och 
$$\epsilon_v = \int \frac{d\sigma_v}{E_t} \quad (\nu = 0) \quad (19)$$

Resultatet visas i FIG. 7. Av figuren framgår att kontraktionstalet  $\nu$  har stor inverkan på deformationernas storlek närmast under fundamentets basyta. Dess inverkan minskar emellertid snabbt med ökande djup allteftersom deviatorspänningarnas bidrag ökar. Fundamentets sättning, dvs. arean under kurvan  $\epsilon_v = f(z)$  ökar endast med ca 10 procent när  $\nu$  ändras från 0,5 till 0. Deformationen är störst på djup mellan 0,6B och 0,8B. Djupet till maximum ökar med ökande  $p$ . För en liten lastökning  $\Delta p$  från utgångsläget  $p = q$  kan elasticitetsmodulen  $E_t$  betraktas som konstant och oberoende av

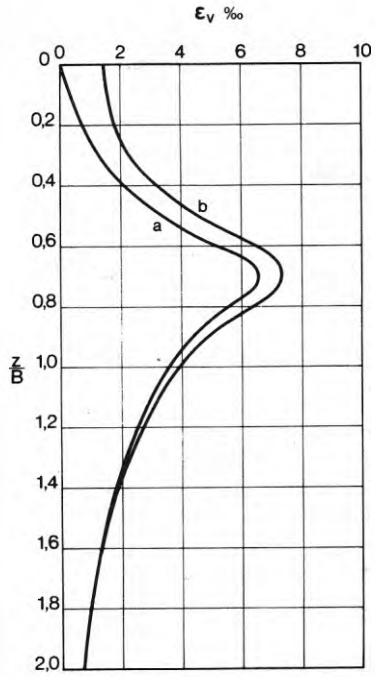


FIG. 7. Beräknad vertikal deformation  $\epsilon_v$  på olika djup under centrum av ett cirkulärt, stelt fundament på fast lagrad sand vid medelgrundtrycket  $p = 5 q$ , kurva a för  $\nu = 0,5$ , kurva b för  $\nu = 0$ .  
 Calculated vertical deformation  $\epsilon_v$  at different depths under the centre of a circular, rigid foundation on dense sand at an average contact pressure  $p = 5 q$ , curve a for  $\nu = 0.5$ , curve b for  $\nu = 0$ .

djupet. För  $\nu = 0$  innebär detta att deformationen blir direkt proportionell mot tillskottsspänningen  $\Delta\sigma_v$  vars variation med djupet framgår av FIG. 5. Vid jämförelse med motsvarande variation för  $p = 5 q$ , kurva b i FIG. 7, ser vi deviatorspänningarnas stora inverkan på deformationsfördelningen.

Friktionsjordens tyngd har hittills försummats. Den orsakar en ökning av vertikal- och horisontaltrycken med  $g\gamma z$  resp.  $Kg\gamma z$ . Tryckökningens inverkan på elasticitetsmodulen  $E_t$  resulterar i en minskning av den relativa sättningen  $s/B$ . Vid givet  $q$  är minskningen proportionell mot produkten  $g\gamma B$ . För  $q/g\gamma B$  lika med 10, som med  $q = 100 \text{ kN/m}^2$  motsvarar ett fundament med diametern 1,0 m på sand med en effektiv densitet av  $1,0 \text{ t/m}^3$ , minskar sättningen i det undersökta fallet med ca 15 procent.

Eggestad (1964) mätte den vertikala deformationen på olika djup under ett cirkulärt fundament på sand utan överlast. Den uppmätta deformationsfördelningen har stor likhet med den som här beräknats för viktlös jord med överlast. Eggestad drar slutsatsen att beräkningsmetoder som ej tar hänsyn till deviatorspänningarnas inverkan kan leda till grov underskattning av sättningarnas storlek.

Vid vår analys fann vi att lokal plasticering under fundamentets centrum kunde inträffa vid en last som var lägre än en tiondel av fundamentets brottlast. På grund av den tidiga plasticeringen blir last-sättningskurvan krökt även för normalt tillåtna laster. Sättningsmodulen  $M_{s0}$  i origo, dvs vid  $p = q$ , kan uppskattas med hjälp av elasticitetsteorin. Med  $E = E_t$  fås enligt ekv. 8

$$M_{s0} = \frac{4E_t}{\pi(1 - \nu^2)} \quad (20)$$

Med  $\nu = 0,25$  har  $M_{s0}$  för det undersökta fallet beräknats till  $95 \text{ MN/m}^2$ . Sättningen vid  $p = 5q$  har med ledning av FIG. 7 beräknats till  $5,9 \cdot 10^{-3} \text{ B}$ .

Denna sättningskurva är 12 procent större än den som erhålls genom en förlängning av last - sättningskurvans tangent i origo. För att få en uppfattning om sättningarna vid högre laster fordras finit elementanalys eller belastningsförsök.

De Beer (1970a) har redovisat resultaten av ett stort antal belastningsförsök på sand vid överlagringstryck varierande mellan 0 och  $30 \text{ kN/m}^2$ . Sanden, s. k. Molsand, bestod av kvartskorn med en densitet av  $2,65 \text{ t/m}^3$  och en kornfördelning enligt FIG. 8. Friktionsvinkeln bestämd genom triaxialförsök med konstant celltryck  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  och ökande  $\sigma_1$  som en funktion av porositeten visas i FIG. 9. De cirkulära fundament som användes hade en diameter av 38 - 90 mm. Samtliga försök gjordes på torr sand i en 0,70 m djup behållare med planmått 0,95 m x 1,90 m. Olika lagringstätheter åstadkoms genom sedimentation i luft från olika höjd. Ett jämnt fördelat tryck mot sandytan påfördes med hjälp av flata gummiblåsor som fylldes med tryckluft. Som mothåll användes ett förankrat lock av stål.

Här har analyserats de last - sättningskurvor som De Beer redovisat för fundament med 90 mm diameter på Molsand med en lagringstäthet större än 0,40. Sättningsmodulen i origo  $M_{s0}$  som en funktion av lagringstätheten  $I_D$  visas i FIG. 10 för  $q$  lika med 10 resp.  $30 \text{ kN/m}^2$ . Av figuren framgår att sättningsmodulen ökar med ökande lagringstäthet och att den

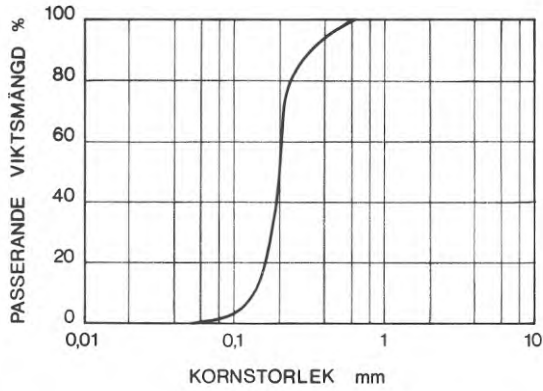


FIG. 8. Kornfördelningskurva för Molsand. (Ur De Beer, 1970a).

Grain size curve for Mol sand. (From De Beer, 1970a).

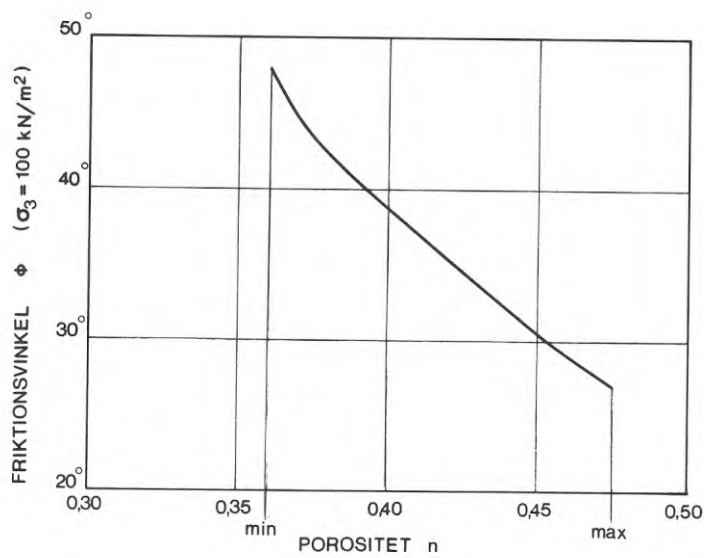


FIG. 9. Friktionsvinkel  $\phi$  för Molsand, bestämd genom triaxialförsök med konstant celltryck  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  och ökande axialtryck som funktion av porositeten. (Ur De Beer, 1970a).

Angle of shearing resistance  $\phi$  for Mol sand, determined in triaxial tests at constant cell pressure  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  and increasing axial pressure, as a function of porosity. (From De Beer, 1970a).

ökar snabbt när lagringstätheten passerat 0,70. Sättningsmodulen är störst vid det högre överlagringstrycket vilket är naturligt eftersom sandens elasticitetsmodul vid  $p = q$  bör öka med ökande  $q$ .

Låt oss se vad De Beers försöksresultat innebär i praktiken! Antag, att vi har en borrhåla med en diameter av 1,0 m som är nedförd genom 10 m lös lera till sand av den sort som använts av De Beer. Lerans densitet är  $1,60 \text{ t/m}^3$  och grundvattenytan ligger i höjd med markytan vilket på 10 m djup motsvarar ett effektivt överlagringstryck  $q$  lika med  $60 \text{ kN/m}^2$ . Beräkna medelgrundtrycket  $p$  mot sanden vid en tillåten sättning av 20 mm som en funktion av lagringstätheten! Sättningsmodulen vid givet överlagringstryck antas oberoende av diametern  $B$ . I origo, dvs. vid  $p = q$ , antas  $M_{s0}$  enligt ekv. 20 vara direkt proportionell mot elasticitetsmodulen  $E_t$  och lika med

$$M_{s0} = \text{konstant} \cdot q^{1 - \beta} \quad (21)$$

Med ledning av FIG. 10 och ekv. 21 fås följande värden på sättningsmodulen  $M_{s0}$  vid  $q = 60 \text{ kN/m}^2$  och olika lagringstätheter:

$I_D$	$M_{s0}$ MN/m <sup>2</sup>
0,40	7,7
0,60	11,4
0,80	35,0

Ett övre gränsvärde på det sökta medelgrundtrycket fås genom en förlängning av last - sättningskurvans tangent i origo:

$I_D$	$p$ ( $s = 20 \text{ mm}$ ) $\text{MN/m}^2$
0,40	0,15
0,60	0,23
0,80	0,70

Det från sättnings synpunkt maximalt tillåtna medelgrundtrycket ökar på samma sätt som sättningsmodulen  $M_{s0}$  snabbt när lagringstätheten passerat 0,70. För att borrhålen skall kunna konkurrera med t. ex. en grupp slagpålar måste i praktiken tillåtet  $p$  sannolikt vara högre än  $1,0 \text{ MN/m}^2$ , vilket enligt uppställningen ovan endast erhålls för lagringstätheter större än 0,80.



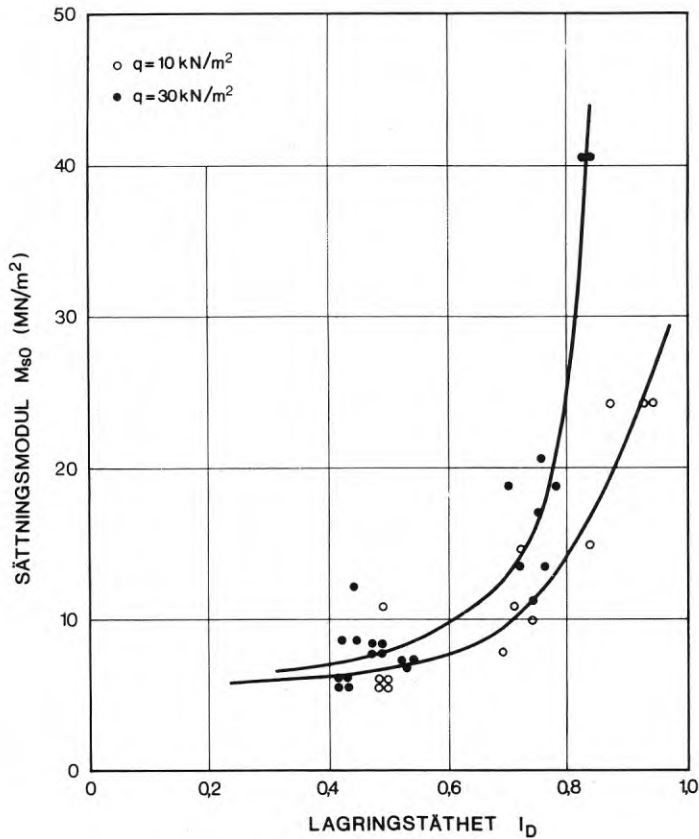


FIG. 10. Sättningsmodulen  $M_{S0}$  som funktion av lagringstätheten  $I_D$  för fundament med 90 mm diameter på Molsand vid överlagringstrycken 10 och 30 kN/m<sup>2</sup>. (Baserat på last-sättningskurvor i De Beer, 1970a.)

Settlement modulus  $M_{S0}$  as a function of relative density  $I_D$  for footings 90 mm in diameter on Mol sand at two different overburden pressures, 10 and 30 kN/m<sup>2</sup>. (Based on load settlement curves in De Beer, 1970a.)

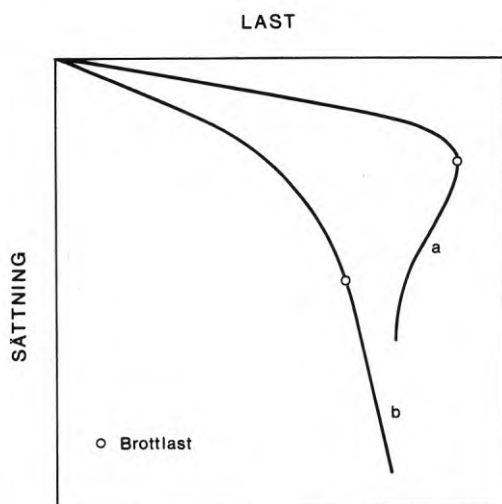


FIG. 11. Samband mellan last och sättning vid olika typer av brott; kurva a »General shear failure», kurva b »Punching shear failure». (Ur Vesic, 1967.)

Load settlement curves corresponding to different types of failure, curve a »General shear failure»; curve b »Punching shear failure». (From Vesic, 1967.)

### 2.2.2 Brottlast

Brottlastproblemet behandlades tidigt av bl. a. Terzaghi, Brinch Hansen och Meyerhof. Det är emellertid först på senare år som överlagringstryckets inverkan på brottmekanismen klargjorts.

Vid belastning av fundament på olika djup i sand fann Berezantzev (1957) och Vesic (1967) att last - sättningskurvan påverkades av både lagringstätheten och grundläggningsdjupet. Vid hög lagringstäthet och litet grundläggningsdjup erhöles en tydlig brottlast, kurva a i FIG. 11. Vid hög lagringstäthet och stort grundläggningsdjup däremot samt vid låg lagringstäthet uppnåddes ingen egentlig brottlast utan lasten på fundamentet ökade hela tiden med ökande sättning, kurva b i FIG. 11. I det senare fallet definierade Vesic brottlasten som den last där last - sättningskurvan först nådde maximal lutning (markerad i FIG. 11). Andra forskare har definierat den på annat sätt.

Berezantzev och Vesic studerade även hur brottet utbildades i sanden och kom till likartade resultat. Vesic utskiljde tre olika brottyper:

#### I General shear failure.

Brott i jorden inträffar plötsligt i samband med en markerad hävning av markytan och med fullt utbildade glidytor. Efter brott sjunker lasten vid fortsatt nedpressning av fundamentet, kurva a i FIG. 11.

#### II Punching shear failure.

Lasten ökar hela tiden med ökande sättning utan att markytan hävs, kurva b i FIG. 11. Brottzonen sträcker sig obetydligt utanför fundamentets periferi.

### III Local shear failure.

Brott i jorden utbildas på ett sätt som varierar mellan I och II.

Vesic fann att brottypen bestämdes av lagringstätheten  $I_D$  och relativa grundläggningsdjupet  $D/B$ , FIG. 12. Figuren visar att brotttyp I (General shear failure) endast inträffar när lagringstätheten är större än 0,70 och endast på djup mindre än  $4B$  för cirkulära fundament och  $7,5B$  för långsträckta fundament. Brotttyp II (Punching shear failure) inträffar alltid när lagringstätheten är mindre än 0,35 och alltid när djupet är större än  $4,5B$  för cirkulära fundament och  $9,5B$  för långsträckta fundament.

För brotttyp II har sanden ovanför basytan sannolikt obetydlig inverkan på brottets karaktär och bör kunna ersättas med ett jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ . Enligt Vesic är detta tryck vid brott något lägre än tyngden av ovanförliggande jord, beroende på valvbildning i jorden kring fundamentet. För cirkulära fundament på en yta av sand skulle detta innebära att brotttyp II alltid inträffar när förhållandet  $q/g \gamma B$  är större än ca 4.

Den fysikaliska orsaken till att olika brottyper uppstår är framför allt att jorden volymförändras olika, beroende på lagringstäthet och trycket i brottzonen. Vid lågt tryck och hög lagringstäthet sker en expansion, vid högt tryck en kontraktion. De högsta trycken uppstår i brottzonen under fundamentets basyta. I jord med hög lagringstäthet övergår därför under basytan en expansion vid lågt överlagringstryck i en kontraktion vid högt överlagringstryck som gör att brottzonens laterala utbredning minskar.

Eftersom grundtrycket vid brott, och därmed trycket i brottzonen, ökar med både ökande  $B$  och ökande  $q$  bör en ökning av  $B$  ha samma inverkan på brottypen som en ökning av  $q$  vilket kan innebära att brotttyp II alltid inträffar vid belastning av mycket stora fundament på sand även för  $q = 0$  och  $I_D = 1$ . Inverkan av  $B$  framgår ej av Vesics undersökning som gjordes i modellskala ( $B = 50 - 200$  mm).

Brottypen påverkas naturligtvis också av jordarten. I en jord med mycket hög densitet, t. ex. morän, är det troligt att brotttyp I inträffar vid högre överlagringstryck än i sand.

En brotteori måste för att vara användbar kunna ta hänsyn till brottzonens olika utbredning. För djupt liggande fundament har Berezantzev (1965) på basis av observationer föreslagit en beräkningsmodell där brottzonens laterala utbredning begränsas av en yta som går från basytans periferi i  $45^\circ$  lutning, FIG. 13. Normaltrycket mot ytan antas lika med det vertikala överlagringstrycket mot densamma. Tyngden av jorden inom brottzonerna och den stela kilen närmast under basytan försummas. Efter en omkonstruktion av Berezantzevs uttryck för brottlasten för ett cirkulärt fundament fås

$$p_f = N^0 q \quad (22)$$

där  $N^0$  är en bärighetsfaktor som beror av friktionsvinkeln  $\phi$  och förhållandet  $q/g \gamma B$ , FIG. 14. Av figuren framgår att  $N^0$  är praktiskt taget oberoende av förhållandet  $q/g \gamma B$  när detta är större än 4. Berezantzev anger på basis av provbelastningsresultat att den teoretiska brottlasten motsvarar lasten på fundamentet vid en sättning på ca  $0,15B$ .

Med ökande överlagringstryck minskar inte bara brottzonens laterala utbredning utan även friktionsvinkeln inom densamma.

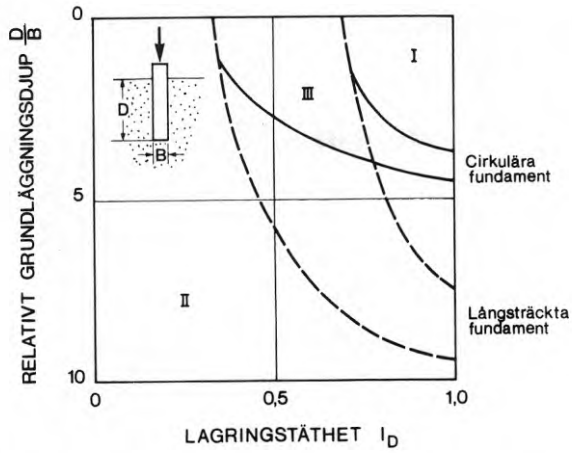


FIG. 12. Brottyper i sand I, II, III som funktion av relativa grundläggningsdjupet  $D/B$  och lagringstätheten  $I_D$ . I General shear failure. II Punching shear failure. III Local shear failure. (Ur Vesic 1967.)

Types of failure in sand I, II, III versus relative depth  $D/B$  and relative density  $I_D$ . I General shear failure. II Punching shear failure. III Local shear failure. (From Vesic 1967.)

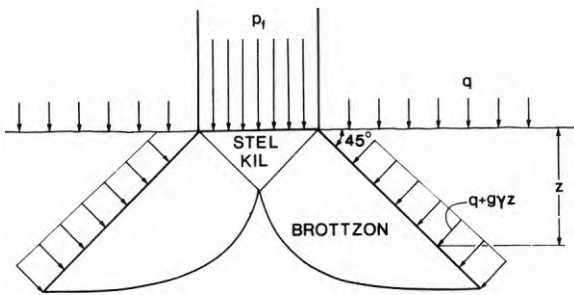


FIG. 13. Modell för beräkning av brottlasten för djupt liggande fundament i sand. (Ur Berezantzev, 1965.)

Model for calculating the bearing capacity of rigid foundations in sand. (From Berezantzev, 1965.)

Vesic & Clough (1968) har undersökt friktionsvinkelns tryckberoende genom triaxialförsök på sand med celltryck på upp till  $63 \text{ MN/m}^2$ . Försök gjordes med två lagringstätheter -  $I_D = 0,20$  och  $I_D = 0,80$  - med resultat enligt FIG. 15. Av figuren framgår att friktionsvinkeln för den löst lagrade sanden är konstant och lika med  $32^\circ$  oberoende av celltryckets storlek medan friktionsvinkeln för den fast lagrade sanden minskar från  $44^\circ$  vid celltrycket  $0,04 \text{ MN/m}^2$  till  $32^\circ$  vid  $10 \text{ MN/m}^2$ . För celltryck högre än  $10 \text{ MN/m}^2$  är friktionsvinkeln oberoende av sandens ursprungliga lagringstäthet. Vid höga tryck skedde kraftig krossning av sandkornen. I FIG. 16 visas sandens ursprungliga kornkurva a, efter isotrop kompression med celltrycket  $21 \text{ MN/m}^2$ , kurva b samt efter avslutat skjuvbrottförsök med samma celltryck, kurva c. Av figuren framgår att huvuddelen av krossningen skedde i samband med skjuvning.

För ett fundament på sand kan minsta huvudspänningen i brottzonen antas variera mellan  $q$  och  $10 q$ . Med  $q = 0,1 \text{ MN/m}^2$  och fast lagrad sand av den typ som undersökts av Vesic & Clough (1968) motsvarar detta enligt FIG. 15 en variation i friktionsvinkeln på  $33^\circ$  till  $40^\circ$ . Eftersom bärighetsfaktorn praktiskt taget fördubblas vid en ökning av friktionsvinkeln med  $5^\circ$  är det väsentligt att ange hur denna skall bestämmas vid tillämpning av en brotteori.

De Beer (1970 a, b) undersökte brottlasten för cirkulära fundament på Molsand vid överlagringstryck varierande mellan 0 och  $30 \text{ kN/m}^2$ . Sandens egenskaper m.m. har tidigare redovisats i kapitel 2.2.1. Vid sin analys av försöksresultaten delade De Beer upp brottlasten på vanligt sätt i två termer beroende av överlagringstrycket och jordens tyngd:

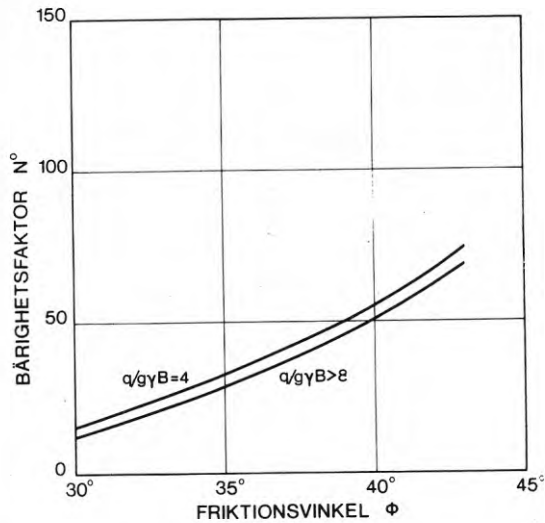


FIG. 14. Bärighetsfaktorn  $N^\circ$  för cirkulära, djupt liggande fundament i sand som funktion av friktionsvinkeln  $\phi$  vid olika värden på  $q/\gamma B$ . (Baserat på Berezantzev, 1965.)

Bearing capacity factor  $N^\circ$  for circular, deep foundations in sand versus angle of shearing resistance  $\phi$  at different values of  $q/\gamma B$ . (Based on Berezantzev, 1965.)

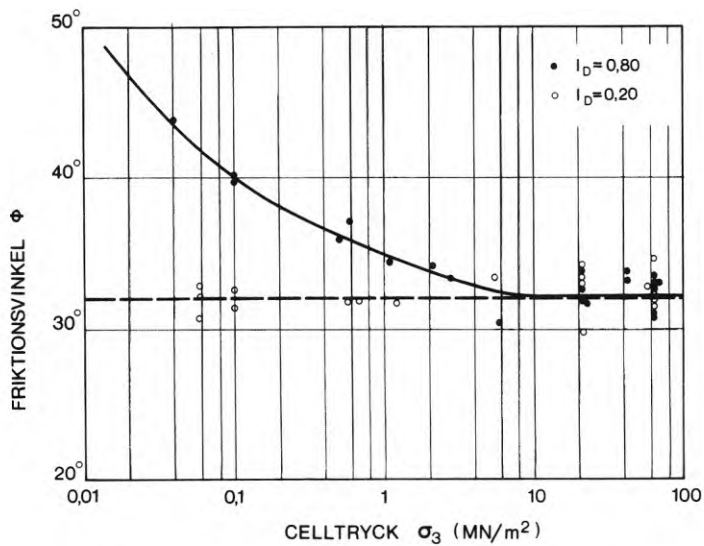


FIG. 15. Frikionsvinkeln  $\phi$  bestämd genom triaxialförsök på löst och fast lagrad sand som funktion av celltrycket  $\sigma_3$ . (Ur Vesic och Clough, 1968.)

Angle of shearing resistance  $\phi$  from triaxial tests on loose and dense sand versus cell pressure  $\sigma_3$ . (From Vesic and Clough, 1968.)

$$p_f = d \frac{s}{q} \frac{N}{q} q + s_{\gamma} \frac{N_{\gamma}}{q} \frac{g\gamma B}{2} \quad (23)$$

där  $N_q$  och  $N_{\gamma}$  är bärighetsfaktorer,  $s_q$  och  $s_{\gamma}$  formfaktorer samt  $d_q$  en djupfaktor som här anger brottlastens beroende av sättningsen vid brott. Om brottlasten i stället skrivs i samlad form enligt ekv. 22 fås ur ekv. 23 följande uttryck på bärighetsfaktorn  $N^0$

$$N^0 = d \frac{s}{q} \frac{N}{q} q + \frac{s_{\gamma} N_{\gamma}}{2} \frac{g\gamma B}{q} \quad (24)$$

De Beer tog hänsyn till friktionsvinkelns tryckberoende genom att med resultat från ett stort antal triaxialförsök bestämma ett medelvärde för brottzonen under fundamentet. Medelvärdet antogs lika med lutningsvinkeln för sekanten till Mohrs envelopp vid normaltrycket

$$\sigma = \frac{p_f + 3q}{4} (1 - \sin \phi) \quad (25)$$

Mellan den på detta sätt bestämda friktionsvinkeln och bärighetsfaktorerna  $s_q \frac{N}{q}$  respektive  $s_{\gamma} \frac{N_{\gamma}}{q}$  för cirkulära fundament fann De Beer ett samband som var oberoende av överlagringstryckets storlek. För viktlös jord och med de djupfaktorer som använts av De Beer ( $d_q \approx 1,1$ ) har motsvarande samband mellan bärighetsfaktorn  $N_q^0$  och friktionsvinkeln beräknats, FIG. 17, kurva a. För  $q/g\gamma B$  större än 4 blir  $N_q^0$  maximalt 15 procent högre än för viktlös jord varför det beräknade sambandet med tillräcklig noggrannhet kan anses gälla för djupt liggande fundament. Vid jämförelse med Berezantzevs teoretiskt beräknade samband för  $q/g\gamma B$  större än 8, FIG. 14, konstateras att värdena på  $N_q^0$  är praktiskt taget lika för  $\phi = 30^{\circ}$  och  $\phi = 40^{\circ}$ . För  $\phi$  mellan  $30^{\circ}$  och  $40^{\circ}$  är  $N_q^0$  enligt



Berezantzev något högre än enligt De Beer. För  $\phi$  större än  $40^\circ$  är förhållandet omvänt. De Beers experimentellt bestämda samband visar en ökning av  $N^0$  med ökande  $\phi$  som från ca  $35^\circ$  är mycket snabbare än enligt Berezantzev, vilket kan bero på en ökning av brottzonens laterala utbredning. En beräkningsmodell där brottzonens laterala utbredning ökar med ökande  $\phi$  har föreslagits av Vesic (1967).

De Beer undersökte även sambandet mellan bärighetsfaktorn  $s_q N_q$  resp.  $s_\gamma N_\gamma$  och friktionsvinkeln vid celltrycket  $100 \text{ kN/m}^2$  och fann okika samband för olika överlagringstryck. Med De Beers värden har bärighetsfaktorn  $N^0$  för viktlös jord som funktion av friktionsvinkeln vid celltrycket  $100 \text{ kN/m}^2$  beräknats för överlagringstrycken 10 och  $30 \text{ kN/m}^2$ , FIG. 17 kurva b och c. Vid jämförelse med kurva a framgår vikten av att ange vilken friktionsvinkel som avses i ett givet samband. Vid högt överlagringstryck och stor friktionsvinkel överskattas t ex brottlasten om friktionsvinkeln bestämd vid celltrycket  $100 \text{ kN/m}^2$  används tillsammans med kurva a.

Eftersom jordens deformationsegenskaper bestämmer brotttypen och därmed påverkar brottlastens storlek existerar säkert inget generellt samband mellan bärighetsfaktorn  $N^0$  och friktionsvinkeln. Sambanden i FIG. 14 och 17 får därför anses gälla endast de jordar som undersökts av Berezantzev och De Beer.

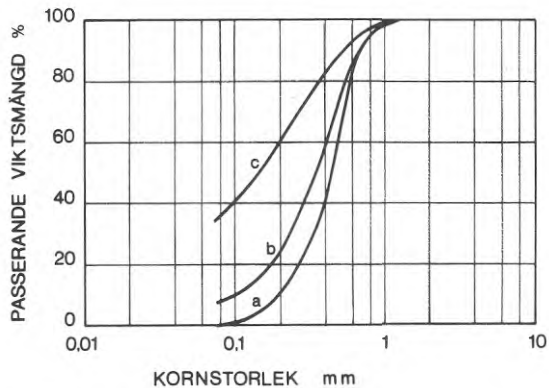


FIG. 16. Förändring av kornfördelningen under triaxialförsök på sand; a ursprunglig sand, b efter isotrop kompression ( $\sigma_3 = 21 \text{ MN/m}^2$ ) och c efter skjuvning med ökande axialtryck. (Ur Vesic och Clough, 1968.)

Change of grain size curve during triaxial test on sand; a original sand, b after isotropic compression ( $\sigma_3 = 21 \text{ MN/m}^2$ ) and c after shearing with increasing axial pressure. (From Vesic and Clough, 1968.)

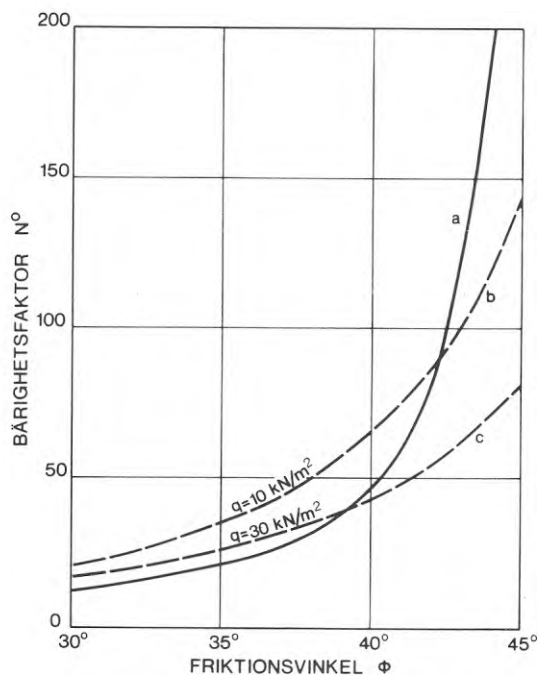


FIG. 17. Bärighetsfaktorn  $N^\circ$  för cirkulära, stela fundament på sand som funktion av friktionsvinkeln  $\phi$  bestämd genom triaxialförsök; kurva a när  $\phi$  bestämts som medelvärde för de tryck som beräknas uppstå i brottzonen, kurva b och c när  $\phi$  bestämts vid celltrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . (Baserat på De Beer, 1970 a, b.)

Bearing capacity factor  $N^\circ$  for circular rigid foundations on sand versus angle of shearing resistance  $\phi$  from triaxial tests; curve a when  $\phi$  is taken as an average value depending on calculated pressures in the failure zone, curve b and c when  $\phi$  is taken from tests with a constant cell pressure of  $100 \text{ kN/m}^2$ . (Based on De Beer, 1970a, b.)

### 2.2.3 Inverkan av förbelastning.

Statisk förbelastning används för att förbättra hållfasthets- och deformationsegenskaperna hos olika sorters material. Försträckning av stål används t. ex. för att höja dess sträckgräns.

För att belysa förbelastningens inverkan på friktionsjord studerar vi hur ett sandprov deformeras när det utsätts för upprepade på- och avlastning i en triaxialapparat, FIG. 18. I utgångsläget antas provet vara belastat med ett hydrostatiskt tryck  $\sigma_0$ . Från utgångsläget ökas axialtrycket till provet plasticerats  $\sigma_A$  varefter det åter minskas till  $\sigma_0$ . Provet kan nu betraktas som förbelastat. När axialtrycket åter ökas till  $\sigma_A$  finner vi att deformationerna är avsevärt mindre än under förbelastningen och praktiskt taget elastiska. Detta beror på att huvuddelen av den omlagring i sanden som fordras för att mobilisera uppträdande skjuvspänningar redan inträffat. Om axialtrycket efter återbelastning till  $\sigma_A$  ökas ytterligare finner vi att återbelastningsgrenen övergår i jungfrukurvans förlängning.

Vid triaxialförsök med lågt celltryck på fast lagrad sand ökar provets volym vid brott varefter axialtrycket sjunker mot ett stabilt gränsvärde med ökande deformation. Vid denna spröda brotttyp får en långt driven förbelastning negativ effekt. En förutsättning för ett gott förbelastningsresultat är att brottet har deformationshårdnande karaktär dvs. att plasticeringen, som i FIG. 18, sker under samtidig hållfasthetstillväxt. För en sand med given lagringstäthet ändrar brotttypen karaktär från spröd vid låga tryck till deformationshårdnande vid höga tryck samtidigt som volymökningen övergår i en volymminskning. Storleken på de tryck som fordras för att provet ej skall öka i volym under försöket beror förutom av lagringstätheten på kornens form, hållfasthet och storleksfördelning.

För den jämnkorniga sand som användes av Vesic & Clough (1968) fordrades vid lagringstätheten 0,80 ett medeltryck  $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  av ca  $2 \text{ Mn/m}^2$  för att förhindra volymökning.

Få systematiska undersökningar av förbelastningens inverkan på friktionsjordars hållfasthets- och deformationsegenskaper har gjorts. Makhoul & Stewart (1965) fann vid triaxialförsök på löst och fast lagrad Ottawasand med deformationshårdnande brott att elasticitetsmodulen vid återbelastning var praktiskt taget oberoende av sandens ursprungliga lagringstäthet. Karst *et al.* (1965) fann vid försök på en liknande medelfast lagrad sand att förbelastningseffekten uttryckt som förhållandet mellan återbelastningsmodulen  $E(2)$  och förbelastningsmodulen i origo  $E_0(1)$ , FIG.18, minskade från 4 vid celltrycket  $250 \text{ kN/m}^2$  till 2,3 vid celltrycket  $1500 \text{ kN/m}^2$ . Resultaten från de båda undersökningarna antyder att återbelastningsmodulen  $E(2)$  för sand varierar inom relativt snäva gränser. För deformationshårdnande brott och celltryck mellan 50 och  $1500 \text{ kN/m}^2$  kan  $E(2)$  antas variera mellan  $1000 \sigma_j \sqrt{\sigma_3/\sigma_j}$  och  $2000 \sigma_j \sqrt{\sigma_3/\sigma_j} \text{ kN/m}^2$  ( $\sigma_j = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

När ett fundament på sand utsätts för upprepad på- och avlastning finner vi att förbelastningens inverkan är mycket lik den som ovan beskrivits för triaxialförsök. Återbelastningsgrenen är praktiskt taget elastisk och övergår i jungfrukurvans förlängning när förbelastningstrycket överskrids, FIG.19. Brottypen har även i detta fall avgörande inverkan på förbelastningsresultatet. I sand har vi tidigare konstaterat att brotttyp II (Punching shear failure) som har deformationshårdnande karaktär alltid inträffar när överlagringstrycket är större än  $4 \text{ g}\gamma\text{B}$ . Detta betyder att statisk förbelastning med gott resultat bör kunna användas för att höja bärförmågan för djupt liggande fundament på sand.

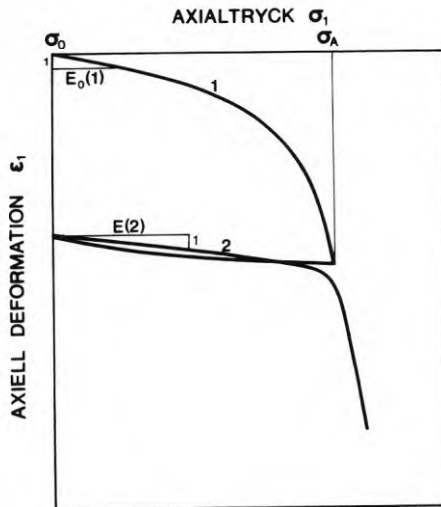


FIG. 18. Axiell deformation vid förbelastning (1) och återbelastning (2). Triaxialförsök på sand med konstant celltryck.

Axial deformation during preloading (1) and reloading (2). Triaxial test on sand at constant cell pressure.

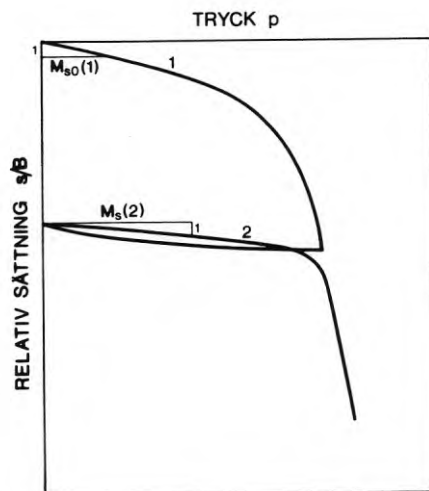


FIG. 19. Relativ sättning vid förbelastning (1) och återbelastning (2). Djupt liggande fundament på sand.

Settlement during preloading (1) and reloading (2). Deep foundation on sand.

Under triaxialförsöket är spänningarna i provet hela tiden kända. Vid försök av den typ som beskrivits har dessutom skjuvspänningarna hela tiden samma riktning varför det är lätt att förstå orsaken till återbelastningsgrenens elasticitet. Orsaken till att förbelastningen har samma inverkan när det gäller fundament på jord är ej lika lätt att förstå bl a därför att spänningstillståndet i jorden före återbelastning är okänt. Om spänningarna återgått till de värden som rådde i utgångsläget innan fundamentet belastades finns det ingen anledning att anta att plasticeringen skall utvecklas på annat sätt än vid förbelastningen dvs. med tidig plasticering under fundamentet och därmed snabbt ökande sättningar, avsnitt 2.2.1. Om horisontaltrycken i jorden under fundamentet däremot är större än i utgångsläget, fördröjs plasticeringen vilket medför ökad elasticitet.

För att belysa horisontaltryckens inverkan har jag på samma sätt som i avsnitt 2.2.1 beräknat spänningsutvecklingen under centrum av ett fundament på viktlös jord när medelgrundtrycket ökar från  $q$  till  $20q$  med den skillnaden att horisontaltrycket i utgångsläget antagits lika med  $2q$  i stället för  $0,5q$ , FIG. 20. Av figuren framgår att maximala huvudspänningsförhållandet  $\sigma_v / \sigma_h$  vid  $p = 20q$  är lika med  $2,75$  vilket betyder att brott ännu ej inträffat även om friktionsvinkeln är så låg som  $30^\circ$ . Med horisontaltrycket  $0,5q$  i utgångsläget och friktionsvinkeln  $30^\circ$  inträffar däremot brott redan vid  $p = 3q$ , FIG. 6.

Under förbelastningen ökar horisontaltrycken i de plasticerade zonerna under fundamentet snabbare än enligt elasticitetsteorin. När fundamentet sedan lastas av är det dock rimligt att anta att spänningarna i de tidigare plasticerade zonerna avtar enligt elasticitetsteorin. Detta medför att horisontaltrycken efter avlastning blir större än i utgångsläget,

på vissa nivåer sannolikt så stora att ny plasticering inträffar.

Vi kan slå fast att de små och praktiskt taget elastiska sättningar som uppstår vid återbelastning av fundament på friktionsjord beror på fler faktorer än de som bestämmer deformationerna vid återbelastning av triaxialprov och att ökade horisontaltryck under fundamentet sannolikt är en av dessa faktorer.

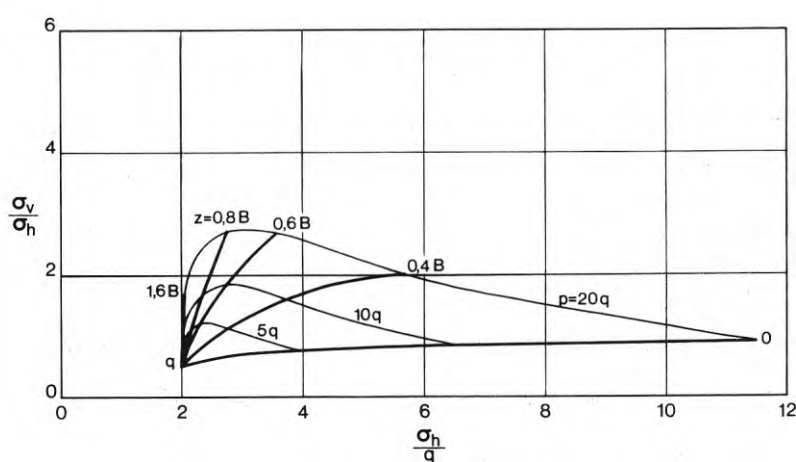


FIG. 20. Spänningsutveckling på olika djup under centrum av ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium när medelgrundtrycket  $p$  ökar från  $p = q$  till  $p = 20q$ . Vertikal- och horisontaltryck före belastning =  $q$  resp.  $2q$ .  $\nu = 0,5$ .

Stress paths at different depths under the centre of a circular, rigid foundation resting on the surface of a semi-infinite elastic halfspace when the average contact pressure  $p$  is increased from  $p = q$  to  $p = 20q$ . Vertical and horizontal stresses before loading =  $q$  and  $2q$  respectively.  $\nu = 0.5$ .

## 2.3 Dynamisk belastning

### 2.3.1 Sättningar

För ett fundament på friktionsjord påverkas sambandet mellan last och sättning av den hastighet med vilken lasten påföres. Flera faktorer bidrar till detta. Vid förstagångsbelastning uppstår plastiska, tidberoende deformationer. Vid given last på fundamentet minskar därigenom sättningen med ökande belastningshastighet. Vid belastning av vattenmättad jord ändras portrycken och därmed effektivtrycken som bestämmer jordens deformationsegenskaper. Eftersom portrycken vid given last på fundamentet påverkas av belastningshastigheten påverkas därigenom även sättningens storlek. Lasten på fundamentet uträttar ett visst arbete när fundamentet sätter sig. Med ökande belastningshastighet åtgår en allt större del av detta arbete till att alstra vågrörelser i jorden, vilket minskar sättningen vid given last på fundamentet. Belastningshastigheten påverkar alltså sambandet mellan last och sättning på åtminstone tre sätt. Dessa skall nu närmare studeras.

I vårt fall är de plastiska deformationer som orsakas av deviatorspänningar av särskilt intresse. Deras beroende av deformationshastigheten har undersökts i triaxialapparat av bl a Lee, Bolton & Dunlop (1969). Försöken utfördes på torr sand med konstant celltryck och en axiell deformationshastighet som ökades momentant till ett konstant värde på mellan 0,01 och 15 000 procent per minut. Typiska försöksresultat visas i FIG. 21 för löst och fast lagrad sand vid celltrycket  $1,5 \text{ MN/m}^2$  och olika deformationshastighet. Vi ser att elasticitetsmodulen och deviatorspänningen vid brott ökar med ökande deformationshastighet och att ökningen är störst för fast lagrad sand. Vi ser också att brottet för fast lagrad



sand har en sprödare karaktär vid hög deformationshastighet.

I FIG. 22 visas brottspänningen  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  för fast lagrad sand vid celltrycken 0,1 och 1,5 MN/m<sup>2</sup> i förhållande till brottspänningen vid den deformationshastighet på 0,1 procent per minut som normalt används vid standardundersökningar. Vi ser att brottspänningen vid det högre celltrycket ökar snabbare med ökande deformationshastighet än vid det lägre celltrycket. Lee et al. (1969) anger att den fast lagrade sanden vid normal deformationshastighet är dilatant vid det lägre och kontraktant vid det högre celltrycket. Volymförändringen vid de snabba försöken mättes ej. Lee et al. (1969) antar att sanden vid det högre celltrycket förblir kontraktant även vid hög deformationshastighet och förklarar den stora ökningen i brottspänning med en snabbt ökad energiåtgång för kornkrossning. Ökningen vid det lägre celltrycket förklaras av ökad dilatans. En del av ökningen i båda fallen beror troligen på ett visköst motstånd vid plasticering som erhålls oberoende av kornkrossning och dilatans.

Vid de deformationshastigheter som undersökts av Lee et al. (1969) kan den axiella tryckfördelningen i provet hela tiden betraktas som konstant. Vid högre deformationshastigheter kommer stötvågens utbredningshastighet att inverka på den axiella tryckfördelningen i provet. Slutligen inträffar sannolikt explosionsartat brott varvid sandkornen krossas av stötvågens front.

När vattenmättad jord utsätts för skjuvspänningar är jordens tendens att öka eller minska volym avgörande för de portryck som uppstår. Volymförändringen vid ren skjuvning av fast lagrad sand har undersökts av bl. a. Frydman & Zeitlen (1969). Försöken utfördes i triaxialapparat. Ren skjuvning åstadkoms genom att från hydrostatiskt tryck samtidigt öka axialtrycket och minska radialtrycket med samma belopp.

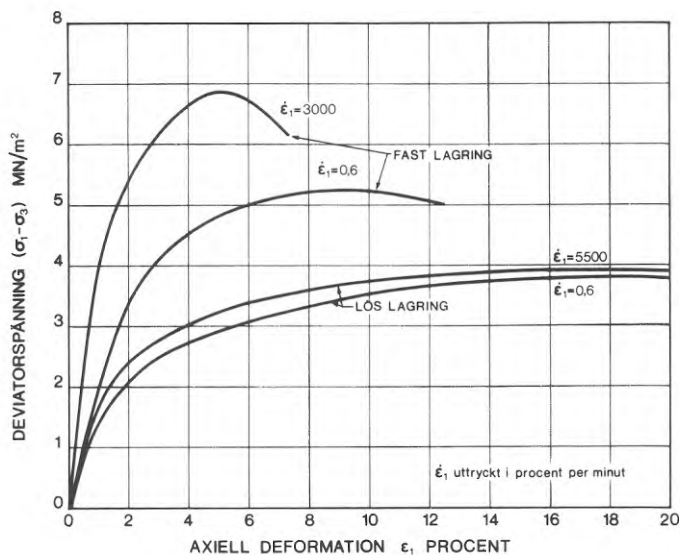


FIG. 21. Typiska samband mellan deviatorspänning  $\sigma_1 - \sigma_3$  och axiell deformation  $\epsilon_1$  för triaxialförsök på löst och fast lagrad sand vid olika deformationshastighet  $\dot{\epsilon}_1$ . Celltryck  $1,5 \text{ MN/m}^2$ . (Ur Lee, Bolton och Dunlop, 1969.)

Typical stress strain curves for triaxial tests on loose and dense sand at different axial strain rates  $\dot{\epsilon}_1$ . Cell pressure  $1.5 \text{ MN/m}^2$ . (From Lee, Bolton and Dunlop, 1969.)

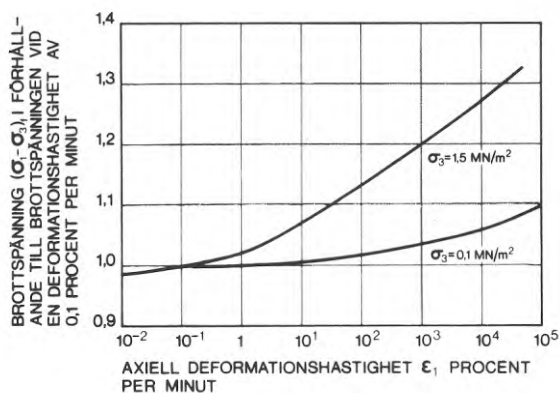


FIG. 22. Resultat av triaxialförsök på fast lagrad sand vid olika celltryck och deformationshastighet. Brottspänning  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  i förhållande till brottspänningen vid en deformationshastighet av 0,1 procent per minut som funktion av deformationshastigheten  $\dot{\epsilon}_1$ . (Ur Lee, Bolton och Dunlop, 1969.)

Result of triaxial tests on dense sand tested at different cell pressures and strain rates. Strength  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  relative to strength at strain rate of 0.1 percent per minute versus strain rate  $\dot{\epsilon}_1$ . (From Lee, Bolton and Dunlop, 1969.)

I FIG. 23 visas karaktären på den volymförändring som erhölls vid successivt ökande deviatorspänning. Vi ser att sandens volym ej ändras förrän deviatorspänningen överskrider ett visst värde. Därefter ökar volymen (dilatans). Ett elastiskt material ändrar ej volym vid ren skjuvning. Den fast lagrade sanden uppför sig därför elastiskt till en viss gräns som av Frydman & Zeitlen (1969) kallas flytgräns. De fann att den i anspråk tagna friktionsvinkeln vid flytgränsen i stort sett motsvarade sandens sanna friktionsvinkel. Celltrycken vid försöken var i samtliga fall lägre än de som fordras för att sandens volym skall minska vid skjuvning (kontraktans). Vesic & Clough (1968) har undersökt inverkan av höga celltryck. Av redovisade försöksresultat framgår att fast lagrad sand utsatt för högt celltryck minskar i volym vid ren skjuvning utan markerad flytgräns.

Statisk belastning av ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt, elastiskt medium med  $\nu$  mindre än 0,5 medför volymminskning i alla punkter av mediet. När lasten på ett fundament på vattenmättad sand ökar med måttlig hastighet kan vi därför i alla punkter vänta oss först en ökning av portrycken och därefter, om sanden är fast lagrad och överlagringstrycket lågt, en minskning av portrycken i de zoner som plasticeras. Om dilatansen i de plasticerade zonerna är starkt kommer portrycken att minska även utanför dessa. En minskning av portrycken minskar förhållandet mellan de effektiva största och minsta huvudspänningarna vilket höjer fundamentets brottlast. Dessutom minskar deviatorspänningarnas sättningsbidrag vilket vid hög last på fundamentet leder till minskad sättning. För löst lagrad sand och för fast lagrad sand vid högt överlagringstryck kan vi oberoende av lastens storlek vänta oss ökade portryck. Detta sänker fundamentets brottlast och ökar deviatorspänningarnas sättningsbidrag. Vid vissa kombinationer av lagringstäthet

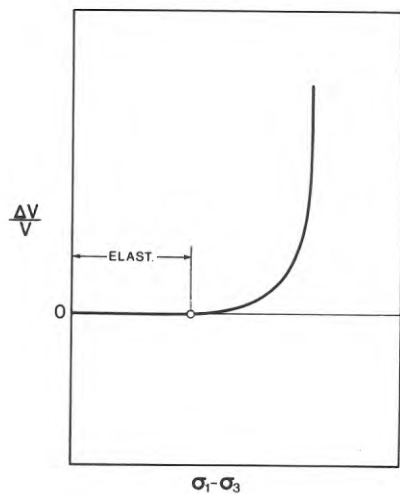


FIG. 23. Typiskt samband mellan volymförändring  $\Delta V/V$  och deviatorspänning  $\sigma_1 - \sigma_3$  vid ren skjuvning av fast lagrad sand i triaxialapparat och lågt celltryck. (Ur Frydman och Zeitlen, 1969.)  
 Typical volume change  $\Delta V/V$  during pure shear of dense sand in triaxial test at low cell pressure versus deviator stress  $\sigma_1 - \sigma_3$ . (From Frydman and Zeitlen, 1969.)

och överlagringstryck är portryckens inverkan på sambandet mellan last och sättning sannolikt obetydlig.

Vid hög belastningshastighet uppstår en tidförskjutning mellan lasttillskott på fundamentet och motsvarande spänningsändring i jorden genom den vågrörelse som måste fortplantas. De volym- och portrycksändringar som sker i jorden samtidigt med en viss belastningsändring på fundamentet är svåra att beräkna. Vi är i stort sett hänvisade till de få experiment som finns utförda. Wetzell & Vey (1970) mätte deformationerna i en sandmassa vid stötblastning mot ytan. Sanden sedimenterades i en cylindrisk behållare med diametern och djupet lika med 1,2 m. Fast och medelfast lagring undersöktes. Stötblastningen åstadkoms med en cylinderformad kropp med diametern 0,12 m och massan 7 kg som släpptes mot ytan från 0,15 och 0,30 m höjd. De vertikala och horisontala deformationerna mättes på olika djup under anslagsytans centrum med ett system av parvis, koncentriskt inbäddade, plattspolar som kopplats så att en avståndsändring mellan spolarerna orsakade en ändring av spänningen mellan två poler i en mätbrygga. Volymförändringen som en funktion av tiden, beräknad med hjälp av de uppmätta deformationerna, visade genomgående en svag minskning i början av stötförloppet följt av en kraftig ökning. På grund av den praktiskt taget momentana tryckökningen mot ytan uppnåddes maximalt tryck mot denna innan volymförändringen hann övergå från minskning till ökning.

Vi har tidigare konstaterat att deformationerna vid återbelastning är praktiskt taget elastiska upp till förbelastningsstrycket. Vi kan därför vänta oss ökade portryck vid återbelastning av ett fundament på vattenmättad sand oberoende av lagringstäthet och överlagringstryck. Detta gäller sannolikt alla belastningshastigheter. För att avgöra portryckens inverkan på sättningen studerar vi ett element under funda-

mentets centrum. Antag att vertikal- och horisontaltrycket ökar med  $\Delta\sigma_v$  resp.  $\Delta\sigma_h$ . Om sanden betraktas som ett elastiskt medium med elasticitetsmodulen  $E$  och kontraktions-  
talet  $\nu$  ökar den vertikala deformationen i torr sand med

$$\Delta\epsilon_v = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_v - 2\nu\Delta\sigma_h) \quad (26)$$

I vattenmättad sand med portrycksändringen  $\Delta u$  ökar den vertikala deformationen med

$$\Delta\epsilon_v = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_v - \Delta u - 2\nu(\Delta\sigma_h - \Delta u)] \quad (27)$$

Skillnaden mellan ekv. 26 och 27 uppgår till

$$\Delta(\Delta\epsilon_v) = \frac{\Delta u}{E} (1 - 2\nu) \quad (28)$$

Eftersom  $\nu$  vid återbelastning kan antas vara mindre än 0,5 bör enligt ekv. 28 ökade portryck leda till minskade sättningar.

När ett cirkulärt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium utsätts för en pulserande belastning av typen

$$P = P_0 \cos \omega t \quad (29)$$

genereras tre sorters vågor i mediet, en kompressionsvåg, P-våg, med halvsfärisk vågfront och radiellt riktad partikelrörelse; en skjuvvåg, S-våg, även den med halvsfärisk vågfront men med tangentiell partikelrörelse samt en ytvåg, R-våg, med cylindrisk vågfront där partiklarna rör sig i elliptiska banor. Ytvågens amplitud avtar snabbt med djupet under mediets yta. Vågrörelsen är praktiskt taget begränsad till ett ytskikt med en tjocklek lika med våglängden. De tre vågsystemen har följande utbredningshastigheter:

$$v_P = \sqrt{\frac{M}{\gamma}} \quad (30)$$

$$v_R \approx v_S = \sqrt{\frac{G}{\gamma}} \quad (31)$$

där  $M$  är mediets kompressionsmodul och  $G$  dess skjuvmodul.

Mellan  $M$  och  $G$  råder sambandet

$$M = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} G \quad (32)$$

Kompressionsvågens hastighet  $v_P$  ökar med ökande  $\nu$ . För  $\nu = 0,5$  erhålls en oändligt hög hastighet. Skjuvvågens hastighet  $v_S$  är oberoende av  $\nu$  och alltid lägre än  $v_P$ . Ytvågans hastighet  $v_R$  ökar något med ökande  $\nu$ , från  $0,88 v_S$  för  $\nu = 0$  till  $0,96 v_S$  för  $\nu = 0,5$ . För praktiskt bruk kan  $v_R$  antas lika med  $v_S$ .

Kraften  $P$  mot fundamentet uträttar per tidenhet ett arbete  $Pds$ . En del av detta arbete magasineras elastiskt i mediet och en del transporteras bort från fundamentet i de tre vågsystemen. Miller & Pursey (1955) beräknade vågenergin på oändligt avstånd från fundamentet och fann följande energifördelning:

P-vågor	7 procent
S-vågor	26 procent
R-vågor	67 procent

Den energi som tillförs mediet under varje svängningsperiod genererar således huvudsakligen ytvågor. Vid ökande belastningshastighet är det därför främst ytvågorna som inverkar på sambandet mellan kraft och sättning.

Lamb (1904) lade grunden till den dynamiska elasticitetsteorin genom att bl a härleda rörelsen hos en pulserande punktkraft verkande mot ytan av ett halvoändligt elastiskt medium. På basis av Lambs pionjärarbete härledde Reissner (1936) rörelsen hos ett cirkulärt fundament påverkat av en pulserande kraft vid jämnt fördelat grundtryck. Lösningen för ett cirkulärt stelt fundament presenterades samtidigt av Quinlan (1953) och Sung (1953) och utvecklades senare av Lysmer, se Lysmer & Richart (1966), till att gälla inom ett större frekvensområde. Lysmers lösning har valts som utgångspunkt för vårt studium av belastningshastighetens inverkan.

Låt oss först studera rörelsen hos ett cirkulärt stelt fundament utan massa på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium påverkat av en kraft

$$P = P_0 \cos \omega t \quad (33)$$

vilket är ekvivalent med att studera rörelsen hos ett fundament med massa när kraften  $P_0 \cos \omega t$  verkar i kontaktytan mellan fundament och medium. Enligt Lysmer erhålls följande uttryck för rörelsen:

$$s = \frac{P_0}{k_{\text{stat}}} \bar{M} \cos(\omega t - \varphi) \quad (34)$$

där  $k_{\text{stat}}$  är fjäderkonstanten vid statisk belastning av fundamentet

$$k_{\text{stat}} = \frac{2 G B}{1 - \nu} \quad (35)$$

$\bar{M}$  är en förstoringfaktor som anger förhållandet mellan den maximala sättningen under rörelseförloppet och den sättning som uppstår när fundamentet belastas med en statisk kraft  $P_0$ .



Vinkeln  $\varphi$  anger fasförskjutningen mellan kraft- och rörelseförlopp.  $\bar{M}$  och  $\varphi$  varierar med kontraktionstalet  $\nu$  och frekvensfaktorn

$$a_0 = \frac{\pi f B}{v_S} \quad (36)$$

där frekvensen  $f$  anger antalet hela svängningar per tidsenhet. Om täljare och nämnare i ekv. 36 multipliceras med tiden för en hel svängning  $T$  och  $v_R$  sätts lika  $v_S$  blir  $a_0$  efter förenkling lika med

$$a_0 = \frac{\pi B}{\lambda_R} \quad (37)$$

där  $\lambda_R$  är ytvågornas längd.  $a_0$  kan således uppfattas som ett mått på förhållandet mellan fundamentets diameter och ytvågornas längd.

$\bar{M}$  och  $\varphi$  påverkas enligt Lysmer endast obetydligt av en normal variation i  $\nu$ . Sambandet mellan  $\bar{M}$  och  $a_0$  resp.  $\varphi$  och  $a_0$  för  $\nu$  lika med  $1/3$  visas i FIG. 24 och 25 för  $a_0$  mellan 0 och 10. Vi ser att förstoringfaktorn  $\bar{M}$  är lika med 1 för  $a_0$  lika med 0 som motsvarar det statiska fallet och att  $\bar{M}$  minskar med ökande  $a_0$  vilket betyder att rörelsens amplitud minskar med ökande frekvens. För ett fundament utan massa existerar således ingen resonansfrekvens där sättningsamplituden når ett maximum. Vidare observeras att fasförskjutningen  $\varphi$  ökar med ökande  $a_0$  och går mot ett asymptotiskt gränsvärde lika med  $\pi/2$  vilket betyder att de periodiskt återkommande tidpunkterna för obelastad yta och maximal sättning resp. maximalt belastad yta och nollsättning närmar sig varandra. Sambandet mellan kraft och sättning är därvid helt förändrat jämfört med det statiska fallet.

För att belysa hur sambandet mellan kraft och sättning för-

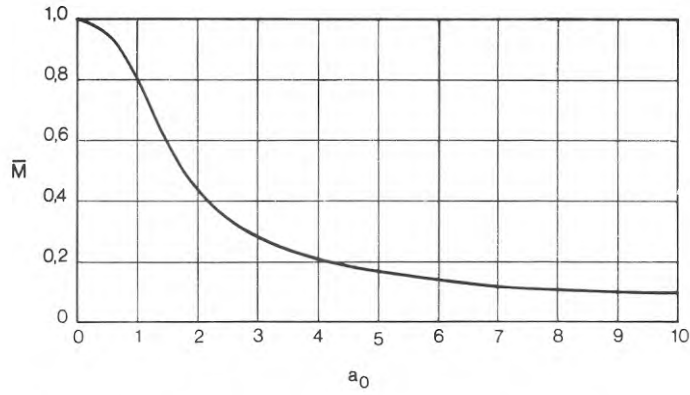


FIG. 24. Förstoringsfaktor  $\bar{M}$  som funktion av frekvensfaktorn  $a_0$  vid pulserande belastning på ett cirkulärt, stelt fundament utan massa på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium.  $\nu = 1/3$ . (Ur Lysmer och Richart, 1966.)

Magnification factor  $\bar{M}$  versus frequency factor  $a_0$  for pulsating loading on a massless, circular, rigid foundation on the surface of a semi-infinite elastic medium.  $\nu = 1/3$ . (From Lysmer and Richart, 1966.)

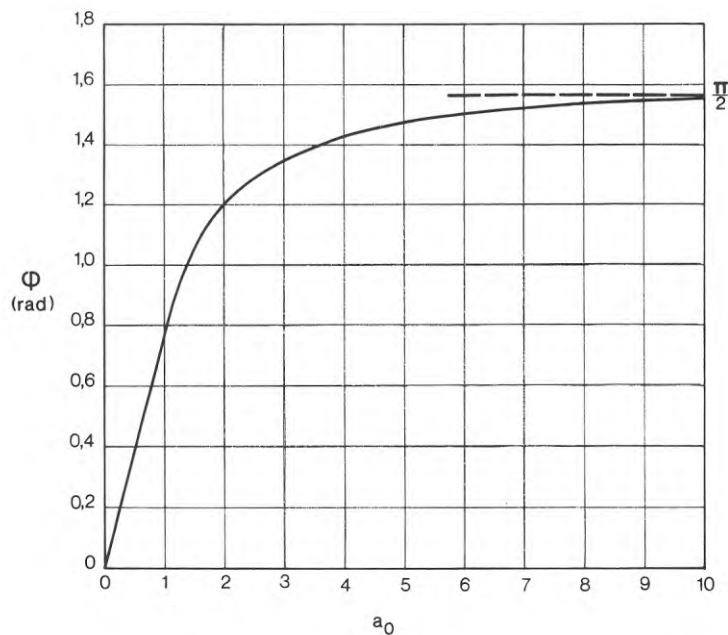


FIG. 25. Färförskjutning  $\phi$  som funktion av frekvensfaktorn  $a_0$  vid pulserande belastning på ett cirkulärt, stelt fundament utan massa på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium.  $\nu = 1/3$ . (Ur Lysmer och Richart, 1966.)

Phase shift  $\phi$  versus frequency factor  $a_0$  for pulsating loading on a massless, circular, rigid foundation at the surface of a semi-infinite elastic medium.  $\nu = 1/3$ . (From Lysmer and Richart, 1966.)

ändras med ökande frekvens har jag med ledning av ekv. 33 och 34 beräknat detta samband för några olika värden på  $a_0$ , FIG. 26. Vi gör följande observationer:

1. Sambandet mellan den pulserande kraften och sättningen beskriver en sluten kurva kring origo.
2. Med ökande  $a_0$  avviker sambandet mellan kraft och sättning alltmer från det statiska fallet. Den största förändringen sker när  $a_0$  ökar från 0 till 2.
3. För  $a_0$  större än noll når kraften sitt maximivärde före sättningen.
4. Sättningsmaxima inträffar på en linje som praktiskt taget sammanfaller med den räta linje som beskriver sambandet mellan statisk kraft och sättning.

Ytan inom respektive kurva i FIG. 26 representerar det arbete som kraften  $P$  måste uträtta under varje svängningsperiod för att upprätthålla vågrörelserna i mediet. I det statiska fallet genereras inga vågrörelser. Det arbete som kraften  $P$  uträttar vid pålastning återfås därför vid avlastning.

Lysmer fann att ekv. 33 och 34 satisfierades av differential-ekvationen

$$P = k s + c \dot{s} \quad (38)$$

som representerar en mekanisk modell bestående av en elastisk fjäder med fjäderkonstanten  $k$  parallellkopplad med en viskös dämpare med dämpningskonstanten  $c$ . Enligt Lysmer är

$$k = C_k k_{stat} \quad (39)$$

$$c = C_c \frac{B k_{stat}}{2 v_S} \quad (40)$$

där  $C_k$  och  $C_c$  är dimensionslösa koefficienter som beskriver fjäderkonstantens respektive dämpningskonstantens frekvensberoende. Sambandet mellan  $C_k$  och  $a_0$  respektive  $C_c$  och  $a_0$  för  $\nu$  lika med  $1/3$  visas i FIG. 27 för  $a_0$  mellan 0 och 10. Vi ser att koefficienten  $C_k$  är lika med 1 för  $a_0$  lika med 0 som motsvarar det statiska fallet och att  $C_k$  minskar med ökande  $a_0$  vilket betyder att fjäderkonstanten  $k$  i den mekaniska modellen minskar med ökande frekvens. Vidare observeras att koefficienten  $C_c$  är lika med ca 0,78 för  $a_0$  lika med 0 och att  $C_c$  har ett maximum på 1,17 för  $a_0$  lika med ca 4. Enligt Lysmer påverkas  $C_k$  och  $C_c$  endast obetydligt av en normal variation i  $\nu$ .

Om den pulserande kraften  $P$  antas verka mot ett fundament med massan  $m$ , i stället för mot ett fundament utan massa som hittills antagits, skall högra ledet i ekv. 38 kompletteras med en term  $m\ddot{s}$  varvid erhålls:

$$P = k s + c \dot{s} + m \ddot{s} \quad (41)$$

Lysmer & Richart (1966) undersökte olika typer av dynamiska belastningsförsök på jord och fann att ekv. 41 beskrev rörelseförloppet med god noggrannhet inte bara vid pulserande belastning utan även vid stöt från en fallvikt. Rörelsens amplitud i de undersökta fallen var mycket liten, av storleksordningen  $10^{-4}B$ , vilket förklarar jordens elastiska uppträdande.

Med hjälp av ekv. 38 kan kraftspelet i kontaktytan mellan ett dynamiskt belastat fundament och jord analyseras. Om uttrycken på  $k$  och  $c$  enligt ekv. 39 och 40 införs i ekv. 38 fås:

$$P = k_{\text{stat}} s \left( C_k + C_c \frac{B \dot{s}}{2s v_S} \right) \quad (42)$$

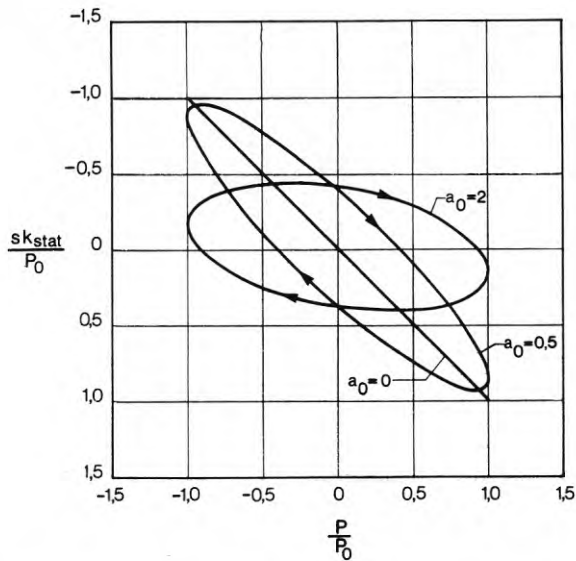


FIG. 26. Dimensionslöst samband mellan kraft och sättning vid pulserande belastning på ett cirkulärt, stelt fundament utan massa på ytan av ett halvoändligt, elastiskt medium för olika värden på frekvensfaktorn  $a_0$ .  $\nu = 1/3$ . (Baserat på Lysmer och Richart, 1966.)

Dimensionless relation between force and displacement for pulsating loading on a massless, circular, rigid foundation on the surface of a semi-infinite elastic medium at different values of frequency factor  $a_0$ .  $\nu = 1/3$ . (Based on Lysmer and Richart, 1966.)

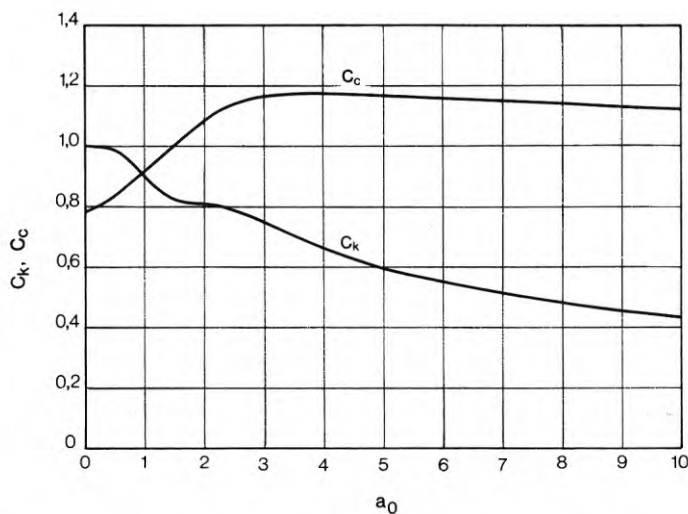


FIG. 27. Koefficienterna  $C_k$  och  $C_c$  i ekv. 39 och 40 som funktion av frekvensfaktorn  $a_0$  vid pulserande belastning på ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium.  $\nu = 1/3$ . (Ur Lysmer och Richart, 1966.)

Coefficients  $C_k$  and  $C_c$  in Eq. 39 and 40 versus frequency factor  $a_0$  for pulsating loading on a circular, rigid foundation on the surface of a semi-infinite elastic medium.  $\nu = 1/3$ . (From Lysmer and Richart, 1966.)

Parentesen i ekv. 42 beskriver sambandet mellan den dynamiska kraften  $P$  och den statiska kraft som fordras för att ge fundamentet samma sättning som  $P$ . Med beteckningarna  $P_{\text{dyn}}$  och  $P_{\text{stat}}$  på dessa krafter kan sambandet formuleras

$$\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} = C_k + C_c \frac{B \dot{s}}{2sv_s} \quad (43)$$

Vid stötblastning ökar hastigheten i anslagsytan momentant. Enligt Wetzel & Vey (1970) bestäms stöttrycket  $p_{\text{dyn}}$  i första ögonblicket av trycket i kompressionsvågen

$$p_{\text{dyn}} = \gamma v_P \dot{s} \quad (44)$$

För en cirkulär belastningsyta blir stötkraften lika med

$$P_{\text{dyn}} = \frac{\pi B^2}{4} \gamma v_P \dot{s} \quad (45)$$

Detta belastningsfall, som motsvarar en oändligt hög frekvens, täcks ej av Lysmers undersökning som begränsades till värden på frekvensfaktorn  $a_0$  mellan 0 och 10. Ekv. 45 motsvarar en dämpningskonstant

$$c = \frac{\pi B^2}{4} \gamma v_P \quad (46)$$

Dämpningskonstanten har tidigare formulerats i ekv. 40.

Införs  $k_{\text{stat}}$  enligt ekv. 35 med  $G$  enligt ekv. 31 i ekv. 40 blir

$$c = C_c \frac{B^2}{1-\nu} \gamma v_S \quad (47)$$

som tillsammans med ekv. 46 ger

$$C_c = \frac{\pi(1-\nu)}{4} \frac{v_P}{v_S} \quad (48)$$

Förhållandet mellan vågutbredningshastigheterna  $v_P$  och  $v_S$  beräknas ur ekv. 30, 31 och 32

$$\frac{v_P}{v_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (49)$$

som insatt i ekv. 48 ger

$$C_c = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2(1-\nu)^3}{1-2\nu}} \quad (50)$$

Om  $\nu$  sätts lika med  $1/3$  blir koefficienten  $C_c$  vid stötbelastning enligt ekv. 50 lika med  $\pi/3$  vilket sannolikt betyder att  $C_c$  minskar asymptotiskt mot detta värde med ökande  $a_0$ , FIG. 27.

Vid fallviktsförsök på sand fann Orrje (1968) och Wetzel & Vey (1970) att stötkraften ökade med ökande fallhöjd till värden som var avsevärt större än den statiska brottlasten. För fast lagrad sand och fallhöjden 0,30 m registrerade Wetzel & Vey (1970) en stötkraft som var 11 ggr större än den statiska brottlasten.

Wetzel & Vey (1970) anger med stöd av Carroll (1963) att stötvågornas inverkan på sambandet mellan kraft och sättning kan försummas när

$$\frac{v_R t_0}{B} \geq 2,5 \quad (51)$$

där  $t_0$  är tiden från stötens början till maximal stötkraft.  
Om  $t_0$  antas lika med en fjärdedel av svängningstiden, dvs

$$t_0 = \frac{1}{4f} \quad (52)$$

och  $v_R$  sätts lika med  $v_S$  motsvarar ekv. 51 en frekvensfaktor

$$a_0 \leq 0,31 \quad (53)$$

Den experimentella undersökning som utförts av Wetzel & Vey (1970) visar att villkoren enligt ekv. 51 eller 53 ej kan uppfyllas vid dynamisk belastning med en stel kropp som får falla direkt mot en yta av fast lagrad sand. Vid dynamisk provbelastning av denna typ bör därför stöten dämpas. Vi kan utgå från att samma sak gäller vid stoppslagning av pålar med fallhejare, vilket betyder att den dämpande dynan på pålskallen har en viktig funktion att fylla, särskilt när stötvågens dämpning vid passagen genom pålen är obetydlig.

### 2.3.2 Inverkan av förbelastning

I litteraturen har jag ej träffat på någon systematisk undersökning av hur sättningen vid statisk belastning av fundament på friktionsjord påverkas av dynamisk förbelastning. Efter statisk förbelastning vet vi att återbelastningsgrenen övergår i jungfrukurvans förlängning när förbelastningstrycket överskrids. Detta behöver ej vara fallet efter dynamisk förbelastning beroende bl a på de höga tryck som kan uppstå momentant vid stötbelastning.

Vesic (1967) undersökte sambandet mellan last och sättning för pålar i torr sand med spetsen på olika djup under ytan. Tre typer provbelastades, pålar som kringfylldes med sand,



pålar som slogs och pålar som trycktes ned genom sand. Huvuddelen av försöken utfördes i ett 6,7 m djupt schakt med diametern 2,5 m som fylldes från olika höjd med sand genom sedimentering i luft. Lagringstätheten varierades mellan 0,15 och 0,85 varvid högre lagringstäthet än 0,70 åstadkoms genom en kombination av sedimentering och vibrering i 0,10 m lager med vibratorplatta.

Kringfyllda pålar med diametern 0,05, 0,10 och 0,17 m provbelastades med spetsen på djup mellan 5B och 20B. Slagna pålar med diametern 0,10 m provbelastades efter nedslagning till djup mellan 5B och 30B. Nedslagningen åstadkoms med en fallhejare med massan 93 kg. Tryckta pålar med diametern 0,10 m provbelastades efter nedtryckning till ett djup av 15B. I samtliga försök provbelastades först spetsen separat därefter manteln och sist pålen som helhet. Lasten ökades stegvis varje minut med  $1/20$  av den uppskattade brottlasten. Provbelastning av pålspetsen gav följande resultat:

1. Sättningsmodulen  $M_{s0}$  blev vid given lagringstäthet och påltyp praktiskt taget oberoende av pålens diameter och spetsens djup under ytan. Sättningsmodulen  $M_{s0}(1)$  för kringfyllda pålar och  $M_{s0}(2)$  för slagna pålar redovisas här:

$I_D$	$M_{s0}(1)$ MN/m <sup>2</sup>	$M_{s0}(2)$ MN/m <sup>2</sup>	$\frac{M_{s0}(2)}{M_{s0}(1)}$
0,20	1,10	15,6	14,2
0,30	1,47	18,9	12,8
0,40	2,02	24,0	11,8
0,50	2,94	33,1	11,3
0,60	4,60	47,9	10,4
0,70	9,66	82,8	8,5
0,80	30,3	184	6,1

2. Förbelastning genom nedslagning reducerade sättningarna. Förhållandet mellan sättningsmodulerna  $M_{s0}(2)$  och  $M_{s0}(1)$  för slagna respektive kringfyllda pålar minskade från 14,2 vid  $I_D = 0,20$  till 6,1 vid  $I_D = 0,80$ .
3. Sättningsmodulen för tryckta pålar, som provbelastades vid lagringstätheter mellan 0,60 och 0,80, låg 0 till 50 procent under värdena för slagna pålar.
4. Brottlasten ökade med djupet under ytan mot ett asymptotiskt gränsvärde. Med stöd av undersökningar som gjorts av bl.a. Robinsky & Morrison (1964) antar Vesic att detta beror på siloverkan i sanden runt pålen med avlastning vid pålspetsen som följd. För kringfyllda pålar uppnåddes gränsvärdet på ett djup av ca  $15B$  oberoende av sandens lagringstäthet. För slagna pålar var motsvarande djup ca  $10B$  i löst och medelfast lagrad sand och ca  $25B$  i fast lagrad sand.
5. Förbelastning genom nedslagning ökade brottlasten. Förhållandet mellan brottlasternas gränsvärden för slagna och kringfyllda pålar minskade från 3,2 vid  $I_D = 0,20$  till 1,5 vid  $I_D = 0,80$ .

Man skulle kunna tro att lasten på ett fundament måste orsaka plasticering i jorden för att en förbelastningseffekt skall erhållas. Försök som utförts av Drnevich & Richart (1970) antyder emellertid att detta ej behöver vara fallet. Vid dessa försök utsattes en ihålig, cylindrisk sandpelare för ett hydrostatiskt tryck och en torsionssvängning med varierande amplitud. Sandens skjuvmodul bestämdes före och efter torsionsbelastning. Med en amplitud motsvarande en skjuvdeformation på  $6 \cdot 10^{-4}$  radianer erhöles efter ca  $10^7$  svängningar en ända upp till trefaldig ökning av sandens skjuvmodul utan att lagringstätheten ökade mätbart. Drnevich & Richart (1970)

antar att effekten beror på en bearbetning av kontaktytorna mellan sandkornen utan att kornens inbördes lägen förändras.

### 3 EGENA FÖRSÖK

#### 3.1 Omfattning

För projektets genomförande fordrades en serie statiska och dynamiska belastningsförsök på friktionsjord vid olika överlagringstryck. För att försöken skulle kunna utföras i praktiskt taget full skala och under kontrollerade förhållanden uppfördes inom projektets ram en forskningsstation med en drygt 2 m djup låda av betong med planmått 2 m x 5 m. Efter fyllning och packning av friktionsjord i lådan påfördes ett jämnt fördelat överlagringstryck mot ytan med hjälp av en serie flata, luftfyllda gummiblåsor täckta av förankrade trälock. Genom ett foderrör i ett av locken utfördes statiska och dynamiska belastningsförsök på ett cirkulärt, stelt fundament med 0,25 m diameter vid överlagringstrycken 50, 100 och  $150 \text{ kN/m}^2$ . Dynamisk belastning åstadkoms med en fritt fallande hejare och under slagen uppmättes acceleration och spänning i fundamentet som en funktion av tiden. Fallhöjd och antal slag varierades. Totalt gjordes 10 statiska belastningsförsök utan förbelastning respektive 13 efter dynamisk förbelastning. Huvuddelen av försöken utfördes på friktionsjord som vattenmättats från silrör på botten av lådan. För att slippa torka jorden före varje packning användes ett sandigt grus med låg vattenhållande förmåga.

#### 3.2 Betonglåda med belastningsanordningar

Försöken utfördes i en 2,15 m djup låda med planmått 2,00 m x 5,00 m, FIG. 28 och 29. Lådan var av förspänd betong, dimensionerad för ett invändigt tryck av  $1,0 \text{ MN/m}^2$ . Den kunde vattenfyllas och länsas via en brunn i ena kortväggen kopplad till två horisontella silrör på lådans botten. För de aktuella försöken utrustades lådan med fyra trycklock med mått 2,0 m x 2,0 m (1 st) resp. 1,0 m x 2,0 m (3 st) som placerade intill varandra täckte lådans öppning, FIG. 28.

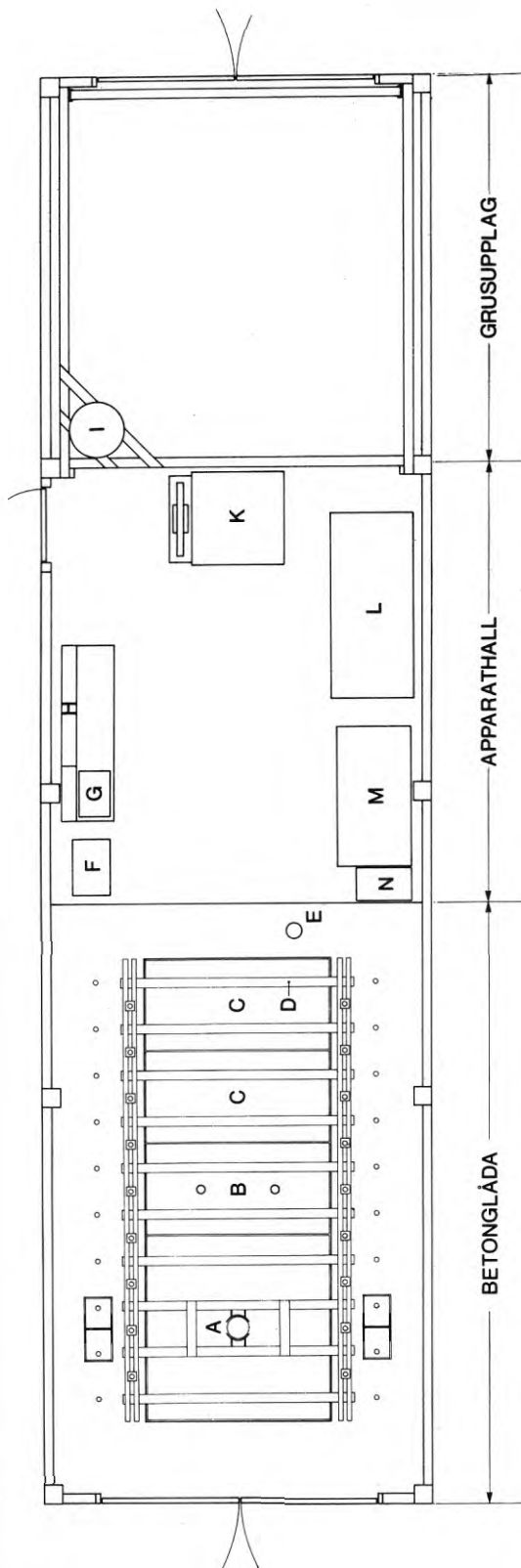


FIG. 28. Plan över forskningsstationen. A. Trycklock  $2 \times 2 \text{ m}^2$  med  $0,26 \text{ m}$  hål. B. Trycklock  $1 \times 2 \text{ m}^2$  med  $0,05 \text{ m}$  hål. C. Trycklock  $1 \times 2 \text{ m}^2$  utan hål. D. Förankringsbalk. E. Brunn. F. Högttryckspump kopplad till hydraulkolv. G. Pump kopplad till jordtrycksdosor via kopplingsplint. H. Kopplingsplint. I. Vattenbehållare. K. Våg. L. Skrivbord. M. Arbetsbänk. N. Luftkompressor.

Plan of research station. A. Pressure lid  $2 \times 2 \text{ m}^2$  with  $0,26 \text{ m}$  hole. B. Pressure lid  $1 \times 2 \text{ m}^2$  with  $0,05 \text{ m}$  holes. C. Pressure lid without hole. D. Reaction beam. E. Well. F. High pressure pump connected to load jack. G. Pump connected to earth pressure cells via switchboard. H. Switchboard. I. Water tank. K. Balance. L. Writing desk. M. Work bench. N. Air compressor.

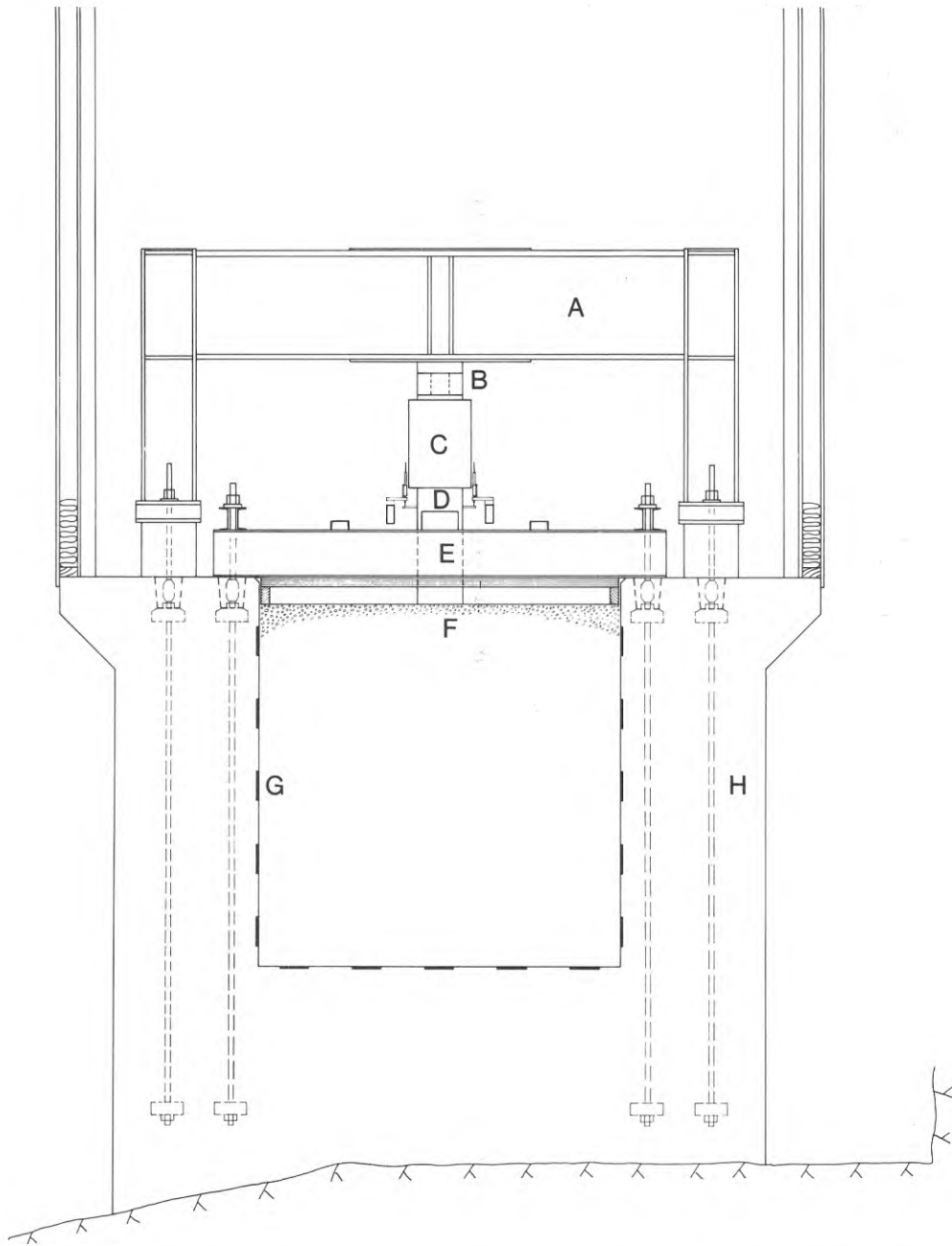


FIG. 29. Sektion genom forskningsstation och betonglåda. A. Mothållsram. B. Kraftmätare. C. Hydraulkolv. D. Fundament. E. Förankringsbalk. F. Trycklock. G. Jordtrycksdosa. H. Dragstag.

Section through research station and concrete shaft. A. Reaction frame. B. Load cell. C. Load jack. D. Foundation. E. Reaction beam. F. Pressure lid. G. Earth pressure cell. H. Tie rod.

Varje trycklock bestod av en flat blåsa av 3 mm naturgummi som var fäst vid en 50 mm plywoodskiva, försedd med en 0,10 m hög sarg. Efter inpackning av jord till 2,00 m höjd, dvs till en nivå 0,15 m från lådans överkant placerades de 0,15 m höga trycklocken på ytan vilande på sargarna. Gummiblåsorna inneslöt då i de 0,10 m höga rum som bildades mellan ytan av den packade jorden och trälocken med dess sargar, FIG. 29. Över locken lades en serie tvärgående I-balkar vilande på lådans längsgående väggar. Balkarna förankrades med en rad vertikala dragstag ingjutna i betongen. Med hjälp av en luftkompressor kopplad till gummiblåsorna åstadkoms ett överlagringstryck mot ytan av den packade jorden. Lock och balksystem var dimensionerade för ett överlagringstryck av  $200 \text{ kN/m}^2$ . Belastningsförsöken utfördes på ett fundament med 0,25 m diameter och en höjd av 0,65 m bestående av en homogen, svarvad stålcyllinder av kvalitet SIS 1650. Fundamentets massa uppgick till 250 kg. Dess tyngd motsvarade ett jämnt fördelat tryck mot basytan på  $50 \text{ kN/m}^2$ . Fundamentet sänktes ned till kontakt med ytan av den packade jorden genom ett hål med diametern 0,26 m, centriskt placerat i det större av de fyra trycklocken. Detaljer kring genomföringen framgår av FIG. 30. I ett av de mindre locken fanns två 50 mm hål avsedda för trycksondering, FIG. 28. Genom successiv omplacering av de fyra trycklocken erhöles fyra lägen för fundamentet längs lådans centrumlinje på avstånden 1, 2, 3 och 4 m från ena kortväggen.

Statisk belastning åstadkoms med en hydraulisk kolv, typ NIKE LK 712, med 0,15 m slaglängd och en lastkapacitet av 3 MN. Kolven matades av en elmotordriven högtryckspump, typ NIKE 35 HMP-1, utrustad med oljekylare för långtidsförsök och en känslig tryckregleringsventil. Som mothåll användes en svetsad balkram som förankrades med vertikala dragstag ingjutna i betongen, FIG. 28 och 29. Ramen och dess

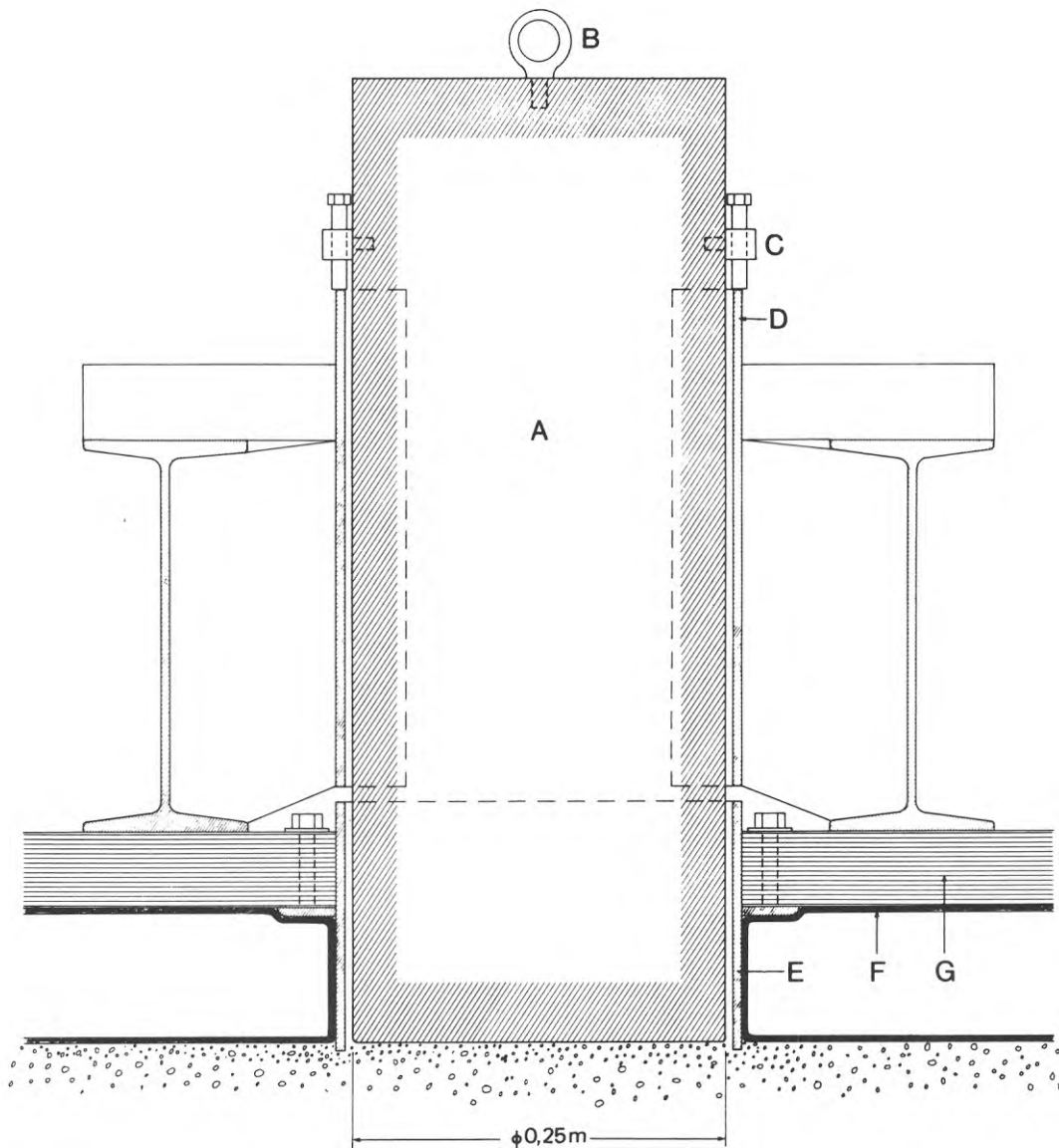


FIG. 30. Sektion genom fundament och trycklock. A. Fundament. B. Lyftögla. C. Justerbar stoppklack. D. Styrning. E. Foderrör. F. Gummiblåsa. G. Plywoodskiva.

Section through foundation and pressure lid. A. Foundation. B. Eyebolt. C. Adjustable stop. D. Guide sleeve. E. Casing tube. F. Rubber bag. G. Plywood board.



förankring var dimensionerad för en last av 2 MN, motsvarande ett jämnt fördelat tryck mot fundamentets basyta på drygt  $40 \text{ MN/m}^2$ . Mellan kolven och den förankrade ramen placerades en kraftmätare, utvecklad av AB Spännarmering, kopplad till en digital mätbrygga av typ Peekel 581 DNH. Med ledning av kalibreringar utförda i en press på CTH uppskattas mät-noggrannheten till  $\pm 1$  procent. Med hjälp av regleringsventilen på högtryckspumpen och kraftmätaren kunde lasten på fundamentet hållas inom  $\pm 0,5 \text{ kN}$  från önskad last motsvarande en tryckavvikelse mot fundamentets basyta på  $\pm 10 \text{ kN/m}^2$ .

Dynamisk belastning åstadkoms med en fritt fallande hejare av stål med samma tvärsnitt och massa som fundamentet. Under slagen mättes stålspänning och acceleration i en sektion på fundamentets halva höjd. Stålspänningen mättes med hjälp av fyra trådtöjningsgivare, typ Hottinger LP 21, koplade så att temperatur- och böjspänningseffekter eliminerades. Accelerationen mättes med en piezoelektrisk accelerometer, typ Endevco 215 E, monterad på en klack svetsad till fundamentet. Signalerna från töjnings- och accelerationsgivarna överfördes till ett tvåkanaligt oscilloskåp där de intressantaste delarna av stötförloppen avfotograferades med polaroid-kamera. Hela stötförloppen lagrades på magnetband i en snabb mätbandspelare. Ett blockdiagram över den använda mätutrustningen visas i FIG. 31.

Signalen från trådtöjningsgivarna kalibrerades mot statisk last i samband med provbelastningsförsök i forskningsstationen. Accelerometern kalibrerades på Endevcos laboratorium i USA. Mätsystemet var anpassat för att ta emot och registrera spännings- och accelerationsförlopp med frekvenser mellan 0 och 1 300 Hz respektive mellan 0,5 och 5 000 Hz. Mät-noggrannheten uppskattas till  $\pm 5$  procent.

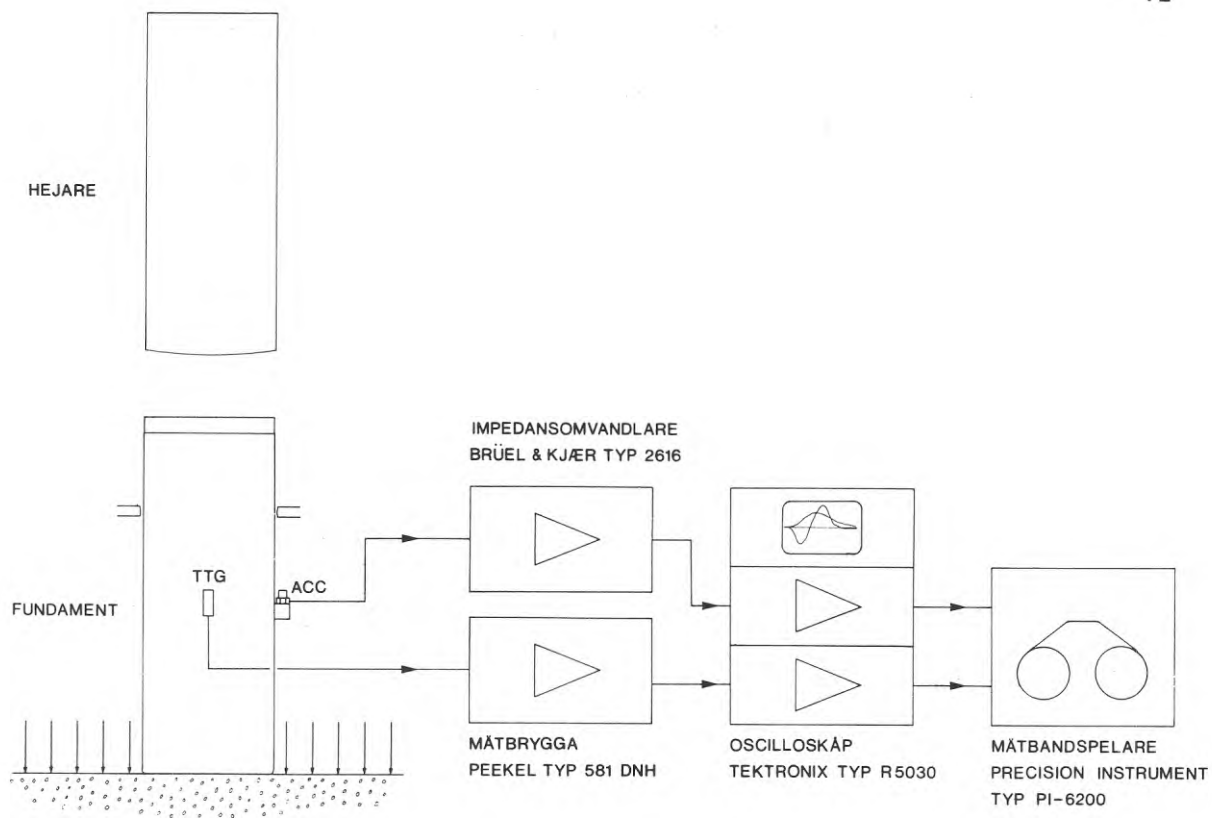


FIG. 31. Dynamisk mätutrustning. Blockdiagram.

Apparatus for dynamic measurements. Block diagram.

### 3.3 Utrustning för jordtrycksmätning

Betonglådan utrustades med 53 jordtrycksdosor av typ Glötzl E17 KF50 som fälldes in i väggar och botten. Dessa dosor består av en flat stål kapsel med diametern 0,17 m förenad med ett ventilhus. Kapseln är fylld med tunn olja som står under ett visst initialtryck. Vid jordtrycksmätning pumpas olja till ventilhuset med en bestämd hastighet. När oljetrycket på pumpsidan blir obetydligt större än trycket i kapseln öppnas en ventil och oljan strömmar genom ventilhuset tillbaka till pumpen. Jordtrycket mot kapseln är lika med oljetrycket på pumpsidan minskat med kapselns initialtryck. Dosorna monterades i fyra tvärsektioner på avstånden 1,0, 1,75, 2,5 och 4,0 m från ena kortsidan. I väggarna placerades de på djupen 0,2, 0,6, 1,0, 1,4 och 1,8 m räknat från en nivå 0,15 m under lådans överkant och i botten (djup 2 m), på samma avstånd från ena långsidan, FIG. 29.

Oljan pumpades till dosorna via en kopplingsplint med hjälp av en eldriven pump, typ Glötzl M1 B16, försedd med tre manometrar med olika mätområden, FIG. 32. Efter montering av dosorna mättes de initiella manometertrycken  $\sigma(\text{man})_0$  för respektive jordtrycksdosa. Trycket  $\sigma$  mot dosorna av yttre last beräknades som skillnaden mellan avläst manometertryck  $\sigma(\text{man})$  och initialtrycket  $\sigma(\text{man})_0$ . För att undersöka precisionen i mätsystemet utsattes dosorna för ett tryck av känd storlek genom att lådan fylldes med vatten. Skillnaden mellan uppmätt tryck  $\sigma$  och vattentrycket  $g\gamma_w z$ , där  $\gamma_w$  är vattnets densitet som sattes lika med  $1,0 \text{ t/m}^3$  och  $z$  djupet under den fria vattenytan till dosans medelpunkt, framgår av följande uppställning:

z	$\sigma - g \gamma_w z$						
m	$\text{kN/m}^2$						
0,2	-1	-1	-2	0	-1	-1	-2
0,6	-3	-1	0	0	-4	-1	-1
1,0	-2	-1	0	0	-2	0	-1
1,4	-1	-3	-4	-1	-1	-1	-2
1,8	-1	-1	0	0	-1	-1	-1
2,0	2	0	0	-1	-1		
2,0	0	0	-1				
2,0	-1	-1	0	-1	-1		
2,0	-1	0	0	-1	-1		

Medelvärde  $-0,95 \text{ kN/m}^2$ . Standardavvikelse  $0,95 \text{ kN/m}^2$

Maximalt fel vid en manometeravläsning uppskattas till  $\pm 0,5 \text{ kN/m}^2$  vilket här betyder att det resulterande avläsningsfelet i  $\sigma$  kan uppgå till  $\pm 1,0 \text{ kN/m}^2$ . Det beräknade vattentrycket  $g \gamma_w z$  kan betraktas som exakt. Av tabellen framgår att de uppmätta vattentrycken genomgående är något lägre än de verkliga. Differensen som i medeltal uppgår till  $0,95 \text{ kN/m}^2$  beror med största sannolikhet på att vattnet, som hade en temperatur av ca  $5^\circ$ , kylt ned oljan i dosorna med  $5^\circ$  à  $10^\circ\text{C}$  jämfört med det tidigare mättillfället när  $\sigma(\text{man})_0$  bestämdes. Med ledning av den utförda kalibreringen kan noggrannheten vid jordtrycksmätning uppskattas. Om avvikelser från verkligt tryck antas normalfördelad med standardavvikelsen  $1,0 \text{ kN/m}^2$  blir sannolikheten 1 på 22 för att vid en enskild mätning erhålla ett tryck som avviker med mer än  $2,0 \text{ kN/m}^2$  från det verkliga. Precisionen ökar snabbt vid beräkning av medeltryck mot flera jordtrycksdosor.

Ändringen i spännvidd mellan lådans längsgående väggar mättes vid krönet mitt mellan kortväggarna med hjälp av en stål-

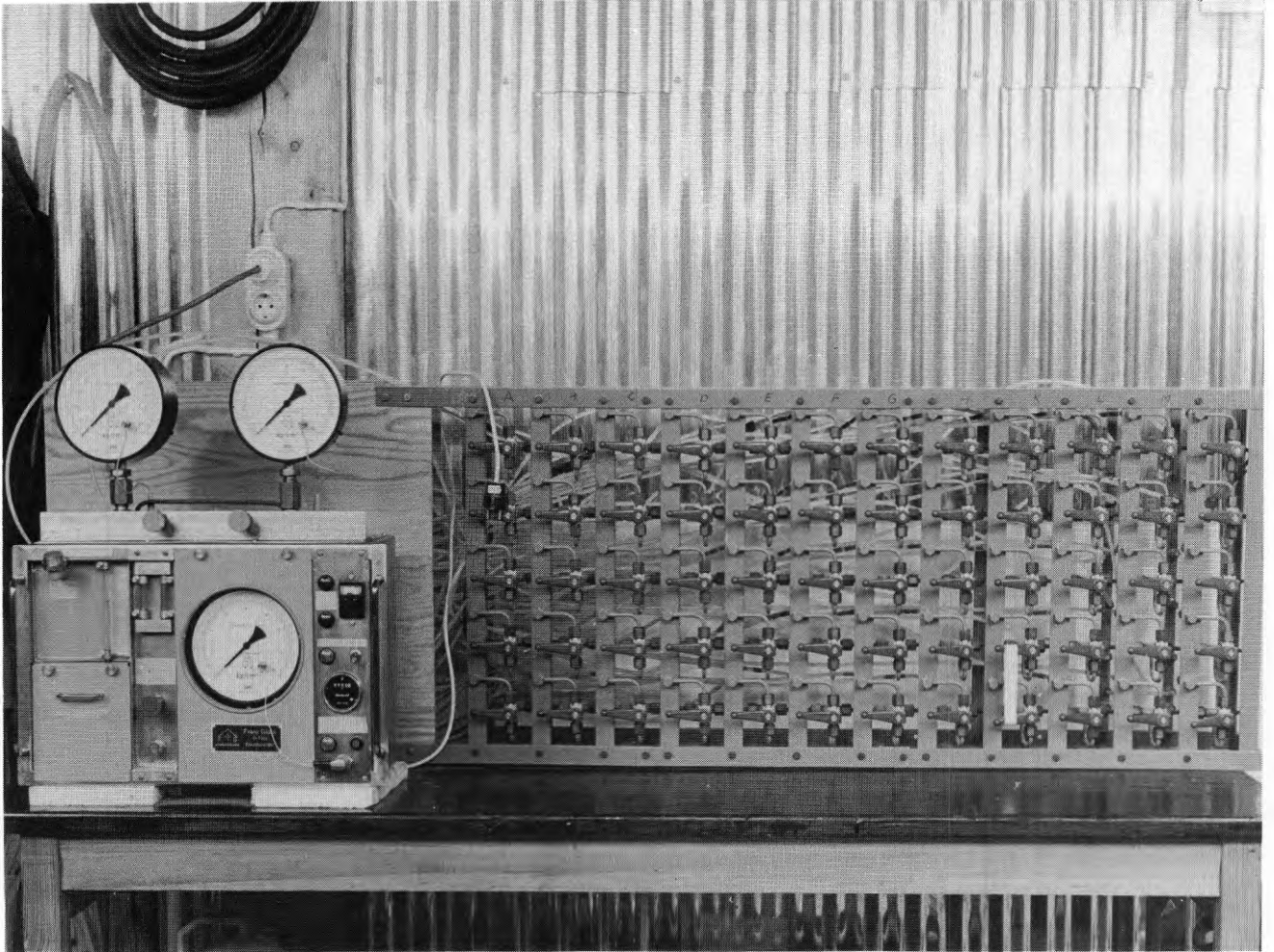


FIG. 32. Pump och kopplingsplint för jordtrycksmätning.  
Pump and switchboard for earth pressure measurements.

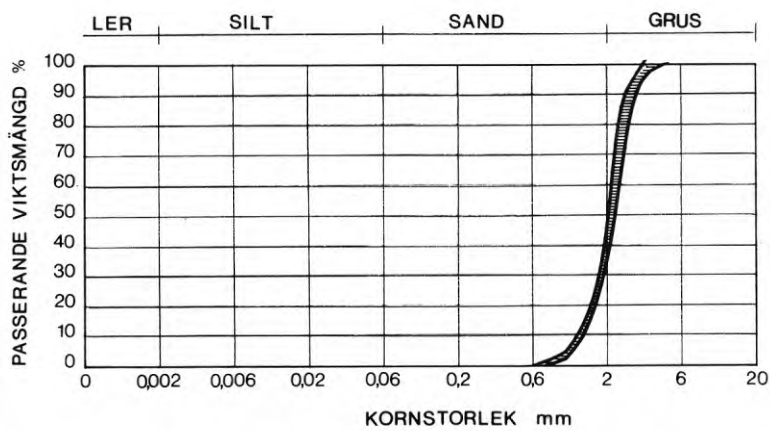


FIG. 33. Kornfördelningskurvor för Simrishamnsgrus. (10 prover från en volym av  $10 \text{ m}^3$ .)  
Grain size curves for Simrishamn gravel. (10 samples from a volume of  $10 \text{ m}^3$ .)

stav försedd med en dubb i ena änden och en fast monterad mätklocka i den andra. Vid mätning placerades staven i två vaggor, en på vardera murkrönet, försedda med vertikala anslagsplattor för dubb och mätklocka. Mätningarna korrigerades för stavens längdändring på grund av temperaturvariationer med hjälp av en termometer fäst vid mätstaven.

#### 3.4 Den använda friktionsjordens egenskaper

För att efterlikna verkliga förhållanden vid grundläggning på stort djup bestämdes att huvuddelen av belastningsförsöken skulle göras på vattenmättad friktionsjord. För att slippa torka jorden före packning valdes att använda en jord med låg vattenhållande förmåga och med en densitet efter packning som påverkades relativt litet av den variation i vattenhalt som kunde tänkas uppstå vid jordens hantering. Efter försök med olika jordar valdes ett sandigt strandgrus från Simrishamn med kornfördelning enligt FIG. 33. Kornens densitet bestämdes till  $2,65 \text{ t/m}^3$ .

Grusets vattenhållande förmåga undersöktes på följande sätt:

1. Torrt grus fylldes i ett cylindriskt kärl med perforerad botten som via en tratt stod i förbindelse med ett höj- och sänkbart vattenmagasin, FIG. 34.
2. Kärlet med grus placerades på en våg.
3. Grundvattenytan höjdes till en nivå  $h_0$  i gruset strax ovanför kärlets botten. Vågen lästes av.
4. Från utgångsnivån  $h_0$  höjdes grundvattenytan stegvis till  $h_1, h_2, h_3$  osv med sänkning till  $h_0$  efter varje steg. Vågen lästes av 5 minuter efter varje vattenståndsändring.

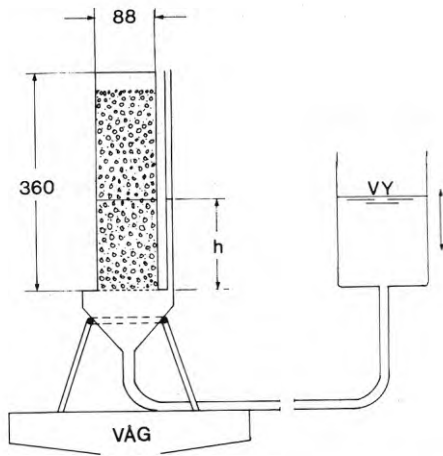


FIG. 34. Anordning använd för undersökning av Simrishamnsgrugets vattenhållande förmåga. (Mått i mm).

Set up used for testing the water holding capacity of Simrishamn gravel. (Dimensions in mm.)

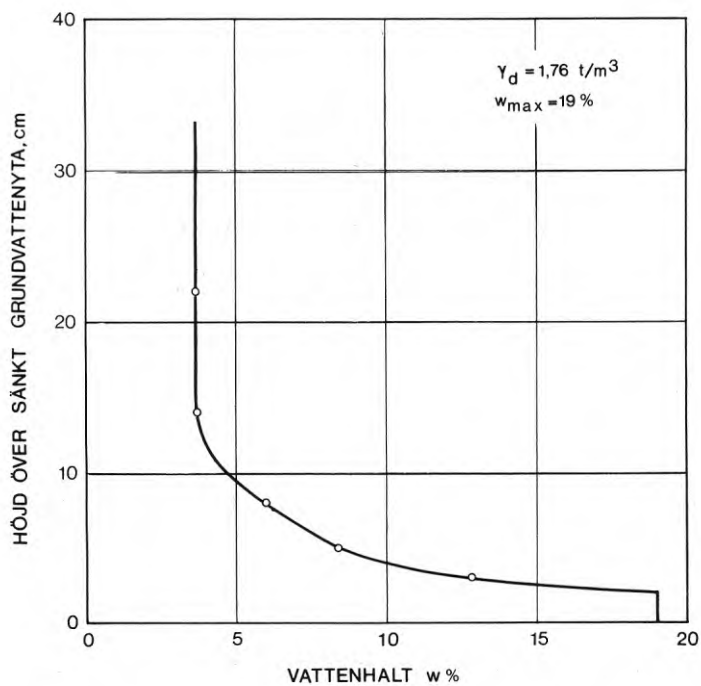


FIG. 35. Vattenhalt hos Simrishamnsgrus på olika höjd över en sänkt grundvattenyta. Resultat av laboratorieförsök.

Water content of Simrishamn gravel at different heights above a lowered ground water level. Result of laboratory tests.

Med ledning av utförda vägningar beräknades vattenhaltsvariationen i gruset ovanför den sänkta grundvattenytan med resultat enligt FIG. 35. Från vattenmättnad vid kapillära stighöjden, som bestämdes till ca 2 cm, sjunker vattenhalten snabbt och är på större höjd än 14 cm ovanför den sänkta grundvattenytan konstant och lika med 3,7 procent.

Grusets packningsegenskaper undersöktes genom laboratorievibrering med en metod som utvecklats av AB Vibroverken (se Forssblad, 1965). Vid denna metod packas jorden med en vibratorstamp i två lager i en provcylinder som spänns fast i ett betongfundament. Varje lager vibreras i 2 minuter. Vibratorstamp och provcylinder har följande data:

Vibratorstamp	Provcylinder
Diameter 150 mm	Diameter 152 mm
Massa 35 kg	Höjd 138 mm
Frekvens 50 Hz	Volym 2,5 dm <sup>3</sup>
Centrifugalkraft 2,5 kN	

Resultatet av packningsförsöken visas i FIG. 36. Maximal torrdensitet efter vibrering uppgår till 1,91 t/m<sup>3</sup> och har erhållits för grus som utfyllts i vatten. För vattenhalter mellan 0 och 4 procent, som med hänsyn till grusets vattenhållande förmåga kunde förväntas vid packning i lådan, varierar torrdensiteten efter vibrering mellan 1,77 och 1,81 t/m<sup>3</sup>.

Vid lös utfyllnad med torrt grus erhöles en lägsta torrdensitet av 1,53 t/m<sup>3</sup>.

Torrdensiteten  $\gamma_d$ , porositeten  $n$  och portalet  $e$  vid lösaste och fastaste lagring har här sammanställts:



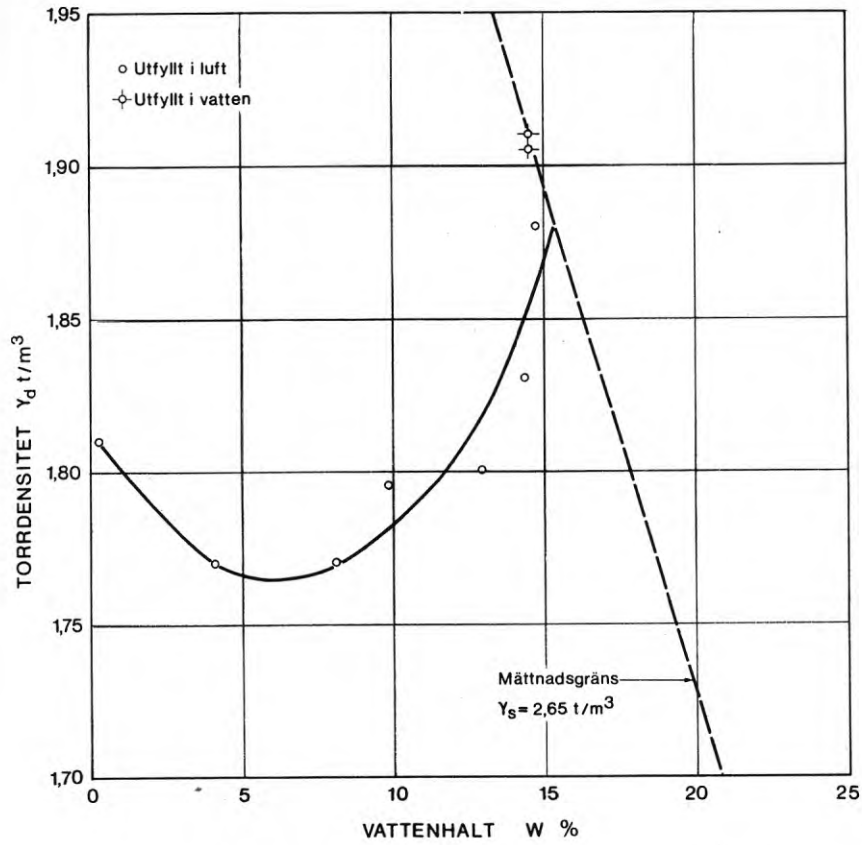


FIG. 36. Packningskurva för Simrishamnsgulv vid laboratorieivibrering.

Compaction curve for Simrishamn gravel obtained with laboratory vibration method.

Lagring	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	n	e
Lösaste	1,53	0,423	0,733
Fastaste	1,91	0,280	0,390

Grusets kompressionsegenskaper undersöktes i en ödometer med diametern 82 mm och höjden 32 mm. Kompressionsförsök gjordes på torrt grus med portalen 0,553 och 0,730. Vertikaltrycket ökades stegvis från nära 0 till 2,0 MN/m<sup>2</sup>. Resultatet visas i FIG. 37. De ur försöksresultaten beräknade sambanden mellan kompressionsmodulen M och vertikaltrycket  $\sigma$ , som också visas i figuren, kan i detta fall ej beskrivas med ett konstant värde på exponenten  $1-\beta$  i ekv. 2 inom hela det undersökta tryckintervallet. För tryck mellan 0 och 0,5 MN/m<sup>2</sup> och med  $\sigma_j$  valt till 0,1 MN/m<sup>2</sup> fås följande värden på modultalet m och spänningsexponenten  $1-\beta$ :

e	m	$1-\beta$
0,553	850	0,65
0,730	440	0,85

Med ledning av dessa värden kan kompressionsmodulen vid andra portal uppskattas. Enligt Andréasson (1971) är modultalet m för en ren friktionsjord en exponentiell funktion av portalet e

$$m = xe^{-y} \quad (54)$$

vilket med ovanstående värden ger

$$m = 180 e^{-2,70} \quad (55)$$

Belastningsförsöken i lådan gjordes på grus med ett portal

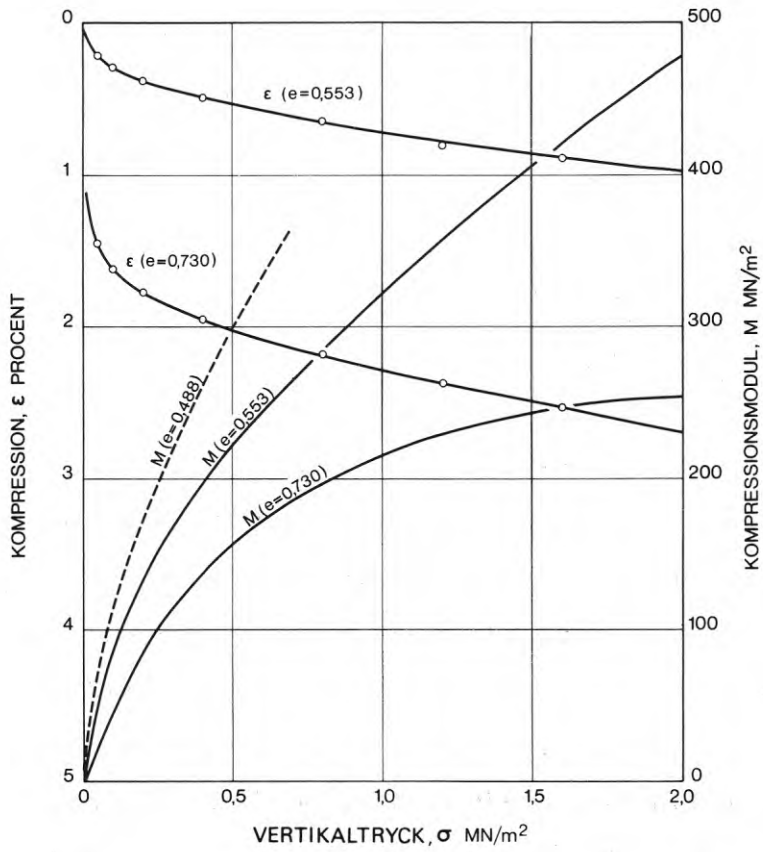


FIG. 37. Resultat av ödometerförsök på Simrishamnsgrus. Kompression  $\epsilon$  och kompressionsmodul  $M$  som funktion av vertikaltryck  $\sigma$ .

Result of oedometer tests on Simrishamn gravel. Compression  $\epsilon$  and compression modulus  $M$  versus vertical pressure  $\sigma$ .

av i medeltal 0,488. Vid detta portal fås, om exponenten  $1-\beta$  antas vara direkt proportionell mot portalet, följande uttryck på kompressionsmodulen inom tryckintervallet 0 till  $0,5 \text{ MN/m}^2$

$$M = 126 \left( \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^{0,58} \text{ MN/m}^2 \quad (56)$$

Grusets hållfasthetsegenskaper undersöktes genom dränerade triaxialförsök på vattenmättade prover med diametern 5 cm och höjden 11 cm. Celltrycket vid försöken hölls konstant. Den axiella deformationen ökades med en jämn hastighet av 0,1 procent per minut. Försök utfördes med celltrycken 0,2 och  $0,4 \text{ MN/m}^2$  och olika lagringstäthet. Typiska försöksresultat för fast lagrat grus visas i FIG. 38. Vi ser att deviatorspänningen når ett maximum vid en axiell deformation som varierar mellan 5 och 10 procent samt att plasticering sker under samtidig volymökning (dilatans). Trots dilatans har brottet ej särskilt spröd karaktär.

Grusets friktionsvinkel  $\phi$  beräknad ur sambandet

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (57)$$

för försök med celltrycken 0,2 och  $0,4 \text{ MN/m}^2$  och olika torrdensitet visas i FIG. 39. Vi ser att friktionsvinkeln minskar med ökande celltryck och att effekten är störst vid låg torrdensitet. Belastningsförsöken i lådan gjordes på grus med en torrdensitet av i medeltal  $1,78 \text{ t/m}^3$ . Vid denna densitet är friktionsvinkeln lika med  $38,2^\circ$  respektive  $37,8^\circ$  vid celltrycken 0,2 respektive  $0,4 \text{ MN/m}^2$ .

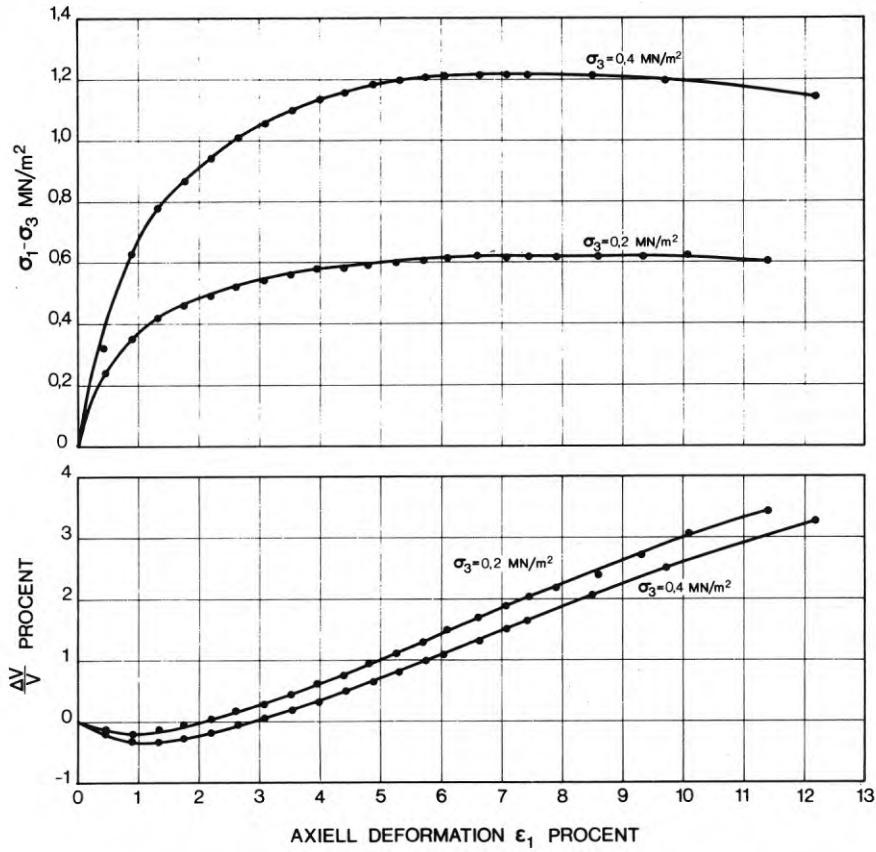


FIG. 38. Typiska resultat av dränerade triaxialförsök på fast lagrat Simrishamnsgrus. ( $\gamma_d = 1,75 \text{ t/m}^3$ ). Deviatorspänning  $\sigma_1 - \sigma_3$  och volymförändring  $\Delta V/V$  som funktion av axiell deformation  $\epsilon_1$ .

Typical results of drained triaxial tests on dense Simrishamn gravel ( $\gamma_d = 1.75 \text{ t/m}^3$ ). Deviator stress  $\sigma_1 - \sigma_3$  and volume change  $\Delta V/V$  versus axial deformation  $\epsilon_1$ .

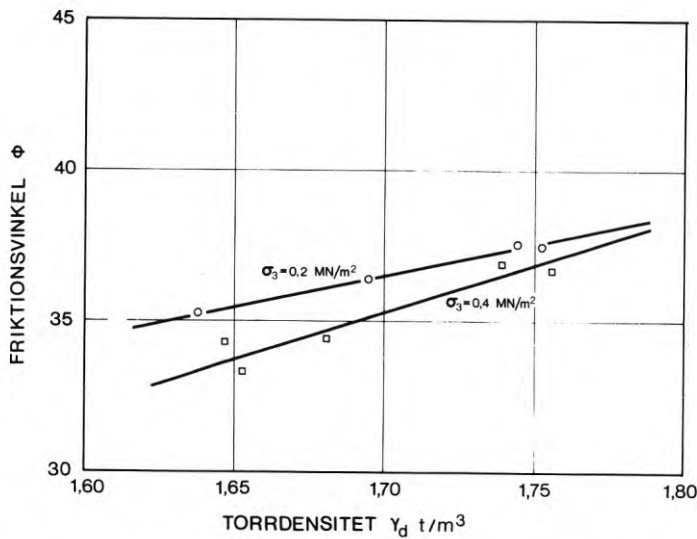


FIG. 39. Friktionsvinkeln  $\phi$  för Simrishamnsgrus vid celltrycken 0,2 och 0,4  $\text{MN/m}^2$  som funktion av torrdensiteten  $\gamma_d$ .

Angle of shearing resistance  $\phi$  for Simrishamn gravel at cell pressures 0.2 and 0.4  $\text{MN/m}^2$  versus dry density  $\gamma_d$ .

### 3.5 Fyllning och packning

#### 3.5.1 Metod

45 t sandigt grus med en vattenhalt av ca 3 procent levererades i två omgångar från AB Kwartssand i Simrishamn och lossades i forskningsstationens grusupplag. Från grusupplaget till lådan transporterades gruset i poster på 400 - 500 kg i en behållare med bottentömning upphängd i stationens telfer. Behållaren fylldes för hand. Varje lass vägdes på en våg placerad under telferbanan i anslutning till grusupplaget, FIG. 28. Prov för vattenhaltsbestämning togs från i medeltal vart fjärde lass. Varje lager i lådan packades till en tjocklek av 0,10 m och innehöll ca 1 800 kg grus som fördelat på fyra lass lossades från ca 1 m höjd och spreds över den tidigare packade ytan utan att denna behövde beträdas. Före packning planades ytan ut mycket noggrannt så att den blev parallell med de nivålinjer som målats runt lådans väggar med en ekvidistans av 0,20 m. Packningen utfördes med en eldriven, självgående vibratorplatta av typ Dynapac CR 11 med följande karakteristiska data:

Massa	94 kg
Bredd	0,46 m
Längd	0,41 m
Frekvens	50 Hz
Centrifugalkraft	10 kN
Gånghastighet	10 m per minut

Vibratorplattan styrdes mellan två plankor som kilades fast mellan lådans kortväggar, FIG. 40. Plankorna som dessutom tjänstgjorde som gångbanor vid vibratorplattans manövrering flyttades successivt och kilades fast i bestämda lägen så att fem 0,50 m breda stråk med 0,12 m överlappning bildades. Totalt gjordes 20 överfarter per lager motsvarande ca 4 över-

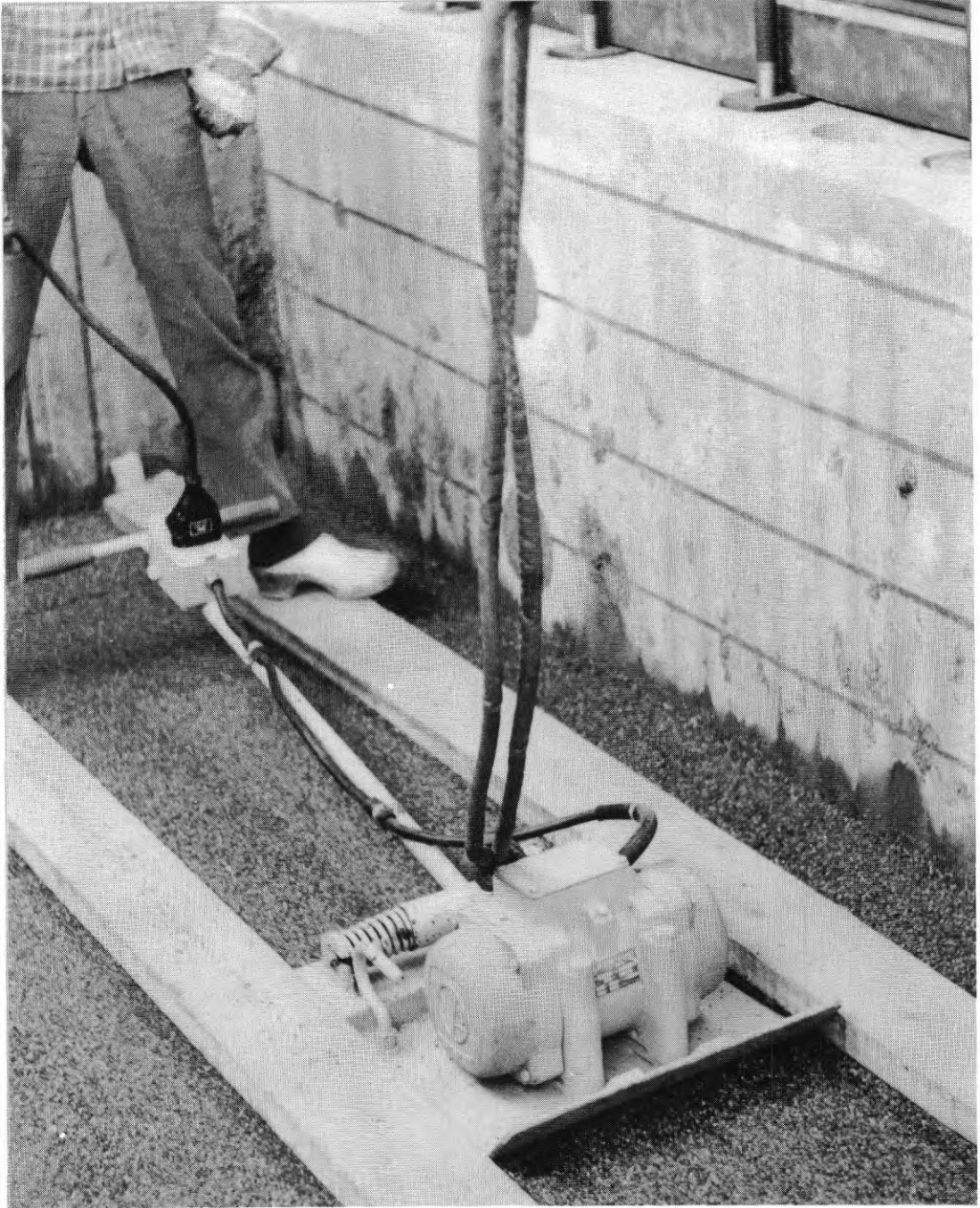


FIG. 40. Packning med vibratorplatta.  
Compaction with vibrating plate compactor.

farter per ytenhet.

### 3.5.2 Densitet

Sammanlagt gjordes sex packningar i lådan med urschaktning till ca 1,0 m djup efter varje försöksserie. Grusets medeltorrdensitet efter packning beräknad som förhållandet mellan total grusmassa och grusvolym i lådan samt medelvattenhalten hos det grus som packades vid respektive tillfälle uppgick till följande värden:

Packning nr	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	w %
1	1,770	2,8
2	1,776	1,5
3	1,785	1,1
4	1,794	0,9
5	1,787	1,5
6	1,789	1,8

Det maximala felet i ovan angivna densiteter uppskattas till  $\pm 0,010 \text{ t/m}^3$ . Inbördes kan densiteterna jämföras med en något större noggrannhet, ca  $\pm 0,005 \text{ t/m}^3$ . Av uppställningen framgår att medeldensiteten efter packning ökat kontinuerligt från ett lägsta värde av  $1,770 \text{ t/m}^3$  efter packning nr 1 till ett högsta värde av  $1,794 \text{ t/m}^3$  efter packning nr 4. Orsaken är ökad densitet hos den kvarlämnade grusmassan beroende på effekten av utförda belastningsförsök och ompackning på högre nivåer samt ökad densitet hos det grus som packats på nytt beroende på en succesivt minskad vattenhalt vid packning, jämför FIG. 36. Efter packning nr 4 och 5 vattenmätades gruset varför vattenhalten vid de två sista packningarna ökat något. Detta har resulterat i något lägre densiteter jämfört med närmast föregående packning.



I samband med packning nr 1 bestämdes grusets densitet i ett stort antal punkter med hjälp av en cylindervolymeter som utvecklats på CTH, FIG. 41. Den består av en cylinder av rostfritt stål med en invändig diameter av 260 mm och en godstjocklek av 1,5 mm som pressas ned till önskat djup varefter jorden grävs ur och vägs. Den urgrävda jordens volym bestäms genom lodning av ytan före nedpressning av cylindern och efter urgrävning. Lodning görs med en millimetergraderad stav i fem punkter längs två diagonaler från en mätram stående på en basplatta.

Beräknade torrdensiteter vid provtagning till ca 8 cm djup efter packning till olika höjd  $h$  räknat från lådans botten framgår av följande uppställning:

$h$ m	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>						$\gamma_d$ (medel) t/m <sup>3</sup>
1,6	1,76	1,75	1,75	1,77			1,76
1,2	1,76	1,79	1,76	1,79	1,77	1,74	1,77
0,8	1,74	1,74	1,77	1,74	1,75	1,76	1,75
0,4	1,77	1,74	1,77	1,76	1,75	1,77	1,76

Felet i angivna värden uppskattas till högst  $\pm 0,02$  t/m<sup>3</sup>.

Av uppställningen framgår att densiteten i horisontalled varierar obetydligt och att medeldensiteten för de undersökta lagren är lika med eller högst  $0,02$  t/m<sup>3</sup> lägre än det tidigare bestämda medelvärdet för den totala grusmassan efter packning till full höjd. Eftersom skillnaden i densitet mellan ytlagren och hela massan är av ungefär samma storlek som mätnoggrannheten kan inga säkra slutsatser dras angående densitetens variation i vertikalled. En uppfattning om den ökning i densitet som fås av överlagring och packning på

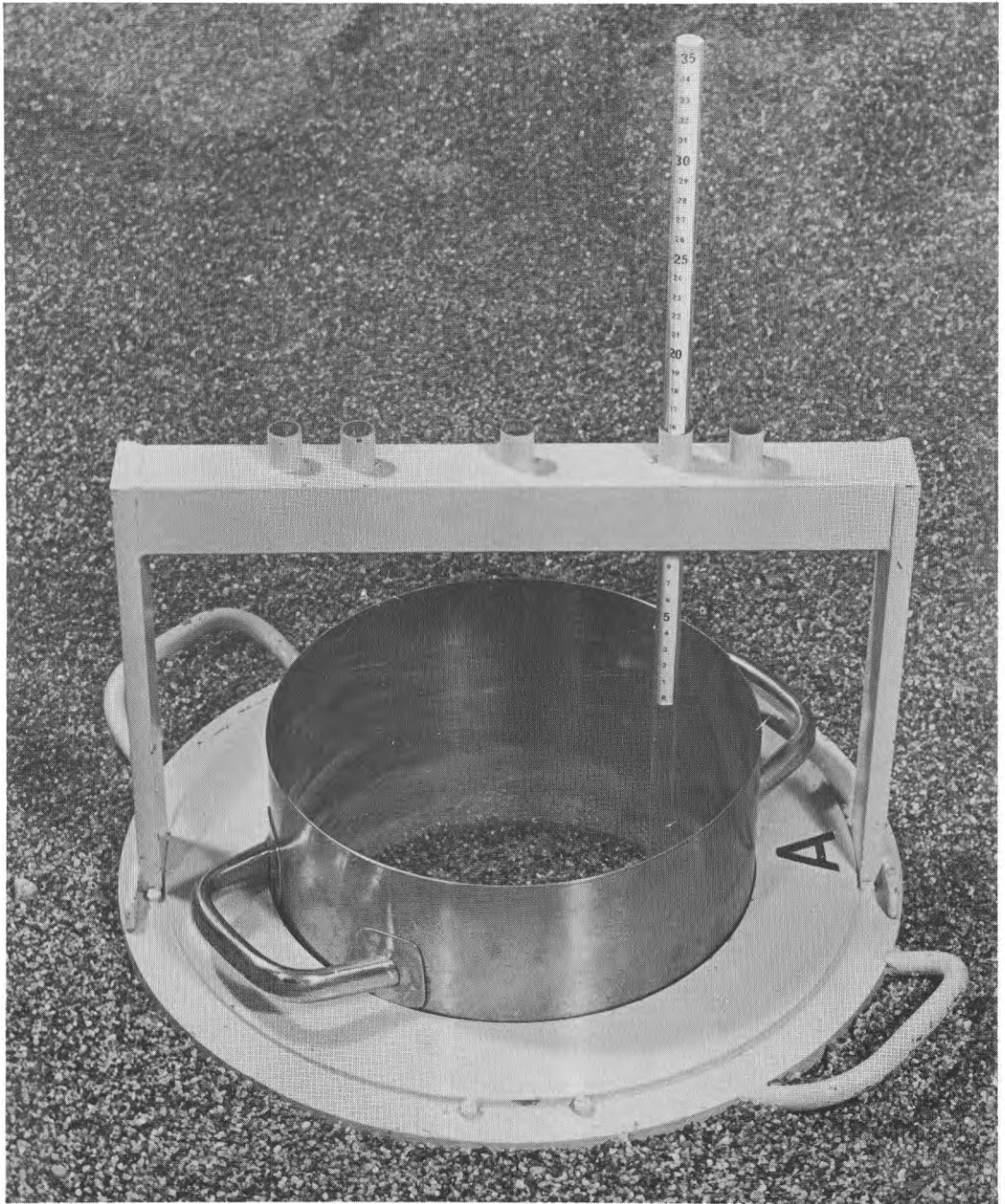


FIG. 41. Cylindervolometer, typ CTH.  
Apparatus for density determination, CTH type.

högre nivåer kan erhållas genom att studera densitetsökningen i ytan vid ökat antal överfarter med vibratorplattan. Ett sådant experiment gjordes på 0,80 m djup i samband med packning nr 2 och gav följande resultat:

Antal överfarter per ytenhet	$\gamma_d$				$\gamma_d$ (medel)
	t/m <sup>3</sup>				t/m <sup>3</sup>
4	1,77	1,77	1,78	1,78	1,775
6	1,79	1,79	1,79	1,81	1,795
8	1,80	1,79	1,80	1,79	1,795

Med ledning av medelvärdena kan efter 4 överfarter densiteten under ytlagret antas vara 0,02 t/m<sup>3</sup> högre än i detsamma.

Vid belastning av grusytan med ett fundament som har en diameter av 0,25 m kan vi anta att grusets densitet ned till ett djup av ca 0,50 m har störst inverkan på sambandet mellan last och sättning. Medeldensiteten för detta lager efter respektive packning uppskattas till följande värden:

Packning nr	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>
1	1,77
2	1,78
3	1,79
4	1,79
5	1,78
6	1,78

### 3.5.3 Homogenitet

För att undersöka med vilken precision fundamentets brottlast kunde bestämmas genom trycksondering och för att undersöka homogeniteten efter packning konstruerades en trycksond med tvärsnittsarean  $10 \text{ cm}^2$  försedd med en konisk  $60^\circ$  spets, FIG. 42. Sonden byggdes av rostfritt stål och dimensionerades för ett spetstryck av  $60 \text{ MN/m}^2$ . Spetsstrycket mättes med hjälp av fyra trådtöjningsgivare monterade på en rörformad mätkropp omedelbart ovanför spetsen. Givarna kopplades så att effekten av temperatur och böjspänningar eliminerades. Signalen från givarna registrerades som en funktion av tiden med hjälp av en skrivare, typ Hewlett-Packard. Sondspetsen kalibrerades i en press på CTH. Med ledning därav uppskattas mätnoggrannheten vid sondering till  $\pm 1$  procent.

Sonden drevs ned med hjälp av en valsdomkraft, typ Nilcon. För att erhålla en jämn neddrivningshastighet kopplades en elektrisk motor till valsdomkraftens vred. Sondering utfördes med en hastighet av 0,20 m per minut.

Efter packning nr 1 gjordes sex sonderingar för att undersöka homogeniteten hos grusmassan. Sonderingarna gjordes vid överlagringstrycket noll och med grundvattenytan några cm från lådans botten. Sonderingspunkternas lägen beskrivna med två koordinater  $x$  och  $y$ , utgående från ett av lådans hörn med  $x$ -axeln längs långsidan och  $y$ -axeln längs kortsidan, framgår av följande uppställning:

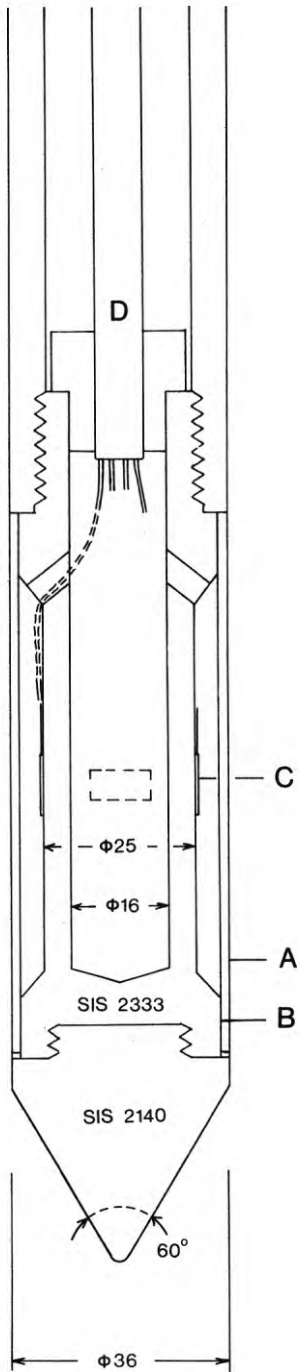


FIG. 42. Trycksond, typ CTH. A. Skyddshylsa. B. Glapp. C. Trådtöjningsgivare. D. Elektrisk kabel. (Mått i mm.)

Static cone penetrometer, CTH type. A. Tube protecting load cell. B. Clearance. C. Strain gage. D. Electrical cable. (Dimensions in mm.)

Sondering	x	y
nr	cm	cm
1	150	100
2	350	100
3	50	150
4	150	150
5	350	150
6	450	150

Resultatet av sonderingarna framgår av FIG.43, där spetsstrycket redovisats som en funktion av djupet under grusytan. De lägsta trycken registrerades för de två sonderingarna i lådans centrumlinje och de högsta för de fyra sonderingarna närmast ena långsidan. Originalkurvorna som skrevs ut kontinuerligt karakteriserades av snabba tryckvariationer på högst  $\pm 0,4 \text{ MN/m}^2$ . Sonderingarna avbröts på djup mellan 0,8 och 1,5 m på grund av att valsarna i domkraften slirade. Den djupaste sonderingen som gjordes i en punkt längs centrumlinjen tyder på att spetstrycket närmar sig ett gränsvärde på ca  $40 \text{ MN/m}^2$ .

Sonderingsresultaten visar att homogeniteten hos grusmassan är mycket stor.

### 3.6 Jordtryck

Jordtrycket mot lådans väggar mättes efter packning nr 1 och 5 vid olika överlagringstryck. Mätningarna ger en uppfattning om spänningstillståndet i jorden före belastning av fundamentet.

Jordtrycket direkt efter packning nr 1 visas i FIG.44. Medelvärdet av de uppmätta trycken på varje mätnivå har förbundits med en heldragen linje. Med streckade linjer har de tryck

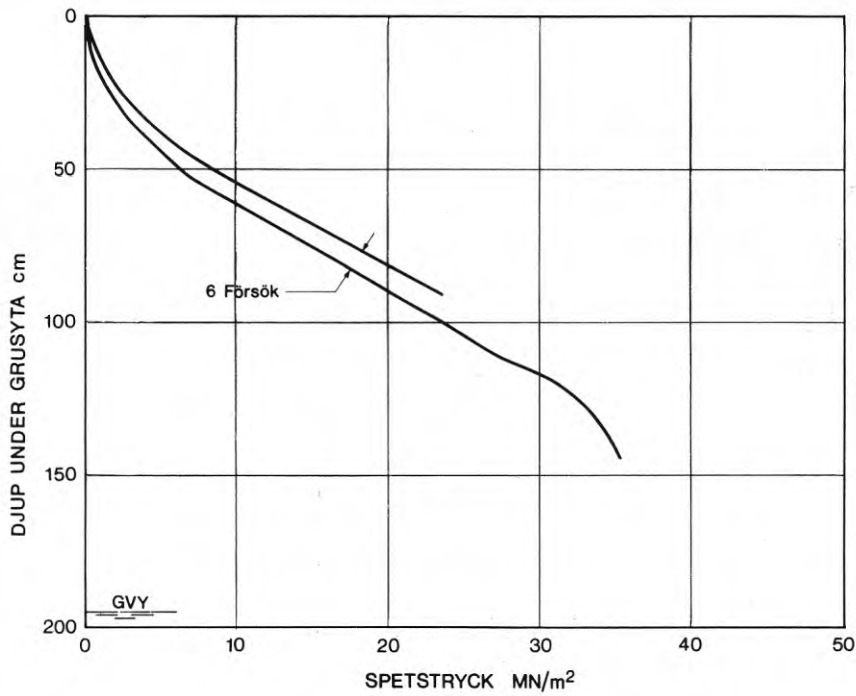


FIG. 43. Resultat av sondering med trycksönd, typ CTH, efter packning nr 1. Spetstryck som funktion av djup under grusyta.

Result of penetration tests with CTH penetrometer after 1st placement of gravel in shaft. Point resistance versus depth below gravel surface. (6 tests.)

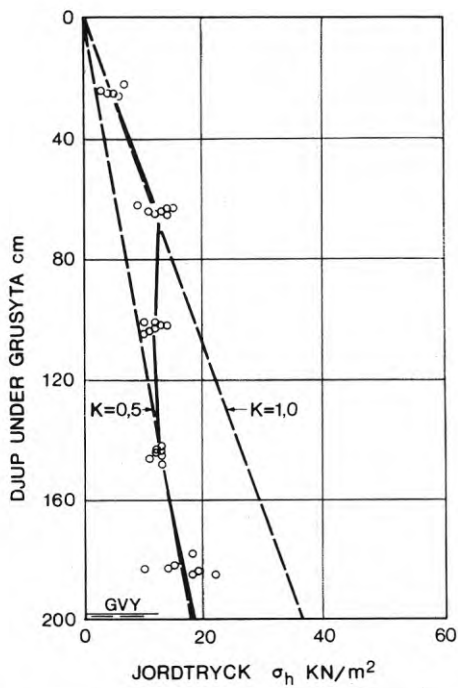


FIG. 44. Uppmätt jordtryck direkt efter packning nr 1.

Earth pressure measured directly after first placement of gravel in shaft.

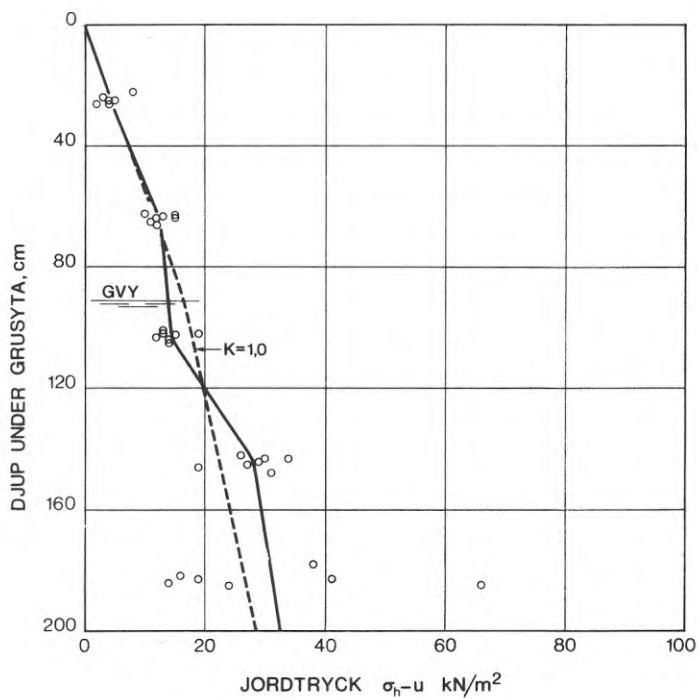


FIG. 45. Uppmätt jordtryck direkt efter packning nr 5.  
 Earth pressure measured directly after 5th placement of gravel in shaft.

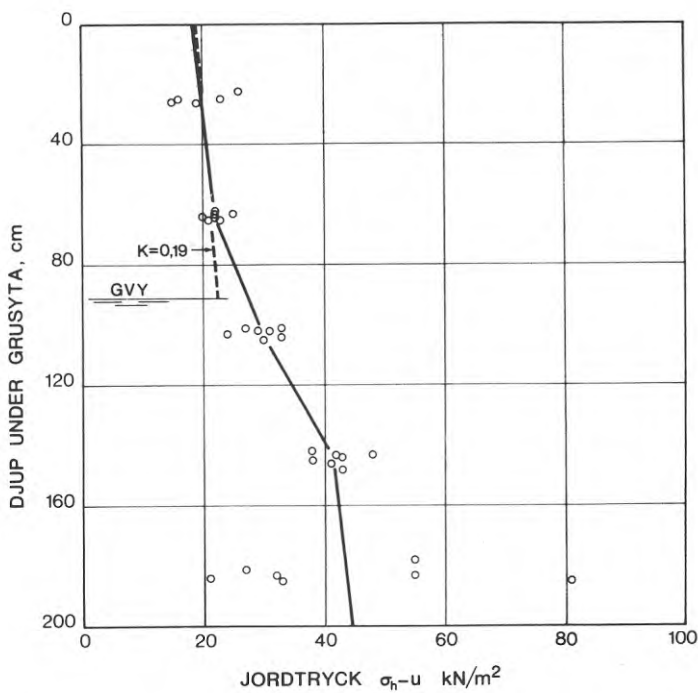


FIG. 46. Uppmätt jordtryck efter packning nr 5 vid överlagringstrycket 100 kN/m<sup>2</sup>.  
 Earth pressure measured after 5th placement of gravel in shaft at overburden pressure of 100 kN/m<sup>2</sup>.



markerats som svarar mot en jordtryckscoefficient  $K = 0,5$  och  $K = 1,0$ . Vi ser att medelvärdet av de uppmätta trycken ökar linjärt med  $K = 1,0$  från ytan ned till 0,6 m djup och att trycket är praktiskt taget konstant från 0,6 till 1,4 m djup. Därunder ökar trycket linjärt med  $K = 0,5$ .

Ändringen i spännvidd, räknat från tom låda, mellan krönen på de längsgående väggarna uppmättes till  $2 \cdot 10^{-2}$  mm. Denna rörelse har sannolikt ingen inverkan på jordtryckens storlek utan lådan kan betraktas som oändligt styv.

Jordtrycket direkt efter packning nr 5, som hade gjorts efter urgrävning till 0,8 m djup, visas i FIG. 45. Vi ser att trycket från den senast packade jorden är praktiskt taget detsamma som efter packning nr 1. Jordtrycket på större djup är högre än efter packning nr 1 och varierar kraftigt. Detta är en effekt av tidigare utförda belastningsförsök.

Efter packning nr 5 belastades grusytan med ett överlagringstryck av  $100 \text{ kN/m}^2$ . Uppmätta jordtryck visas i FIG. 46. Vi ser att trycket från den senast packade jorden ned till ett djup av 0,6 m ökar linjärt med  $K$  lika med 0,19 jämfört med 1,0 direkt efter packning. Beroende på inverkan av väggfriktion kan vi anta något högre horisontaltryck i jorden närmare lådans centrum.

### 3.7 Sonderingsmotstånd

Efter packning nr 1 med grundvattenytan några cm ovanför lådans botten gjordes trycksondering med den på CTH konstruerade sonden (se avsnitt 3.5.3) vid i tur och ordning överlagringstrycken 0,50, 100 och  $160 \text{ kN/m}^2$ . Uppmätta spetstryck som funktion av djupet under grusytan visas i FIG. 47. Djupet noll anger att hela spetsen trängt ned i gruset.

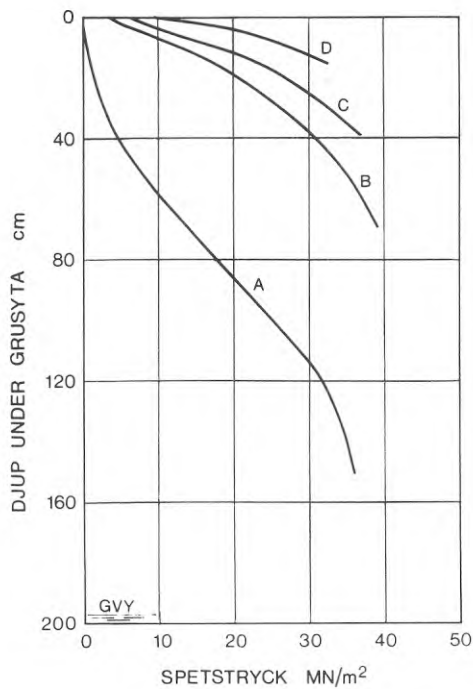


FIG. 47. Resultat av sondering med trycksond, typ CTH, efter packning nr 1. Spetstryck som funktion av djup under grusyta. A.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ . B.  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . C.  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . D.  $q = 160 \text{ kN/m}^2$ .

Result of penetration tests with CTH penetrometer after 1st placement of gravel in shaft. Point resistance versus depth below gravel surface. A.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ . B.  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . C.  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . D.  $q = 160 \text{ kN/m}^2$ .

Sonderingarna avbröts vid ett spetstryck varierande mellan 30 och 40 MN/m<sup>2</sup> på grund av att valsarna i domkraften slirade. Vid det sista försöket gick valsdomkraften sönder.

De fortsatta trycksonderingarna gjordes med en sond, utvecklade av AB Borros, som skiljer sig från CTH-sonden genom att diametern minskar med ca 4 mm ovanför spetsen, FIG. 48. Spetstrycket mäts med hjälp av trådtöjningsgivare och registreras kontinuerligt av en skrivare som en funktion av djupet. Sonden kalibreras före sondering genom att spetsen trycks mot en hydraulisk kraftdosa. Mätnoggrannheten vid sondering uppskattas till  $\pm 5$  procent. Sonden drivs ned med en vevdomkraft i etapper om ca 1,0 m. Neddrivningshastigheten vid de aktuella försöken varierade mellan 0,3 och 0,4 m per minut.

Efter packning nr 6 med grundvattenytan något ovanför grusytan gjordes trycksondering med AB Borros sond vid överlagringsstrycken 0,50 och 100 kN/m<sup>2</sup>. Dessutom gjordes en jämförande sondering med CTH-sonden vid överlagringsstrycket noll. Uppmätta spetstryck som funktion av djupet under grusytan visas i FIG. 49. Vi ser att praktiskt taget samma spetstryck registrerats med de båda sönerna.

Spetstrycket närmast grusytan är av särskilt intresse för jämförelse med belastningsförsöken på fundamentet. Av FIG. 47 och FIG. 49 framgår att spetstrycket vid överlagringsstrycken 50, 100 och 160 kN/m<sup>2</sup> ökar linjärt från ytan ned till ett djup varierande mellan 5 och 10 cm. Eftersom trycksondering kan betraktas som ett belastningsförsök i modellskala där den plastiska grenen av last - sättningsskurvan registreras är det lämpligt att uttrycka spetstrycket som

$$p = p_0 + M_s \frac{s}{B} \quad (58)$$

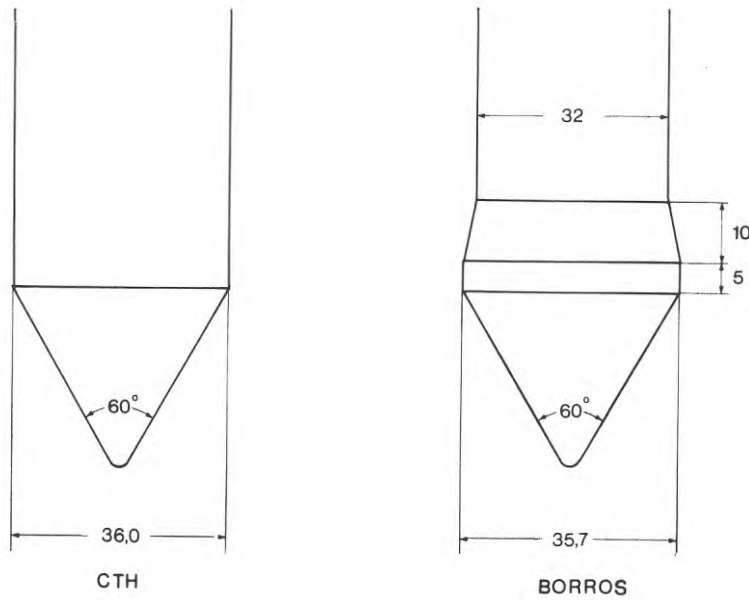


FIG. 48. Jämförelse mellan använda trycksondspetsar. (Mått i mm.)

Comparison between penetrometer points used in tests. (Dimensions in mm.)

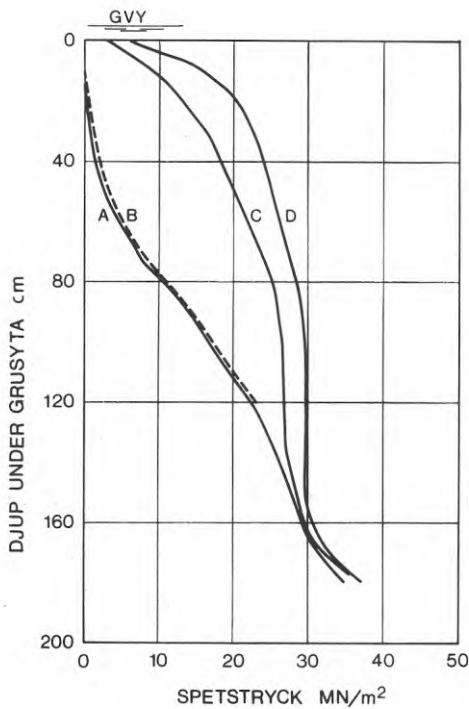


FIG. 49. Resultat av sondering med trycksond av typ Borros och jämförande sondering med typ CTH efter packning nr 6. Spetstryck som funktion av djup under grusyta. A.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$  (Borros). B.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$  (CTH). C.  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  (Borros). D.  $q = 100 \text{ kN/m}^2$  (Borros).

Result of penetration tests with penetrometer type Borros and comparative test with CTH type after 6th placement of gravel in shaft. Point resistance versus depth below gravel surface. A.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$  (Borros). B.  $q = 0 \text{ kN/m}^2$  (CTH). C.  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  (Borros). D.  $q = 100 \text{ kN/m}^2$  (Borros).

där  $p_0$  är spetstrycket när hela spetsen trängt ned i gruset och  $M_s$  den i ekv. 6 definierade sättningsmodulen. Ur försöksresultaten har följande värden på  $p_0$  och  $M_s$  beräknats:

Packning nr	q kN/m <sup>2</sup>	$p_0$ MN/m <sup>2</sup>	$M_s$ MN/m <sup>2</sup>	Grus
1	50	3,0	3,40	Fuktigt
1	100	6,0	4,30	Fuktigt
1	160	8,0	8,40	Fuktigt
6	50	3,0	2,20	Vattenmättat
6	100	5,5	3,80	Vattenmättat

Av uppställningen framgår att  $p_0$  och  $M_s$  ökar med ökande överlagringstryck och att särskilt  $M_s$  är något lägre för vattenmättat grus.

På större djup är spetstrycket i fuktigt grus avsevärt högre än i vattenmättat grus. Skillnaden kan ej förklaras enbart av skillnad i effektivtryck på grund av olika grundvattennivå. Skillnaden beror sannolikt till största delen på ett med djupet ökande porvattenövertryck närmast spetsen i det vattenmättade gruset med minskat spetstryck som följd.

### 3.8 Statiska belastningsförsök

#### 3.8.1 Utförande

Statiska och dynamiska belastningsförsök utfördes som tidigare nämnts på ett fundament med 0,25 m diameter i fyra lägen längs lådans centrumlinje på avstånden 1, 2, 3 och 4 m från ena kortväggen. Försöken utfördes på fuktigt och vattenmättat grus vid olika överlagringstryck. Ursprungligen avsågs att utföra försök vid överlagringstrycken

50, 100 och 200 kN/m<sup>2</sup>. Under den första försöksserien uppstod emellertid vid 180 kN/m<sup>2</sup> oroväckande deformationer i trycklocken varför överlagringstrycket sänktes till 160 kN/m<sup>2</sup>. I fortsättningen begränsades överlagringstrycket till 150 kN/m<sup>2</sup>. Utförda belastningsförsök har sammanställts och numrerats i följande uppställning, där STAT betecknar ett statistiskt belastningsförsök på ej förbelastad jord och DYN-STAT ett dynamiskt belastningsförsök följt av ett statistiskt försök.

Packning nr	Försök nr	q kN/m <sup>2</sup>	DYN resp. DYN-STAT	Grus
1	1:1	50	STAT	Fuktigt
	1:2	100	STAT	Fuktigt
	1:3	160	STAT	Fuktigt
2	2:1	50	STAT	Fuktigt
	2:2	50	DYN-STAT	Fuktigt
	2:3	50	DYN-STAT	Fuktigt
	2:4	50	DYN-STAT	Fuktigt
3	3:1	100	STAT	Fuktigt
	3:2	100	DYN-STAT	Fuktigt
	3:3	100	DYN-STAT	Fuktigt
	3:4	100	DYN-STAT	Fuktigt
4	4:1	50	STAT	Vattenmättat
	4:2	50	DYN-STAT	Vattenmättat
	4:3	50	DYN-STAT	Vattenmättat
	4:4	50	DYN-STAT	Vattenmättat
5	5:1	100	STAT	Fuktigt
	5:2	100	STAT	Vattenmättat
	5:3	100	DYN-STAT	Vattenmättat
	5:4	100	DYN-STAT	Vattenmättat
6	6:1	50	STAT	Vattenmättat
	6:2	150	STAT	Vattenmättat
	6:3	150	DYN-STAT	Vattenmättat
	6:4	150	DYN-STAT	Vattenmättat

De statiska belastningsförsök som gjordes utan föregående dynamisk belastning utfördes på följande sätt:

1. Trycklocken lyftes på plats och förankrades.
2. Grusytan inom foderröret horisonterades med hjälp av en cirkulär skiva med diametern 0,25 m försedd med vattenpass.
3. Avståndet från styrningens överkant till grusytan mättes upp med millimeternoggrannhet.
4. Fundamentets stopplackar justerades med ledning av resultatet från mom. 3 så att fundamentet nätt och jämnt kom i kontakt med grusytan när det sänktes ned på stopplackarna, FIG. 30.
5. Överlagringstrycket ökades från 0 till  $10 \text{ kN/m}^2$  varefter stopplackarna avlägsnades.
6. Överlagringstrycket ökades till önskat värde
7. Grundvattennivån höjdes om så fordrades
8. Hydraulkolven, kraftmätaren och mothållsramen lyftes på plats. Mothållsramen förankrades.
9. Två diametralt placerade indikatorklockor för mätning av fundamentets sättning monterades på två längsgående mätbalkar upplagda på kortväggarnas krön.
10. Belastningen påfördes stegvis så att medeltrycket mot fundamentets basyta ökade med 5-10 q åt gången. Sättningen mättes normalt 1, 2, 4 och 8 minuter efter varje nytt laststeg.
11. För att studera inverkan av statisk förbelastning avlastades fundamentet vid olika tillfällen följt av en återbelast-

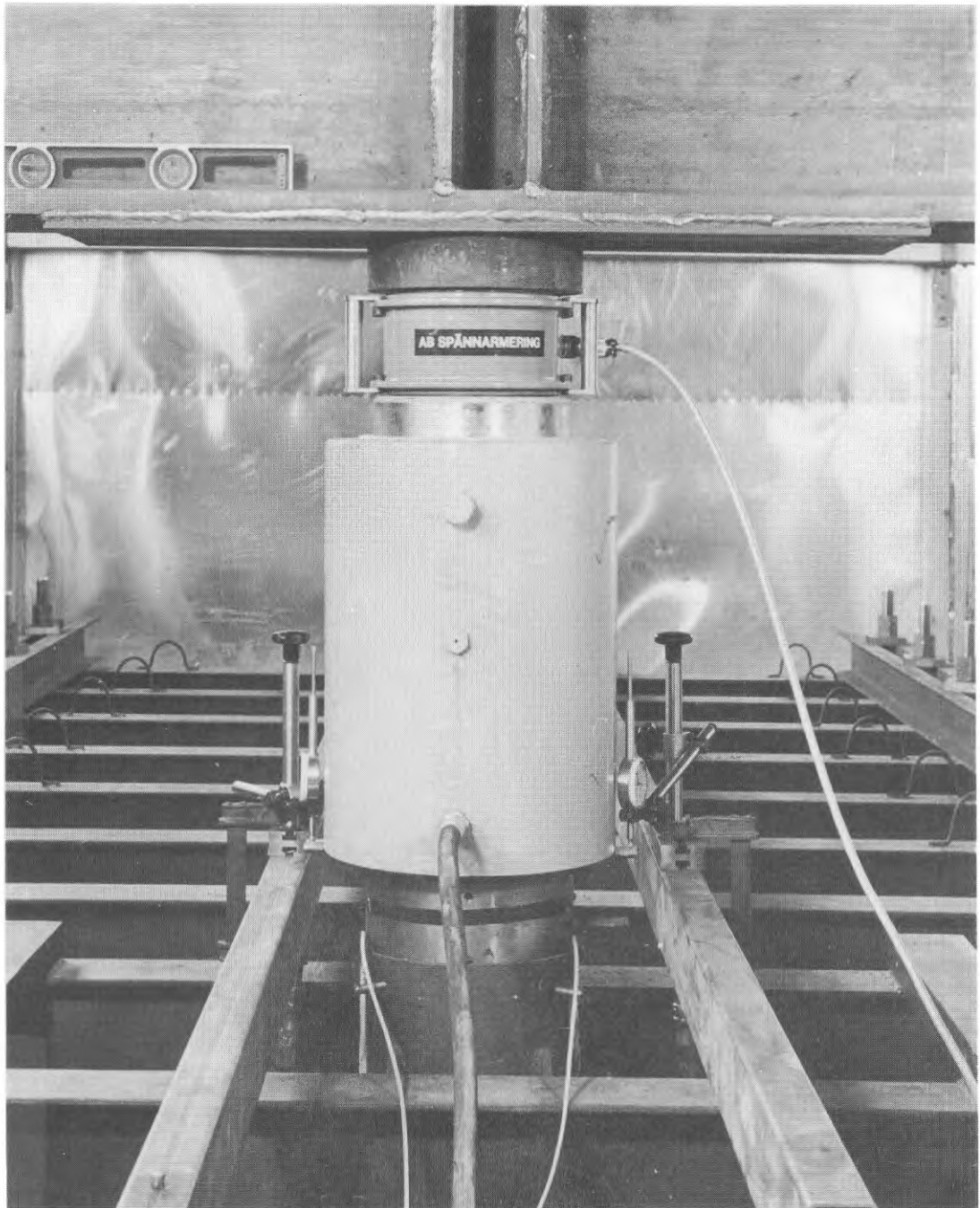


FIG. 50. Statiskt belastningsförsök.  
Static load test.



ning enligt mom. 10.

I samband med försök 1:1 avvägdes mätbalkarnas upplag med precisionsavvägningsinstrument mot en fixpunkt i berg belägen ca 25 m från forskningsstationen. Eventuell vertikalrörelse låg inom mätnoggrannheten som uppskattas till  $\pm 0,2$  mm. Ett foto taget under pågående belastningsförsök visas i FIG. 50.

### 3.8.2 Resultat

Sammanlagt gjordes 10 belastningsförsök. Sambandet mellan last och sättning för de olika försöken redovisas i BIL. 1-10. Som exempel visas i FIG. 51 resultatet av försök 6:2 som gjordes på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $150 \text{ kN/m}^2$ . Överst i figuren visas sättningen  $s_1$  en minut efter varje laststeg som funktion av medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta. Nederst i figuren visas krypningen  $\Delta s$  under tidsintervallet 1-2 minuter efter varje laststeg som funktion av  $p$ .

Sättningen efter varje laststeg ökade genomgående proportionellt mot logaritmen för tiden vilket kan uttryckas med sambandet

$$s = s_1 \left( 1 + \frac{\Delta s}{s_1} \frac{\log t}{\log 2} \right) \quad (59)$$

där  $t$  är tiden i minuter efter ett laststeg. Förhållandet  $\Delta s/s_1$  vid halva brottlasten har valts som mått på krypningens relativa storlek.

Sambandet mellan  $p$  och  $s_1$  har beskrivits med följande parametrar:

$$M_{s_0} = \text{sättningsmodulen i origo}$$

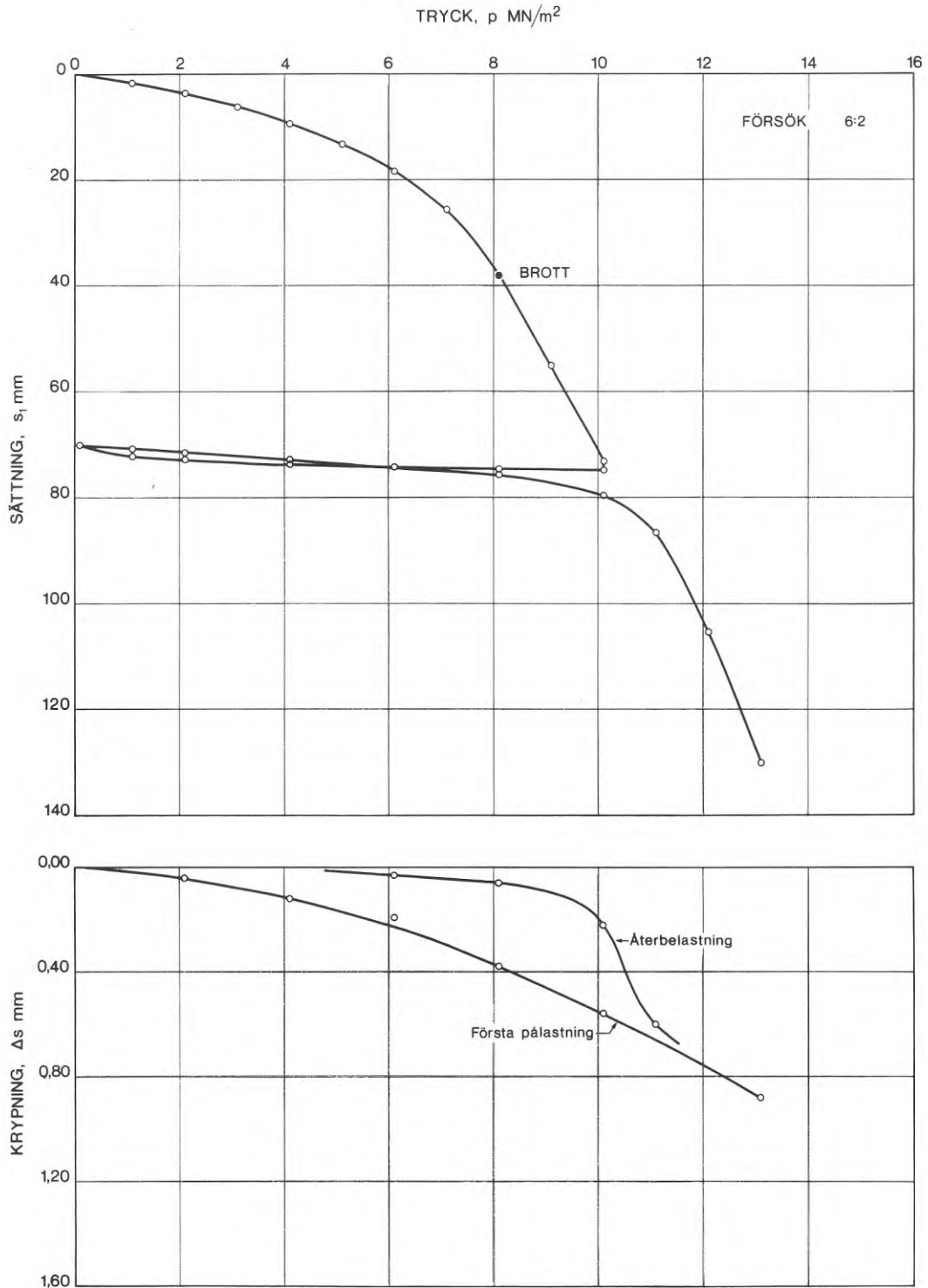


FIG. 51. Resultat av statiskt belastningsförsök på vattenmättat grus vid överlagringsstrycket 150 kN/m<sup>2</sup>. Överst: Sättning  $s_1$  en minut efter varje laststeg som funktion av medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta. Nederst: Krypning  $\Delta s$  under tidintervallet 1–2 minuter efter varje laststeg som funktion av  $p$ .

Result of static load test on saturated gravel at overburden pressure of 150 kN/m<sup>2</sup>. Above: Settlement  $s_1$  one minute after each increment of load versus average base pressure  $p$ . Below: Creep settlement  $\Delta s$  from 1 to 2 minutes after each increment of load versus  $p$ .

$p_f$  = brottlasten definierad som den last där kurvan först når maximal lutning

$s_f$  = sättningen vid brottlasten.

Här har sammanställts de resultat som gäller förstagångsbelastning:

Försök nr	q kN/m <sup>2</sup>	M <sub>s0</sub> MN/m <sup>2</sup>	p <sub>f</sub> MN/m <sup>2</sup>	s <sub>f</sub> mm	$\frac{\Delta s}{s_1} \cdot 10^2$	Grus
1:1	50	84,0	4,3	32	0,93	Fuktigt
2:1	50	85,0	4,8	45	0,88	Fuktigt
1:2	100	114	7,2	40	0,75	Fuktigt
3:1	100	112	7,6	43	0,95	Fuktigt
5:1	100	139	7,5	50	1,00	Fuktigt
1:3	160	152	10,3	50	1,00	Fuktigt
4:1	50	107	5,4	40	1,14	Vattenmättat
6:1	50	75,5	4,0	32	0,87	Vattenmättat
5:2	100	130	7,6	55	1,03	Vattenmättat
6:2	150	144	8,1	38	1,23	Vattenmättat

Anm. Värdena på  $p_f$  och  $s_f$  för försöken 1:1, 1:2 och 1:3 är något osäkra på grund av det stora antalet av- och pålastningar som gjordes vid dessa försök, BIL. 1-3.

### 3.9 Dynamiska belastningsförsök. Statiska belastningsförsök på dynamiskt förbelastad jord

#### 3.9.1 Utförande

Dynamisk belastning åstadkoms som tidigare nämnts med en fritt fallande hejare som släpptes mot fundamentet från olika höjd. Hejaren utgjordes liksom fundamentet av en homogen stålcyllinder med diametern 0,25 m och massan 250 kg. För att få ett lugnt stötförlopp med måttlig frekvens dämpades slagen med en dyna av naturgummi med diametern 0,24 m och höjden 30 mm som limmades fast vid fundamentets överyta. Dynan provbelastades i en press på CTH till en last av 0,3 MN. Dynan uppförde sig därvid elastiskt med en fjäderkonstant av 23,6 MN/m.

Under slagen mättes stålspänning och acceleration i en sektion på fundamentets halva höjd. Dessutom mättes fundamentets permanenta sättning per slag med indikatorklocka samt maximal sättning och återfjädring med hjälp av en blyertspenna som fördes utefter en horisontell stålbalk med spetsen mot ett papper på fundamentets mantelyta.

De dynamiska och efterföljande statiska belastningsförsöken utfördes på följande sätt:

1-7. Se avsnitt 3.8.1

8. Ett 1,6 m långt styrrör för hejaren spändes fast vid mothållsramen. Ramen placerades så att styrningen kom centriskt över fundamentet, FIG. 52.

9. Hejaren lyftes in i styrröret och hängdes i en manuell frifallsutlösare.

10. Fallhöjden ställdes in med en noggrannhet som uppskattas till  $\pm 3$  mm.
11. En indikatorklocka monterades med mätspetsen mot en konsol på fundamentet. Klockan lästes av varefter kuggstången, i vars ände mätspetsen sitter, drogs upp och låstes i sitt övre läge.
12. Ett vitt papper tejpades fast på fundamentets mantelyta. En nollinje drogs upp med en vässas blyertspenna som fördes utefter livet på en horisontell U-balk.
13. Mätbandspelaren startades. När den nått full hastighet gjorde vår elektriker klartecken varvid en man utlöste hejaren och en annan förde blyertspennan utefter U-balken med spetsen mot papperet på fundamentets mantelyta.
14. Efter slaget mättes fundamentets permanenta sättning genom att indikatorklockan lästes av sedan kuggstången frikopplats och mätspetsen förts ned till kontakt med konsolen.
15. Fundamentet slogs ned till ett djup som var begränsat till ca 50 mm. Antal slag varierade beroende på fallhöjd och överlagringstryck. Efter varje slag mättes den permanenta sättningen. Under slag 1, 5, 10, 20, 30 . . . . och sista slaget mättes stålspänning och acceleration samt maximal sättning och återfjädring.
16. Efter dynamisk förbelastning gjordes ett statiskt belastningsförsök på samma sätt som beskrivits tidigare, dvs med stegvis ökning av lasten och med krypmätning efter varje steg.

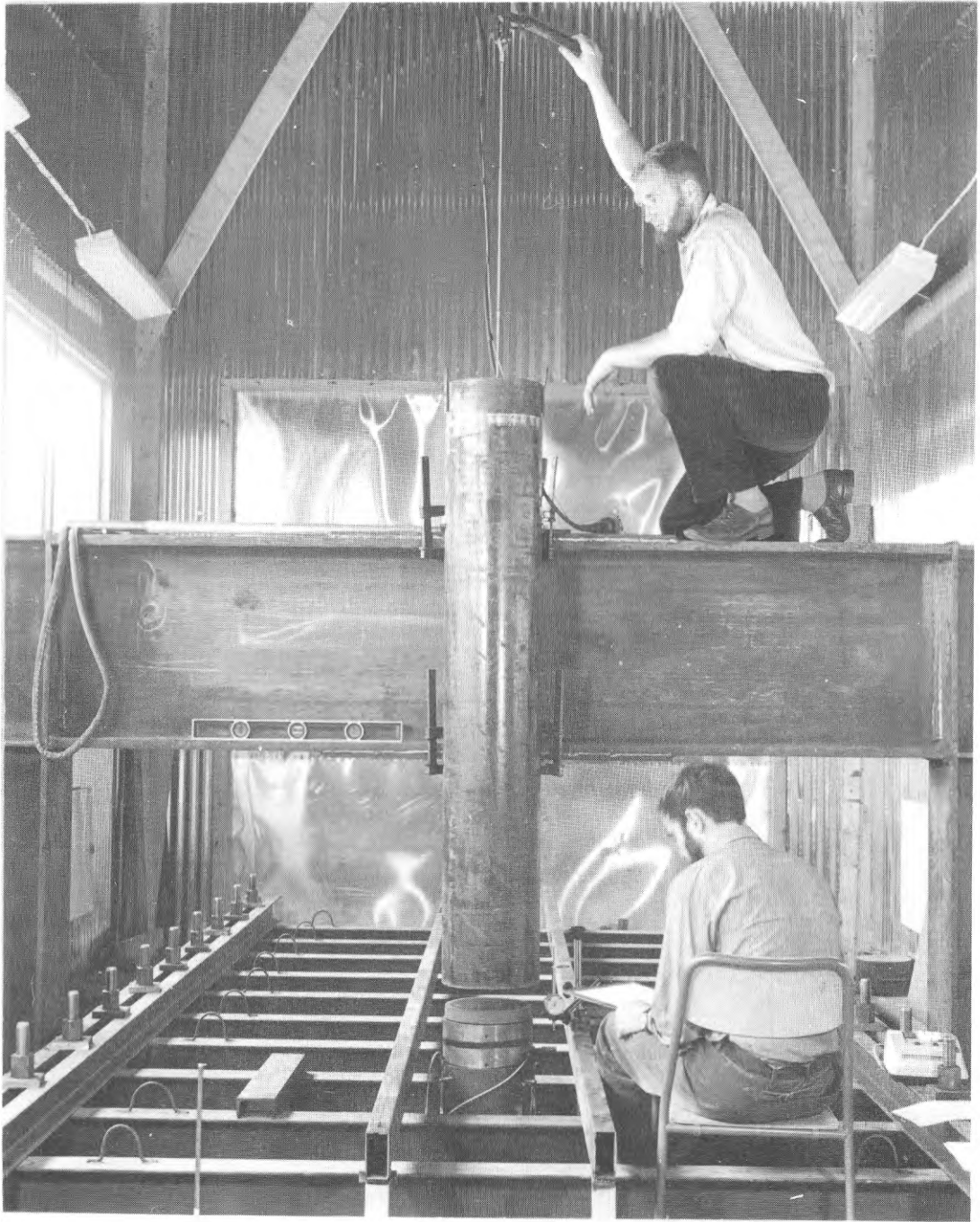


FIG. 52. Dynamiskt belastningsförsök.

Dynamic load test.

3.9.2 Stötförlopp. Metod för beräkning av samband mellan stöttryck och sättning.

Som exempel visas i FIG. 53, a och b resultatet av de dynamiska mätningarna under sista slaget i försök 5:3 som utfördes på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ .

Fallhöjden var 0,80 m. Överst till höger i FIG. 53a visas ett fotografi av oscilloskåpskärmen med de elektriska signalerna från trådtöjningsgivare och accelerometer. Till vänster visas motsvarande stålspänning  $\sigma$  och acceleration  $\ddot{s}$  som funktion av tiden. Vi ser att hela stöten varar ca 15 millisekunder (ms). Under denna period växer  $\sigma$  från noll till ett maximum efter 6,0 ms för att återgå till noll. Samtidigt passerar  $\ddot{s}$  ett maximum efter 3,2 ms och ett minimum efter 7,0 ms. Förloppens karaktärer är representativa för samtliga försök.

Ur mätresultaten beräknades medeltrycket  $p$  mot basytan som funktion av tiden. Eftersom fundamentets hoptryckning var mycket liten jämfört med dess sättning antogs att fundamentet kunde betraktas som stelt. Antagandets riktighet bekräftades vid kontrollmätning av accelerationen i två punkter på olika avstånd från basytan i samband med försök 6:4.

Om stålspänningen i fundamentet på avståndet  $x$  från basytan kallas  $\sigma_x$  fås ur Newtons kraftekvation följande jämviktsvillkor för delen mellan basytan och sektionen  $x$ .

$$(\sigma_x - p) A = x \gamma A \cdot \ddot{s} \quad (60)$$

där  $A$  är fundamentets tvärsnittsarea och  $\gamma$  stålets densitet. Genom att införa den uppmätta stålspänningen  $\sigma$  på fundamentets halva höjd och fundamentets massa  $m$  i ekv. 60 fås följande uttryck på  $p$ :

$$p = \sigma - \frac{m\ddot{s}}{2A} \quad (61)$$

Trycket  $p$  beräknat ur ekv. 61 har i FIG. 53 a lagts in i samma diagram som  $\sigma$ . Skillnaden mellan  $p$  och  $\sigma$  är direkt proportionell mot  $\ddot{s}$ . Vi ser att skillnaden är störst vid retardationsmaximum där  $p$  är ca 35 procent större än  $\sigma$ .

Fundamentets sättning  $s$  som funktion av tiden beräknades genom att integrera det uppmätta accelerationsförloppet två gånger. Beräkningen är känslig eftersom ett litet fel i accelerationsmätningen förstoras kraftigt vid integrationen. Om accelerationens nollnivå mäts fel med t ex  $20 \text{ m/s}^2$  blir felet i sättning lika med 1 mm efter 10 ms och drygt 2 mm efter 15 ms. För att få en kontroll på integrationen infördes efter försöksserierna 2 och 3 den tidigare beskrivna mätningen av fundamentets maximala sättning och återfjädring. Normalt stämde det beräknade och uppmätta värdet på den maximala sättningen väl överens. I några fall korrigerades accelerationen med ett konstant belopp så att den beräknade maximala sättningen blev lika med den uppmätta. Sättningen  $s$  som funktion av tiden visas nederst i FIG. 53 a. Vi ser att sättningen når sitt maximum något senare än trycket mot basytan och att fundamentet passerar utgångsläget efter ca 15 ms. Fjädringsmätningen vid tillfället visar att fundamentet studsar till en höjd av 9,0 mm ovanför utgångsläget. Av de bandade mätresultaten framgår att hejaren, som studsar betydligt högre, under en period av ca en sekund åstadkommer en serie lätta stötar mot fundamentet.

Med  $p$  och  $s$  kända som funktion av tiden kan med tiden som gemensam bas sambandet mellan  $p$  och  $s$  beräknas, FIG. 53b.



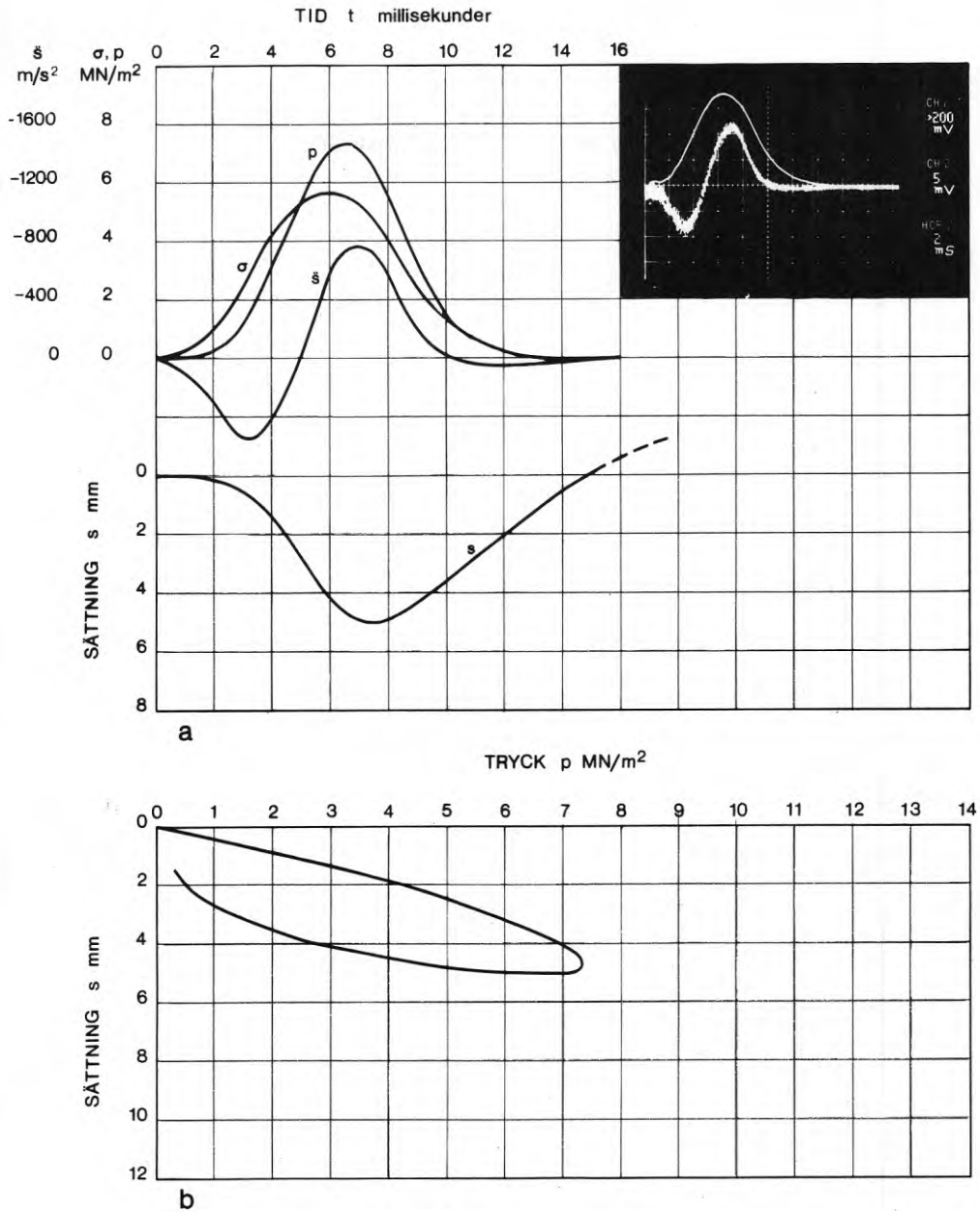


FIG. 53a och b. Resultat av dynamiskt belastningsförsök på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . Försök 5:3. Fallhöjd  $0,80 \text{ m}$ . Slag 41. a) Fotografi av oscilloskåpskärn med signaler från trådtöjningsgivare och accelerometer, monterade på fundamentets halva höjd. Motsvarande stålspänning  $\sigma$  och acceleration  $\ddot{s}$  som funktion av tiden. Medeltryck  $p$  mot basytan och sättning  $s$  som funktion av tiden. b) Samband mellan medeltryck  $p$  mot basytan och sättning  $s$ .

Result of dynamic load test on saturated gravel at overburden pressure of  $100 \text{ kN/m}^2$ . Test 5:3. Height of fall  $0.80 \text{ m}$ . Blow 41. a) Photograph of oscilloscope screen showing signals from strain gages and accelerometer, mounted at midheight of foundation. Corresponding stress  $\sigma$  and acceleration  $\ddot{s}$  versus time. Average base pressure  $p$  and settlement  $s$  versus time. b) Average base pressure  $p$  versus settlement  $s$ .

### 3.9.3 Resultat

Sammanlagt gjordes 13 belastningsförsök, se sammanställning i avsnitt 3.8.1. Sambandet mellan last och sättning för de olika försöken redovisas i BIL.11-22. Som exempel visas i FIG. 54 resultatet av försök 5:3 som utfördes på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . Totalt fordrades 41 slag med en fallhöjd av 0,80 m för att slå ned fundamentet 53 mm. Överst i figuren visas sättningen  $s$  som funktion av medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta för slag 1, 10 och 41 samt för efterföljande statiska belastningsförsök, STAT 5:3, med sättningen angiven i förhållande till fundamentets läge före nedslagningen. Dessutom visas för jämförelse resultatet av det statiska belastningsförsöket STAT 5:2 på ej förbelastad jord. Nederst i figuren visas sambandet mellan  $p$  och  $s$  för sista slaget och för efterföljande statiska belastningsförsök i större skala samt karakteristiska värden på den permanenta sättningen  $s_{pl}$  per slag.

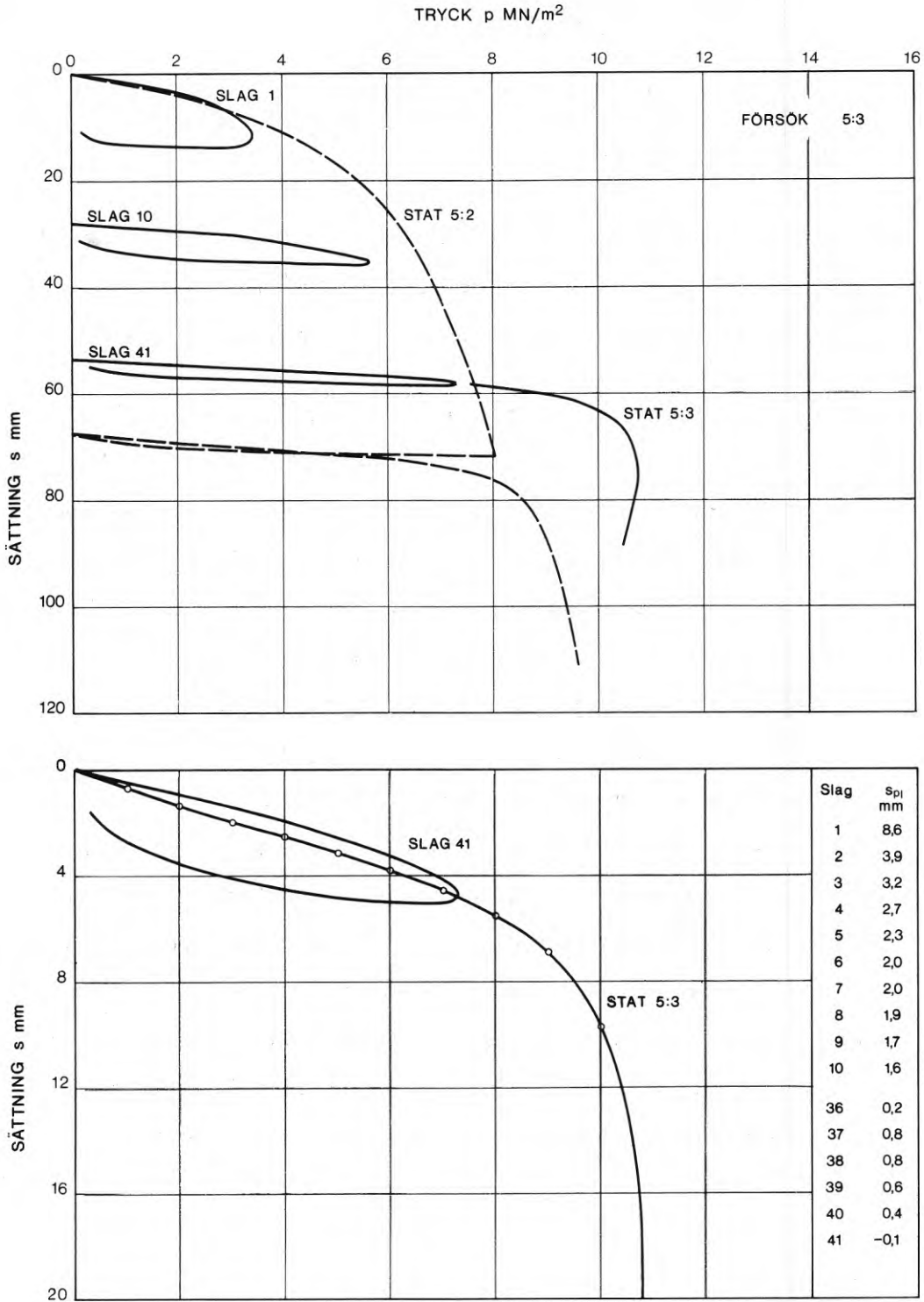


FIG. 54. Resultat av försök 5:3 på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd  $0,80 \text{ m}$ . 41 slag. Överst: Sättning  $s$  som funktion av medeltrycket  $p$  mot basytan för slag 1, 10, 41 och efterföljande statiska belastningsförsök, STAT 5:3. Resultat av STAT 5:2 på ej förbelastad jord. Nederst: Sättning  $s$  som funktion av trycket  $p$  för slag 41 och efterföljande statiska belastningsförsök STAT 5:3 i större skala. Värderna på den permanenta sättningen  $s_{p1}$  per slag. Result of test 5:3 on saturated gravel at overburden pressure of  $100 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall  $0.80 \text{ m}$ . 41 blows. Above: Settlement  $s$  versus average base pressure  $p$  for blow 1, 10, 41 and following static load test STAT 5:3. Result of STAT 5:2 on soil not preloaded. Below: Settlement  $s$  versus pressure  $p$  for blow 41 and following static load test STAT 5:3 at enlarged scale. Values of permanent settlement  $s_{p1}$  per blow.

## 4 ANALYS AV EGNA FÖRSÖK

### 4.1 Statisk belastning

#### 4.1.1 Sättningar

Belastningsförsöken gjordes på fuktigt och vattenmättat grus med en torrdensitet av i medeltal  $1,78 \text{ t/m}^3$ . Denna densitet motsvarar ett portal av  $0,488$  och en lagringstäthet av  $0,75$ .

Sättningsmodulen  $M_{s0}$  för de olika belastningsförsöken, baserad på sambandet mellan medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta och sättningen  $s_1$  en minut efter varje laststeg, som funktion av överlagringstrycket  $q$  visas i FIG. 55. Medelvärdena vid de använda överlagringstrycken har förbundits med en heldragen linje. Vi ser att  $M_{s0}$  förefaller att vara oberoende av om gruset är fuktigt eller vattenmättat vilket betyder att inverkan av grusets tyngd är obetydlig jämfört med inverkan av överlagringstrycket. Vid det lägre av de använda överlagringstrycken,  $50 \text{ kN/m}^2$ , är förhållandet  $q/g\gamma_B$  lika med 11 för fuktigt grus och motsvarande förhållande,  $q/g\gamma'_B$ , lika med 18 för vattenmättat grus. Resultatet tyder på att sättningsmodulen  $M_{s0}$  endast beror av jordens deformeringsenskaper och överlagringstryckets storlek när förhållandet  $q/g\gamma_B$  är större än 11. För det undersökta fallet kan tryckberoendet approximativt beskrivas med sambandet

$$M_{s0} = 124 \left( \frac{q}{q_j} \right)^{0,50} \text{ MN/m}^2 \quad (62)$$

där jämförelsetrycket  $q_j$  valts till  $100 \text{ kN/m}^2$ .

Vi kan med hjälp av elasticitetsteorin beräkna sambandet mellan sättningsmodulen  $M_{s0}$  och kompressionsmodulen  $M$ . För ödometerfallet gäller att

$$M = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E \quad (63)$$

och för ett cirkulärt, stelt fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium att

$$M_{s0} = \frac{4}{\pi(1-\nu^2)} E \quad (64)$$

Genom att kombinera ekv. 63 och 64 fås följande samband mellan modulerna  $M_{s0}$  och  $M$ :

$$M_{s0} = \frac{4(1-2\nu)}{\pi(1-\nu)^2} M \quad (65)$$

Med ledning av uppmätta jordtryck mot lådans väggar (se avsnitt 3.6) kan vi, om väggarnas utböjning försummas, uppskatta horisontaltrycket i gruset vid vertikal kompression med förhindrad sidoutvidgning till ca en fjärdedel av vertikaltrycket. Detta motsvarar elasticitetsteoretiskt ett kontraktionstal  $\nu = 0,20$  som insatt i ekv. 65 ger

$$M_{s0} = 1,19 M \quad (66)$$

Kompressionsmodulen  $M$  för gruset vid torrdensiteten  $1,78 \text{ t/m}^3$  är enligt ekv. 56 lika med

$$M = 126 \left( \frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^{0,58} \text{ MN/m}^2$$

Med  $\sigma = q$ , som motsvarar utgångsläget för belastningsförsöken, och med  $\sigma_j$  utbytt mot  $q_j$  får efter insättning i ekv. 66 följande samband mellan sättningsmodulen  $M_{s0}$  och överlagringstrycket  $q$ :

$$M_{s0} = 150 \left( \frac{q}{q_j} \right)^{0,58} \text{ MN/m}^2 \quad (67)$$

För jämförelse mellan beräknade och uppmätta värden har sambandet enligt ekv. 67 lagts in i FIG. 55 med en streckad

linje. Vi ser att den beräknade sättningsmodulen är något större än den uppmätta. Förhållandet mellan beräknad och uppmätt modul ökar från i medeltal 1,10 vid  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  till 1,30 vid  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ . Orsaken till att ödometerförsöket ger ett något för högt värde på sättningsmodulen  $M_{s0}$  är sannolikt friktion mellan prov och omgivande ring.

Vid ökande last på fundamentet avviker spänningstillståndet i jorden alltmer från det som råder i ödometern. På grund av deviatorspänningarnas inverkan kan något samband mellan sättningsmodulen  $M_s$  för  $p$  större än  $q$  och kompressionsmodulen  $M_{ej}$  beräknas.

Förhållandet mellan sättningen vid halva brottlasten och den som fås genom förlängning av respektive last - sättningskurvas tangent i origo,  $M_{s0}/B$ , varierar för de olika belastningsförsöken mellan 1,2 och 1,5. Motsvarande förhållande för De Beers belastningsförsök på Molsand varierade mellan 1 och 2, se avsnitt 2.2.1. Vid beräkning av initialsättningen för djupt liggande fundament på friktionsjord med ledning av kompressionsmodulen  $M$  för  $p = q$  och ekv. 65 kan sättningen vid halva brottlasten därför antas bli mellan 1 och 3 ggr större än den som fås genom förlängning av den beräknade last - sättningskurvas tangent i origo.

Vid studium av fundamentets tidberoende sättning finner vi för samtliga belastningsförsök att krypningen  $\Delta s$  är direkt proportionell mot sättningen  $s_1$  upp till ca halva brottlasten. Förhållandet  $\Delta s/s_1$  (se avsnitt 3.8.2) är oberoende av överlagringstryckets storlek och varierar kring ett medelvärde av 0,010. Om det logaritmiska sambandet mellan sättning och tid som konstaterades vid försöken förutsätts gälla även längre tidperioder får vi efter 1 dag, 1 år och 50 år en ökning av sättningen med respektive 11, 19 och 25 procent jämfört med en minut efter lastökning.

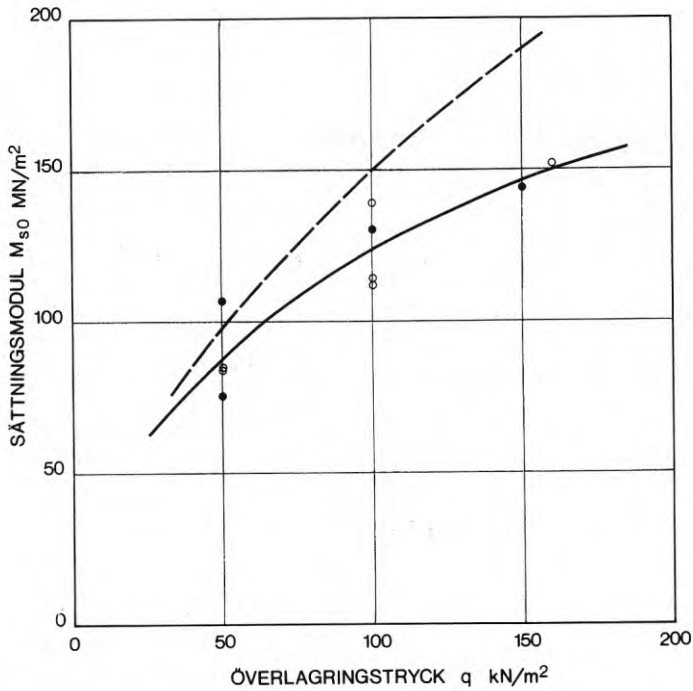


FIG. 55. Sättningsmodul  $M_{s0}$  som funktion av överlagringstryck  $q$ . Resultat av statiska belastningsförsök, jämfört med resultat av beräkning baserad på kompressionsmodulen  $M$ , - - - - -; ○, Belastningsförsök på fuktigt grus; ●, Belastningsförsök på vattenmättat grus.

Settlement modulus  $M_{s0}$  versus overburden pressure  $q$ . Result of static load tests, compared to result of calculation based on compression modulus  $M$ , - - - - -; ○, Load test on moist gravel; ●, Load test on saturated gravel.

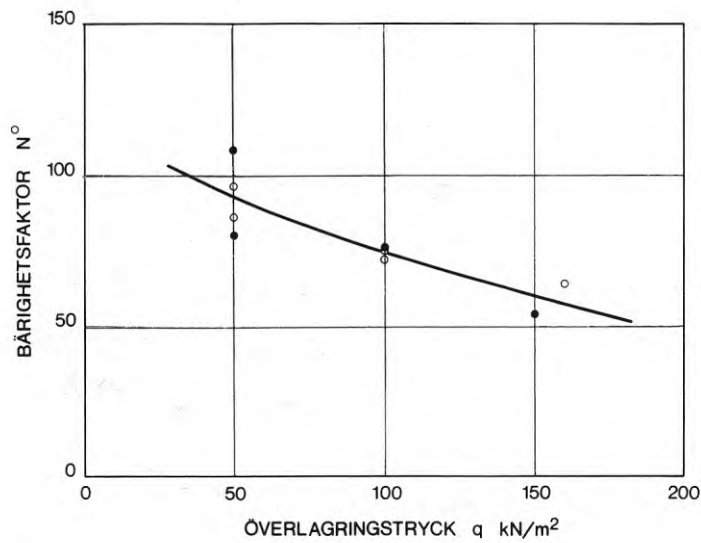


FIG. 56. Bärighetsfaktor  $N^0$  som funktion av överlagringstryck  $q$ . Resultat av statiska belastningsförsök. ○, Belastningsförsök på fuktigt grus; ●, Belastningsförsök på vattenmättat grus.

Bearing capacity factor  $N^0$  (defined in Eq. 22) versus overburden pressure  $q$ . Result of static load tests. ○, Load test on moist gravel; ●, Load test on saturated gravel.

#### 4.1.2 Brottlast

Sambandet mellan last och sättning för de utförda belastningsförsöken karakteriseras genomgående av att lasten ökar med ökande sättning utan att någon egentlig brottlast uppnås, BIL. 1-10. Vi har tidigare med ledning av Vesic (1967) konstaterat att denna typ av deformationshårdnande brott normalt kan förväntas när förhållandet  $q/g\gamma B$  är större än ca 4. I avsaknad av en tydlig brottlast har jag valt att definiera denna på samma sätt som Vesic, dvs som den last där last - sättningsskurvan först når maximal lutning.

Bärighetsfaktorn  $N^0$  för de olika belastningsförsöken, baserad på sambandet mellan medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta och sättningen  $s_1$  en minut efter varje laststeg, som funktion av överlagringstrycket  $q$  visas i FIG. 56. Medelvärdena vid de använda överlagringstrycken har förbundits med en heldragen linje. Vi ser att  $N^0$  på samma sätt som sättningsmodulen  $M_{s0}$  förefaller att vara praktiskt taget oberoende av om gruset är fuktigt eller vattenmättat, vilket leder till samma slutsatser angående inverkan av grusets tyngd som redovisats för  $M_{s0}$ . Bärighetsfaktorn  $N^0$  minskar med ökande  $q$  från i medeltal 93 vid  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  till 60 vid  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

En beräkning av bärighetsfaktorn  $N^0$  med ledning av grusets friktionsvinkel  $\phi$  och De Beers empiriskt funna samband mellan  $N^0$  och  $\phi$  med hänsyn tagen till friktionsvinkelns tryckberoende, FIG. 17 kurva a och ekv. 25, ger ett värde på  $N^0 = 32$  praktiskt taget oberoende av överlagringstryckets storlek. Detta beror på att grusets friktionsvinkel är praktiskt taget konstant inom det aktuella tryckintervallet och lika med  $38^\circ$ . Enligt Berezantzevs teoretiska samband i FIG. 14 för  $q/g\gamma B$  större än 8 är motsvarande värde på  $N^0 = 41$ . I båda fallen underskattas således bärighetsfaktorn, särskilt



vid det lägre av de använda överlagringstrycken,  $50 \text{ kN/m}^2$ , där de uppmätta värdena är mellan 2 och 3 ggr så stora som de beräknade, och i inget fall beskrivs bärighetsfaktorers tryckberoende på ett tillfredsställande sätt. Resultatet innebär att ett samband mellan  $N^0$  och  $\phi$  ej utan vidare kan överföras från en jord till en annan vilket med största sannolikhet beror på att även jordens deformationsegenskaper inverkar på bärighetsfaktorers storlek.

#### 4.1.3 Jämförelse mellan brottlast och sonderingsmotstånd

Vi fann i avsnitt 3.7 att spetstrycket vid sondering ökade direkt proportionellt mot djupet under grusytan ned till ett djup varierande mellan 1,5 och 3 ggr sondens diameter. För jämförelse med belastningsförsöken har de erhållna sambanden mellan spetstrycket  $p$  och djupet  $s$  under grusytan överförts till belastningsförsökens skala genom att i ekv. 58,

$$p = p_0 + M_s \frac{s}{B}$$

sätta  $B$  lika med fundamentets diameter. Resultatet har i BIL. 1-9 lagts in i samma diagram som visar sambandet mellan medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta och sättningen  $s_1$  en minut efter varje laststeg. Vi ser att trycket mot fundamentets basyta efter plasticering genomgående är högre än trycket mot sondspetsen på samma relativa djup. Förhållandet mellan dessa tryck vid fundamentets brottlast visas i FIG. 57 som funktion av överlagringstrycket  $q$ . Förhållandet varierar mellan 1,07 och 1,25 för fuktigt grus och mellan 1,20 och 1,61 för vattenmättat grus samt minskar något med ökande  $q$ . Resultatet innebär att fundamentets brottlast kan beräknas betydligt säkrare med ledning av trycket mot sondspetsen än med ledning av grusets friktions-

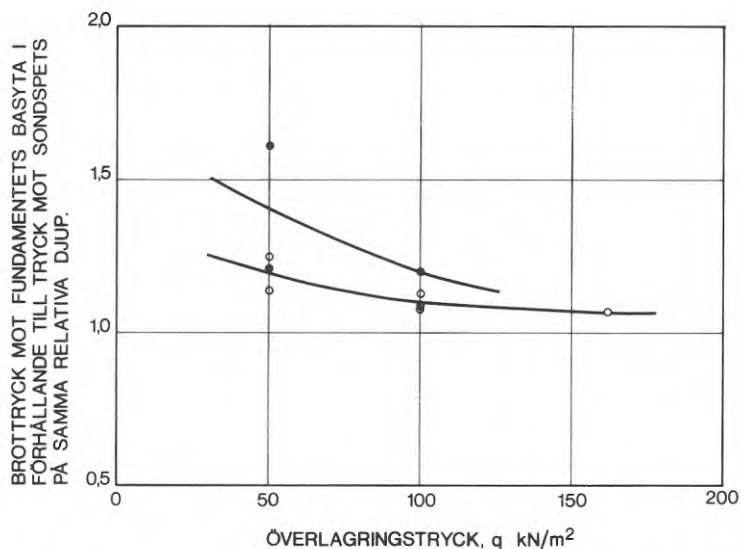


FIG. 57. Brottryck mot fundamentets basyta vid statisk belastning i förhållande till tryck mot sondspets på samma relativa djup under grusytan som funktion av överlagringstrycket  $q$ . ○, Försök på fuktigt grus; ●, Försök på vattenmättat grus.

Base pressure at failure from static load tests relative to pressure against penetrometer point at same relative depth under gravel surface versus overburden pressure  $q$ . ○, Test on moist gravel; ●, Test on saturated gravel.

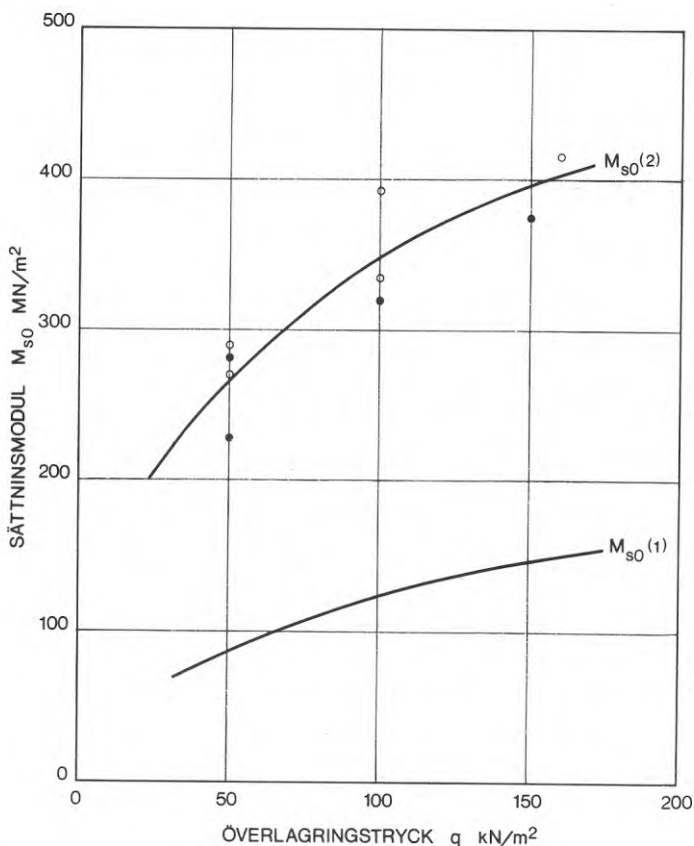


FIG. 58. Sättningsmodulen  $M_{s0}(2)$  vid återbelastning som funktion av överlagringstrycket  $q$ , jämförd med sättningsmodulen  $M_{s0}(1)$  vid förstagångsbelastning. Resultat av statiska belastningsförsök. ○, Belastningsförsök på fuktigt grus; ●, Belastningsförsök på vattenmättat grus.

Settlement modulus  $M_{s0}(2)$  at reloading versus overburden pressure  $q$ , compared to settlement modulus  $M_{s0}(1)$  at first loading. Result of static load tests. ○, Load test on moist gravel; ●, Load test on saturated gravel.

vinkel  $\phi$  och De Beers eller Berezantzevs samband mellan bärighetsfaktorn  $N^0$  och  $\phi$ , se avsnitt 4.1.2.

#### 4.1.4 Inverkan av förbelastning

För att undersöka förbelastningstryckets inverkan på sättningarnas storlek gjordes under de tre första belastningsförsöken 1:1, 1:2 och 1:3 flera av- och pålastningar, BIL. 1-3. Sättningen vid återbelastning visade sig vara praktiskt taget oberoende av förbelastningstryckets storlek. I fortsättningen gjordes därför endast en av- och pålastning sedan brottlasten passerats, BIL. 4-10.

Sättningsmodulen  $M_{s0}$  (2) vid återbelastning som funktion av överlagringstrycket  $q$  visas i FIG. 58 för de olika belastningsförsöken jämförd med sättningsmodulen  $M_{s0}$  (1) vid första gångsbelastning. Vi ser att  $M_{s0}$  (2) är avsevärt högre än  $M_{s0}$  (1). Förhållandet mellan modulerna  $M_{s0}$  (2) och  $M_{s0}$  (1) minskar något med ökande överlagringstryck, från i medeltal 3,0 vid  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  till 2,6 vid  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Vid återbelastning råder ett praktiskt taget linjärt samband mellan last och sättning upp till ca 80 procent av förbelastningstrycket, BIL. 1-10. När förbelastningstrycket överskrids övergår last - sättningskurvan som väntat i jungfrukurvas förlängning. Eftersom sättningen ökar snabbt i samband med att förbelastningstrycket överskrids erhålls en tydlig brottlast.

Förbelastning är särskilt attraktiv när den som i detta fall sker under deformationshårdnande vilket medför att förbelastningstrycket och därmed brottlasten vid återbelastning kan höjas till önskat värde. Med stöd av Vesic (1967) kan detta normalt antas vara fallet när förhållandet  $q/g\gamma B$  är större än ca 4, se avsnitt 2.2.2.

Krypningshastigheten vid återbelastning var mycket låg jämförd med vid förstagångsbelastning. Den studerades närmare i samband med belastningsförsöken 6:1 och 6:2. Förhållandet  $\Delta s/s_1$  vid dessa försök upp till ca 80 procent av förbelastningstrycket varierar mellan 0,007 och 0,010. Detta betyder att förhållandet mellan krypning och initialsättning är ungefär lika vid förstagångsbelastning och återbelastning.

#### 4.2 Dynamisk belastning. Statisk belastning på dynamiskt förbelastad jord.

##### 4.2.1 Sättningar

Vid belastning av ett fundament på jord uppstår normalt både elastiska och plastiska deformationer i jorden under fundamentet. Med ökande last ökar plasticeringen och därmed de plastiska deformationernas sättningsbidrag.

När lasten på fundamentet ökar långsamt som vid statiska belastningsförsök med stegvis ökad last avspeglar sig den tilltagande plasticeringen direkt i last - sättningskurvans form, FIG. 59, kurva STAT.

När lasten på fundamentet ökar snabbt som vid dynamisk belastning av den typ som använts vid försöken påverkas sambandet mellan last och sättning dessutom av de vågrörelser som genereras i jorden vilket gör att graden av plasticering ej avspeglar sig direkt i last - sättningskurvans form, FIG. 59, kurva DYN. Efter avlastning kvarstår emellertid, genom de plastiska deformationer som inträffat, en permanent sättning  $s_{pl}$ . Förhållandet mellan  $s_{pl}$  och den maximala sättningen  $s_{max}$  kan uppfattas som ett mått på den grad av plasticering som belastningen åstadkommit. Förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  ökar med ökande maximal belastning  $p_{max}$

vilket gör det möjligt att t ex definiera fundamentets brottlast med utgångspunkt från storleken på förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$ . Detta gäller i princip både statisk och dynamisk belastning.

Vid de dynamiska belastningsförsöken slogs fundamentet ned successivt med konstant fallhöjd till ett djup av maximalt ca 50 mm under grusytan. I FIG. 60, som är representativ för samtliga försök, visas hur sambandet mellan stöttryck och sättning förändrades med ökat antal slag. Vi ser att det maximala stöttrycket växer med ökat antal slag samtidigt som maximalsättningen minskar vilket betyder att den dynamiska belastningen har deformationshårdnande verkan. Vi ser också att maximalt stöttryck genomgående inträffar före sättningsmaximum vilket är ett tecken på att spänningarna i jorden under fundamentet är större vid sättningsmaximum än när trycket mot fundamentets basyta har sitt största värde.

I FIG. 61 visas parallellt hur det maximala stöttrycket  $p_{max}$  och graden av plasticering per slag  $s_{pl}/s_{max}$  förändras med ökat antal slag. Vi ser att  $p_{max}$  ökar med ökat antal slag samtidigt som förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskar och att ökningen respektive minskningen är störst i början av slagserien. När förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till ca 0,10 ökar  $p_{max}$  mycket långsamt med ökat antal slag.

Om antalet slag ökas ytterligare kommer förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  att asymptotiskt närma sig värdet noll vilket innebär att vi närmar oss ett elastiskt system. De olika slagserierna avslutades normalt när förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till ett värde varierande mellan 0,05 och 0,10. Detta inträffade vid ett nedslagningsdjup som ökade med ökad fallhöjd. Eftersom nedslagningsdjupet var begränsat till ca 50 mm kom förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  i slutet av slagserierna därför att variera mellan 0,05 och 0,42.

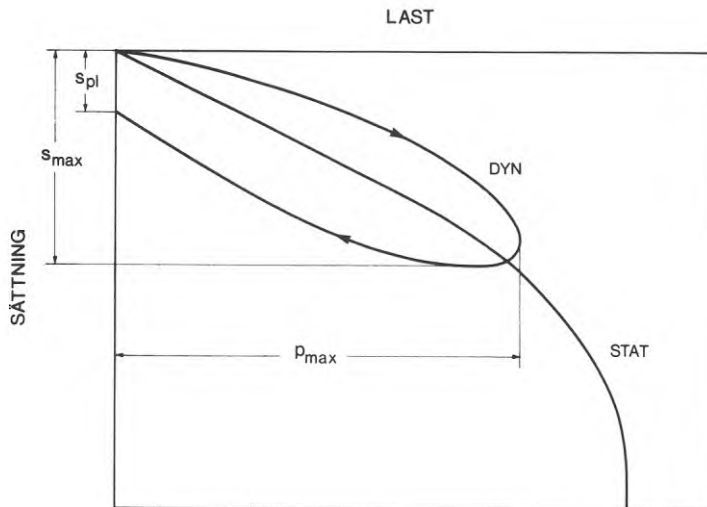


FIG. 59. Samband mellan last och sättning vid statisk belastning jämfört med vid dynamisk belastning av stötcharaktär. Principdiagram.

Load versus settlement for static loading compared to dynamic loading of impulsive character. Principle diagram.

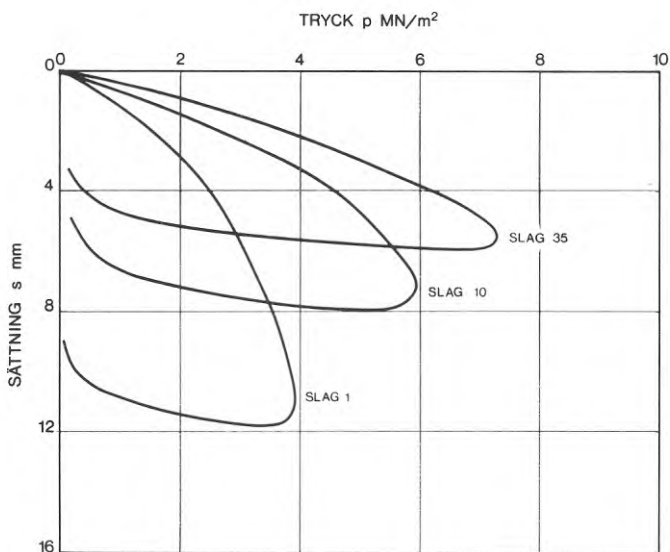


FIG. 60. Dynamisk belastning. Typisk förändring av samband mellan stöttryck och sättning med ökat antal slag. Försök 6:3. Vattenmättat grus. Överlagringstryck 150 kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 0,80 m.

Dynamic loading. Typical load-settlement change with increased number of blows. Test 6:3. Saturated gravel. Overburden pressure 150 kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 0.80 m.

När upprepad dynamisk belastning av den typ som använts vid försöken görs för att minska storleken på sättningarna vid en efterföljande statisk belastning är det väsentligt att kunna avgöra vilka sättningar som kan förväntas vid olika grad av förbelastning. Eftersom dynamisk förbelastning av denna typ endast är intressant när den har deformationshårdnande verkan och då utförda försök visar att plasticeringen per slag i detta fall minskar med ökat antal slag bör dynamisk elasticitetsteori med successivt förbättrad precision kunna användas för att beräkna sättningarna vid statisk belastning.

I avsnitt 2.3.1 visades hur sambandet mellan en pulserande kraft av typen  $P_0 \cos \omega t$ , verkande mot ett cirkulärt, stelt fundament på ett halvoändligt elastiskt medium, och motsvarande sättning förändrades med ökande frekvens. Vidare beskrevs den mekaniska modell som Lysmer funnit satisfiera detta belastningsfall och som med god noggrannhet visat sig kunna beskriva rörelseförloppet även vid stötblastning mot jord.

I kontaktytan mellan ett cirkulärt, stelt fundament och jord erhålls med Lysmers modell enligt ekv. 43 följande samband mellan dynamisk och statisk kraft vid lika sättning:

$$\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} = C_k + C_c \frac{B \dot{s}}{2s v_S}$$

För att kunna beräkna detta samband fordras uppgift om skjuvvågornas utbredningshastighet  $v_S$  som dels ingår direkt i ekv. 43 och dels påverkar storleken på koefficienterna  $C_k$  och  $C_c$ .

Skjuvvågornas utbredningshastighet i friktionsjord har genom experiment visat sig bero huvudsakligen av portalet  $e$  och det effektiva medeltrycket  $\sigma'_m$  och har visat sig vara praktiskt

taget oberoende av jordens vattenhalt. För rundade korn anger Richart et al. (1970) följande empiriskt funna samband:

$$v_S = (112 - 51,6 e) \sqrt[4]{\sigma'_m} \quad \text{m/s} \quad (68)$$

där  $\sigma'_m$  skall införas uttryckt i  $\text{kN/m}^2$ . Av ekv. 68 framgår att  $v_S$  är relativt okänslig för ett måttligt fel i antaget värde på  $\sigma'_m$ .

Grusets portal efter packning varierade obetydligt kring ett medelvärde av 0,488. Med detta portal och om det effektiva medeltrycket i gruset antas konstant och lika med medeltrycket närmast ytan före nedslagning av fundamentet fås ur ekv. 68 följande värden på  $v_S$  vid de använda överlagringstrycken:

q	$v_S$
$\text{kN/m}^2$	m/s
50	193
100	230
150	255

Enligt den dynamiska elasticitetsteorin transporterar ytvågorna större delen av den vågenergi som genereras och de bör därför ha störst inverkan på sambandet mellan kraft och sättning, se avsnitt 2.3.1. Om ytvågornas utbredningshastighet  $v_R$  antas lika med  $v_S$  tar det med värdena i uppställningen ca 8 ms för ytvågorna att gå från fundamentet till närmaste betongvägg och tillbaka. Tiden från stötens början till maximal stötkraft varierade vid försöken mellan 6 och 11 ms och minskade med ökat antal slag. Sambandet mellan stöttryck och sättning vid pålastning bör därför ej ha störts nämvärt av vågreflexer.



När en pulserande belastning av typen  $P_0 \cos \omega t$  verkar mot ett fundament på ytan av ett halvoändligt elastiskt medium varierar sättning, hastighet och acceleration med samma frekvens som den påförda belastningen. Frekvensfaktorn  $a_0$  blir därigenom entydigt bestämd. Vid de dynamiska belastningsförsöken varierade under tiden  $t_0$  från stötens början till maximal stötkraft accelerationen med i stort sett dubbelt så hög frekvens som stöttrycket, FIG. 62. Om  $t_0$  antas lika med en fjärdedel av svängningstiden  $T$  fås följande uttryck på frekvensfaktorn:

$$a_0 = \frac{\pi B}{4 t_0 v_S} \quad (69)$$

Ur ekv. 69 och med  $v_S$  enligt uppställningen har frekvensfaktorn för de olika belastningsförsöken beräknats till mellan 0,08 och 0,15. Av FIG. 27 framgår att koefficienterna  $C_k$  och  $C_c$  inom detta intervall kan betraktas som konstanta och lika med 1,00 respektive 0,80 och att de ej påverkas nämnvärt av om  $t_0$  i stället antas lika med  $t$  ex halva svängningstiden. Införs  $C_k$  lika med 1,00 och  $C_c$  lika med 0,80 i ekv. 43 erhålls följande uttryck på förhållandet mellan dynamisk och statisk kraft vid lika sättning:

$$\frac{P_{\text{dyn}}}{P_{\text{stat}}} = 1 + 0,4 \frac{B \dot{s}}{s v_S} \quad (70)$$

Med ledning av ekv. 70 och uppmätta stötförlopp i slutet av varje slagserie har sambandet mellan statiskt tryck och sättning beräknats och jämförts med efterföljande statiska belastningsförsök. Som exempel visas i FIG. 63 resultatet av försök 6:3 på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $150 \text{ kN/m}^2$ . Vid detta försök gjordes efter 35 slag med 0,80 m fallhöjd ett avslutande slag med 1,60 m fallhöjd för att under-

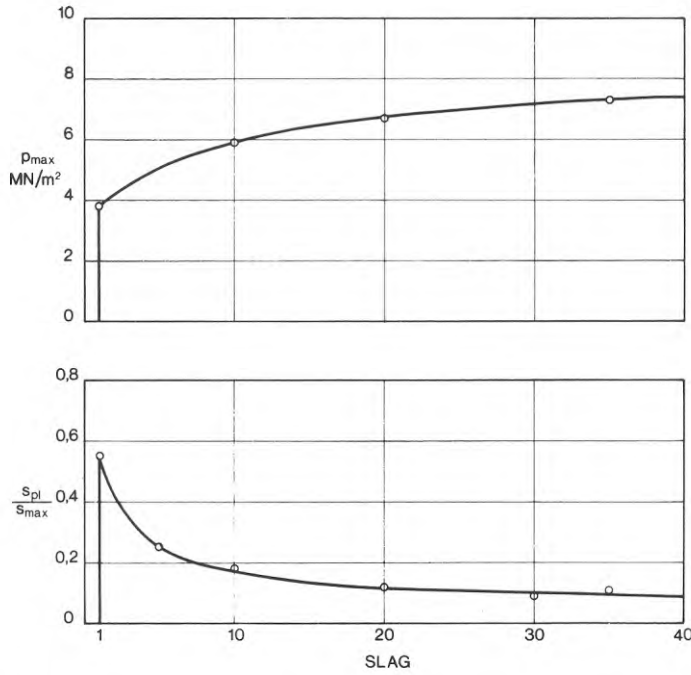


FIG. 61. Dynamisk belastning. Typisk förändring av maximalt stöttryck  $p_{max}$  och förhållande mellan permanent och maximal sättning  $s_{pl}/s_{max}$  med ökat antal slag. Försök 6: 3. Vattenmättat grus. Överlagringstryck  $150 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd  $0,80 \text{ m}$ .

Dynamic loading. Typical change in maximum pressure  $p_{max}$  and ratio between permanent and maximum settlement  $s_{pl}/s_{max}$  with increased number of blows. Test 6: 3. Saturated gravel. Overburden pressure  $150 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall  $0.80 \text{ m}$ .

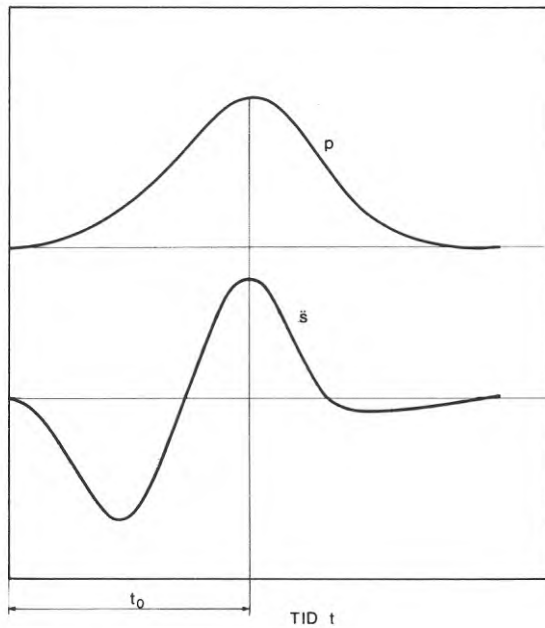


FIG. 62. Stöttryck  $p$  och acceleration  $\ddot{s}$  som funktion av tiden. Typisk variation. Impulsive pressure  $p$  and acceleration  $\ddot{s}$  versus time. Typical variation.

söka sättningen vid förhöjt stöttryck. Kurvorna a och b i figuren anger sambanden mellan stöttryck och sättning för det sista slaget med 0,80 m fallhöjd och för slaget med 1,60 m fallhöjd. De beräknade sambanden mellan statistiskt tryck och sättning sammanfaller praktiskt taget och anges i figuren med en gemensam kurva c. Kurva d visar resultatet av efterföljande statistiska belastningsförsök. Vi ser att den beräknade last - sättningskurvan c har samma form som den uppmätta kurvan d och att det beräknade trycket är något lägre än det uppmätta vid lika sättning.

För att få en uppfattning av hur graden av plasticering inverkar på förhållandet mellan beräknat och uppmätt tryck visas i FIG. 64 hur detta förhållande vid  $s_{\max}$  varierar med  $s_{\text{pl}}/s_{\max}$  för de olika försöken. Beräkningen har normalt baserats på det sista slaget i varje serie. Den permanenta sättningen per slag varierade, som framgår av BIL. 11-22, oregelbundet under nedslagningen sannolikt beroende på att fundamentet studsade vid varje slag. I två fall, försök 3:4 och 5:3, där det låga värdet på  $s_{\text{pl}}$  för sista slaget kan antas bero på att fundamentet efter studsens hamnat i ett högre läge än vad som motsvarar den plasticering som skett under slaget, har  $s_{\text{pl}}$  beräknats med ledning av närmast föregående slag. Den separata mätningen av  $s_{\max}$  som tjänade som kontroll på det integrerade sättningsförloppet gjordes, som tidigare nämnts, endast vid försöken på vattenmättat grus. Resultaten av dessa försök är därför något säkrare än resultaten av försöken på fuktigt grus.

Vi ser i FIG. 64 att förhållandet mellan beräknat och uppmätt tryck kan extrapoleras till värdet 1,0 vid  $s_{\text{pl}}/s_{\max}$  lika med noll och att förhållandet minskar med ökande plasticering per slag till i medeltal 0,75 vid  $s_{\text{pl}}/s_{\max}$  lika med 0,4. Vi ser också att skillnaden i resultat för fuktigt och vattenmättat grus

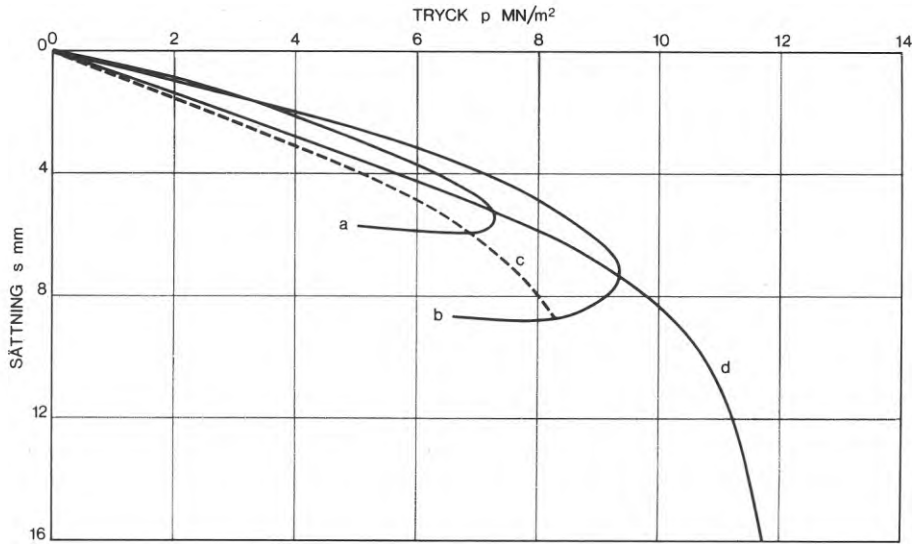


FIG. 63. Jämförelse mellan resultat av ett dynamiskt och ett efterföljande statiskt belastningsförsök. Försök 6:3. Vattennmättat grus. Överlagringstryck  $150 \text{ kN/m}^2$ . Kurva a och b: Samband mellan stöttryck och sättning för de två sista slagen, 35 och 36. Fallhöjd 0,80 resp. 1,60 m. Kurva c: Samband mellan statiskt tryck och sättning, beräknat med ledning av slag 35 och 36. Kurva d: Samband mellan tryck och sättning för efterföljande statiska belastningsförsök.

Comparison between results of a dynamic and a subsequent static load test. Test 6:3. Saturated gravel. Overburden pressure  $150 \text{ kN/m}^2$ . Curve a and b: Impulsive pressure versus settlement for the last two blows, 35 and 36. Height of fall 0,80 and 1,60 m resp. Curve c: Static pressure versus settlement, calculated from blow 35 and 36. Curve d: Pressure versus settlement from subsequent static load test.

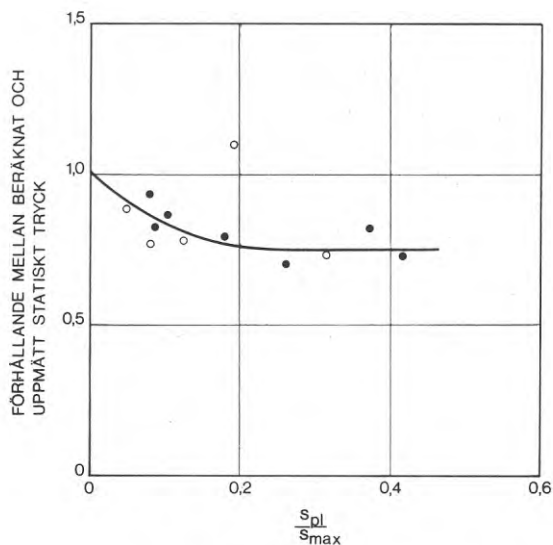


FIG. 64. Förhållande mellan från dynamiskt belastningsförsök beräknat statiskt tryck och uppmätt statiskt tryck vid lika sättning  $s_{\text{max}}$  som funktion av förhållande mellan permanent och maximal sättning per slag  $s_{p1}/s_{\text{max}}$ .  $\circ$ , Försök på fuktigt grus;  $\bullet$ , Försök på vattennmättat grus.

Ratio of static pressure calculated from dynamic load test to measured static pressure at equal settlement  $s_{\text{max}}$  versus ratio between permanent and maximum settlement per blow,  $s_{p1}/s_{\text{max}}$ :  $\circ$ , Test on moist gravel;  $\bullet$ , Test on saturated gravel.

är obetydlig. Orsaken till att det beräknade trycket är lägre än det uppmätta när plasticering inträffar är sannolikt att spänningarna i jorden under det dynamiskt belastade fundamentet då motsvarar ett högre statiskt tryck mot basytan än beräknat.

#### 4.2.2. Brottlast

Vi fann i föregående avsnitt att sambandet mellan statisk last och sättning kunde beräknas med ledning av uppmätta stöt-förlopp och dynamisk elasticitetsteori samt att överensstämmelsen mellan beräknat och uppmätt samband ökade med minskad grad av plasticering per slag. Vi fann vidare att fortsatt dynamisk förbelastning med samma fallhöjd hade relativt liten deformationshårdnande verkan när  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till ca 0,10. Vi kan därför anta att dynamisk förbelastning av den typ som använts vid försöken bör drivas till ungefär denna gräns. När  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10 visar försöken att sambandet mellan statisk last och sättning är praktiskt taget rätlinjigt för sättningar mellan 0 och  $s_{max}$ . Detta innebär att den avslutande dynamiska provbelastningen ej ger någon direkt upplysning om den statiska brottmlasten.

Vi kan få en uppfattning om sättningarna vid något högre last genom att som i försök 6:3 övergå till en större fallhöjd i slutet av slagserien. Härvid ökar emellertid felet i det beräknade sambandet mellan last och sättning eftersom graden av plasticering ökar. Dessutom finns risk för att den ökade plasticeringen delvis förstör den struktur som byggts upp i jorden genom upprepad dynamisk bearbetning med konstant fallhöjd. En ökning av fallhöjden så att fullständig plasticering inträffar är olämplig, dels för att vi då säkert förstör den struktur som byggts upp i jorden, dels för att vi inte har någon säker metod att tolka en dynamisk provbelastning vid

hög grad av plasticering.

Eftersom en hög grad av plasticering per slag bör undvikas under förbelastningens slutfas är det naturligt att försöka hitta ett samband mellan  $t_{ex}$  den maximala stötkraften och den statiska brottlasten vid den aktuella graden av plasticering.

I FIG. 65 visas hur förhållandet mellan statisk brottlast och maximal stötkraft  $P_f/P_{max}$  varierar med  $s_{pl}/s_{max}$  för de olika försöken. Vi ser att  $P_f/P_{max}$  minskar från i medeltal 1,8 vid  $s_{pl}/s_{max}$  lika med 0,05 till 1,3 vid  $s_{pl}/s_{max}$  lika med 0,40 och att skillnaden i resultat för fuktigt och vattenmättat grus är obetydlig.

Vid dynamisk förbelastning på friktionsjord kan vi med ledning av försöksresultaten vänta oss att den statiska brottlasten är ca 50 procent högre än den maximala stötkraften när  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10.

#### 4.2.3 Inverkan av dynamisk förbelastning

Från grundläggningssynpunkt är den dynamiska förbelastningens inverkan på sambandet mellan statisk last och sättning av särskilt intresse. Som exempel visas i FIG. 66 resultatet av två statiska belastningsförsök, 5:2 och 5:3, båda på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . Försök 5:2, kurva a, gjordes som förstagångsbelastning. Försöket 5:3, kurva b, gjordes efter dynamisk förbelastning med 0,80 m fallhöjd. Förbelastningen avbröts i detta fall när graden av plasticering per slag  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,08. Vi ser, att sättningarna vid statisk belastning efter dynamisk förbelastning är avsevärt mindre än vid förstagångsbelastning. Last - sättningens elastiska gren är längre samtidigt som brottet fått en sprödare karaktär.

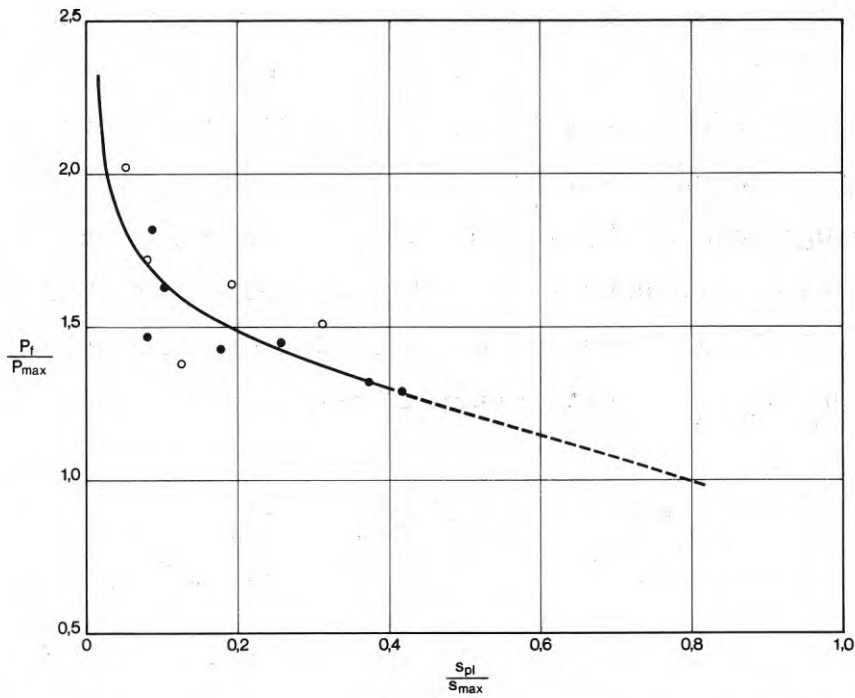


FIG. 65. Förhållande mellan statisk brottlast och maximal stötkraft,  $P_f/P_{max}$ , som funktion av graden av plasticering per slag,  $s_{p1}/s_{max}$ . ○, Försök på fuktigt grus; ●, Försök på vattenmättat grus.

Ratio between static failure load and maximum impulsive load,  $P_f/P_{max}$  versus ratio between permanent and maximum settlement per blow,  $s_{p1}/s_{max}$ . ○, Test on moist gravel; ●, Test on saturated gravel.

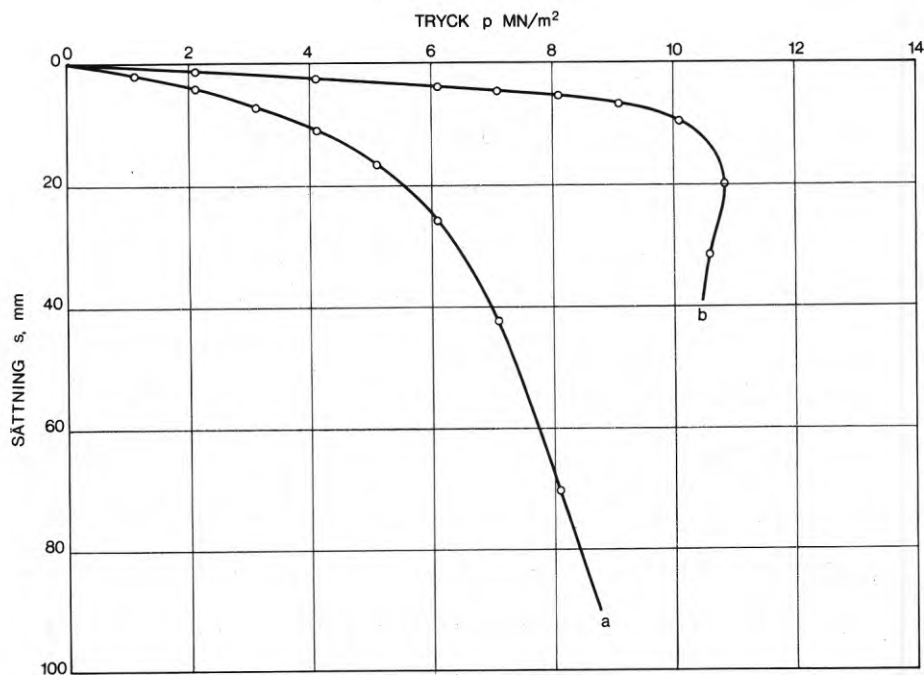


FIG. 66. Exempel på inverkan av dynamisk förbelastning. Resultat av statiska belastningsförsök på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $100 \text{ kN/m}^2$ . Kurva a: Förstagångsbelastning. Försök 5:2. Kurva b: Efter dynamisk förbelastning. Försök 5:3.

Example showing effect of dynamic preloading. Results of static load tests on saturated gravel at overburden pressure of  $100 \text{ kN/m}^2$ . Curve a: First loading. Test 5:2. Curve b: After dynamic preloading. Test 5:3.

Vid givet nedslagningsdjup visade sig fallhöjden ha stor inverkan på förbelastningsresultatet. Som exempel visas i följande uppställning hur sättningsmodulen  $M_{s0}$  och brotttrycket  $p_f$  varierar i försöksserie 4 (vattenmättat grus, överlagringstryck  $50 \text{ kN/m}^2$ ) vid statisk belastning efter nedslagning av fundamentet till praktiskt taget samma djup med olika fallhöjd. Dessutom anges graden av plasticering per slag  $s_{pl}/s_{max}$  i slutet av varje slagserie.

Fallhöjd m	Nedslagningsdjup mm	$s_{pl}/s_{max}$	$M_{s0}$ MN/m <sup>2</sup>	$p_f$ MN/m <sup>2</sup>
0,40	39	0,09	425	8,0
0,80	50	0,26	285	7,8
1,60	51	0,42	200	7,3

Vi ser att både  $M_{s0}$  och  $p_f$  minskar med ökande fallhöjd. Sättningsmodulen  $M_{s0}$ , som påverkas mest, är efter nedslagning med 1,60 m fallhöjd mindre än hälften så stor som efter nedslagning med 0,40 m fallhöjd.

Vi kan uppfatta varje slagserie som en deformationshårdnande bearbetningsprocess, vars verkan avspeglar sig i en successivt minskad grad av plasticering per slag. De låga värdena på framförallt sättningsmodulen  $M_{s0}$  efter nedslagning med 0,80 och 1,60 m fallhöjd beror säkert på att förbelastningen avbrutits vid en hög grad av plasticering per slag.

I FIG. 67 visas, för de försök där graden av plasticering per slag minskat till 0,10 eller därunder, hur sättningsmodulen  $M_{s0}$  vid efterföljande statiska belastning varierar med överlagringstrycket  $q$ , kurva b, jämfört med  $M_{s0}$  vid förstagångsbelastning, kurva a. Vi ser att  $M_{s0}$  efter dynamisk förbe-



lastning är något högre för fuktigt än för vattenmättat grus och att  $M_{s0}$  ökar obetydligt med ökande  $q$ . Det lägsta värdet i figuren härör från försök 6:3 som utfördes på vattenmättat grus vid överlagringstrycket  $150 \text{ kN/m}^2$ . Vid detta försök gjordes, som vi minns, efter 35 slag med 0,80 m fallhöjd ett avslutande slag med 1,60 m fallhöjd. Det låga värdet på  $M_{s0}$  beror sannolikt på att den struktur som byggts upp i jorden genom upprepad dynamisk belastning med 0,80 m fallhöjd delvis förstördes genom den ökade plasticering som inträffade vid slaget med 1,60 m fallhöjd.

Av FIG. 67 framgår att sättningsmodulen  $M_{s0}$  efter dynamisk förbelastning är avsevärt högre än vid förstagångsbelastning. Förhållandet mellan modulerna minskar något med ökande  $q$ . Om kurva b antas representera medelvärdena efter förbelastning minskar förhållandet från i medeltal 5,0 vid  $q = 50 \text{ kN/m}^2$  till 3,1 vid  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

För de försök där graden av plasticering per slag minskat till 0,10 eller därunder råder vid efterföljande statiska belastningsförsök ett praktiskt taget rätlinjigt samband mellan last och sättning upp till ca 80 procent av brottlasten. Förhållandet  $\Delta s/s_1$  upp till halva brottlasten varierar för dessa försök mellan 0,006 och 0,010.

Vid jämförelse mellan inverkan av dynamisk och statisk förbelastning finner vi för de utförda försöken att en nedslagning av fundamentet till ett bestämt djup med lämplig fallhöjd ger högre statisk sättningsmodul och brottlast än en nedpressning av fundamentet till samma djup med stegvis ökad last.

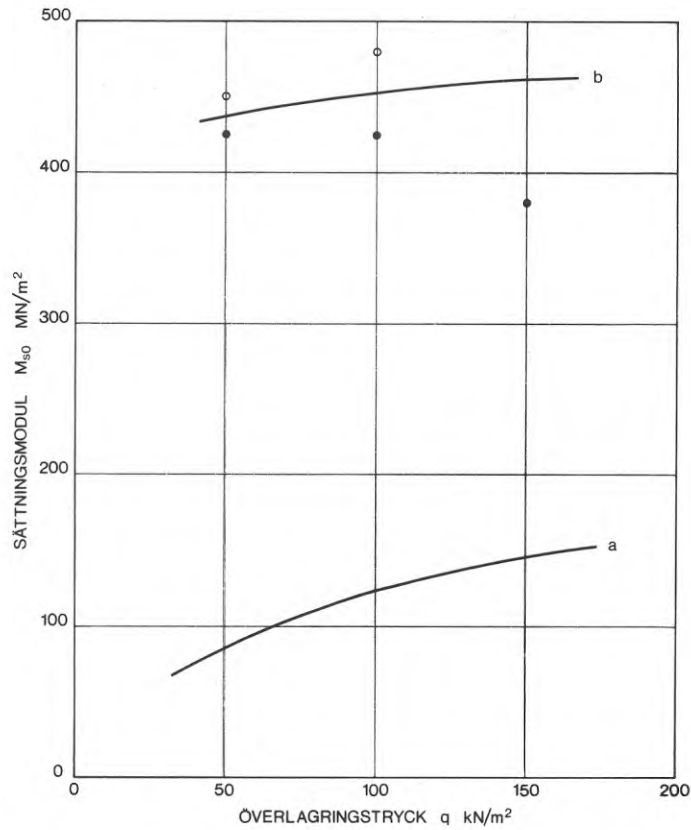


FIG. 67. Statisk sättningssmodul  $M_{s0}$  efter dynamisk förbelastning, kurva b, som funktion av överlagringstrycket  $q$ , jämförd med  $M_{s0}$  vid förstagångsbelastning, kurva a (se FIG. 55). Förbelastning avbruten när  $s_{p1}/s_{max}$  minskat till 0, 10 eller därunder. ○, Försök på fuktigt grus; ●, Försök på vattenmättat grus.

Static settlement modulus  $M_{s0}$  after dynamic preloading, curve b, versus overburden pressure  $q$ , compared to  $M_{s0}$  at first loading, curve a (see FIG. 55). Preloading stopped at  $s_{p1}/s_{max}$  equal to 0, 10 or less. ○, Test on moist gravel; ●, Test on saturated gravel.

## 5 SLUTSATSER

Undersökningen behandlar sambandet mellan last och sättning vid statisk och dynamisk belastning av ett cirkulärt, stelt fundament på fast lagrad friktionsjord samt den inverkan som dynamisk förbelastning med fallhejare har på sättningarna vid statisk belastning. Friktionsjorden är belastad med ett jämnt fördelat överlagringstryck  $q$ . I utgångsläget är medeltrycket  $p$  mot fundamentets basyta lika med  $q$ . Följande slutsatser dras:

## 5.1 Statisk belastning

1. Vid förstagångsbelastning kan lokal plasticering under fundamentets centrum inträffa redan vid  $p$  lika med  $3q$ .
2. Vid förstagångsbelastning ökar djupet till maximal, vertikal deformation  $\epsilon_v$  under fundamentets centrum med ökande last. Efter plasticering som först inträffar på ett djup ungefär lika med fundamentets diameter ligger deformationsmaximum i den plasticerade zonen.
3. När förhållandet  $q/g\gamma B$  är större än 11 (lägsta värdet vid försöken) kan inverkan av friktionsjordens tyngd försummas jämfört med inverkan av överlagringstrycket. Sättningsmodulen  $M_{s0}$  kan då betraktas som en materialkonstant som vid förstagångsbelastning är direkt proportionell mot kompressionsmodulen  $M$  bestämd vid trycket  $q$ .
4. De Beers eller Berezantzevs samband mellan bärighetsfaktorn  $N^0$  för cirkulära fundament och friktionsvinkeln  $\phi$  ger alldeles för låga värden på brottlasten vid förstagångsbelastning jämfört med de som uppmätts vid försöken och beskriver ej överlagringstryckets inverkan på ett tillfredsställande sätt. Detta innebär att samband av denna typ ej utan

vidare kan överföras från en friktionsjord till en annan.

5. Trycksondering ger för de utförda försöken en säkrare uppfattning om brottlasten vid förstagångsbelastning än De Beers eller Berezantzevs samband mellan  $N^0$  och  $\phi$ .

6. Vid återbelastning råder ett praktiskt taget rätlinjigt samband mellan last och sättning. En bidragande orsak till detta är sannolikt ökande horisontaltryck under fundamentet som gör att den lokala plasticeringen inträffar betydligt senare än vid förstagångsbelastning.

7. Från grundläggningssynpunkt är förbelastning intressant endast när den har deformationshårdnande verkan. Detta är sannolikt alltid fallet när förhållandet  $q/g\gamma B$  är större än 4. (Baserat på Vesic 1967).

## 5.2 Dynamisk belastning

1. Vid pulserande belastning av typen  $P_0 \cos \omega t$  på ett halvoändligt, elastiskt medium förändras sambandet mellan last och sättning med ökande frekvens. Vid mycket hög frekvens sammanfaller de periodiskt återkommande tidpunkterna för maximal last och nollställning respektive nolllast och maximal sättning. Sambandet mellan last och sättning är därvid helt förändrat jämfört med det statiska fallet. (Baserat på dynamisk elasticitetsteori, se Lysmer & Richart 1966).

2. Vid dynamisk belastning på jord påverkas sambandet mellan last och sättning av de vågrörelser som genereras. Den plasticering som inträffar avspeglar sig därför ej, som vid statisk belastning, direkt i last - sättningskurvans form, FIG. 59.

3. Vid dynamisk belastning med fallhejare är förhållandet mellan permanent och maximal sättning per slag  $s_{pl}/s_{max}$  ett mått på den grad av plasticering som belastningen åstadkommit.

4. När dynamisk belastning med fallhejare har deformationshårdnande verkan avspeglar sig detta i att den permanenta sättningen per slag  $s_{pl}$  och förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskar med ökat antal slag. Detta innebär samtidigt att vi närmar oss ett elastiskt system. När förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10 tyder försöken på att fortsatt dynamisk belastning med samma fallhöjd har liten deformationshårdnande verkan.

### 5.3 Statisk belastning på dynamiskt förbelastad jord

1. Vid dynamisk belastning med fallhejare kan sambandet mellan statisk last och sättning beräknas med ledning av uppmätta stötförlopp och ekv. 43 som är baserad Lysmers mekaniska modell, se Lysmer & Richart (1966). Precisionen ökar med minskad belastningshastighet och minskad grad av plasticering per slag  $s_{pl}/s_{max}$ .

2. Förbelastningen bör, med hänsyn till dess deformationshårdnande verkan, ej avslutas förrän förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10.

3. När förhållandet  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10 visar försöken att sambandet mellan statisk last och sättning är praktiskt taget rätlinjigt för sättningar mellan 0 och  $s_{max}$ . Detta innebär att den avslutande dynamiska provbelastningen ej ger någon direkt upplysning om den statiska brottlasten.

4. Vid dynamisk provbelastning med fallhejare bör belastningshastigheten begränsas så att spänningarna i jorden under fundamentet hinner öka i takt med trycket mot basytan.

I annat fall kan trycket mot basytan växa långt utöver den statiska brottlasten. Försöken visar att belastningshastigheten kan begränsas med en slagdyna av gummi.

5. Belastningshastigheten vid försöken motsvarar en frekvensfaktor  $a_0$  enligt ekv. 69 varierande mellan 0,08 och 0,15. För detta intervall visar försöken att den statiska brottlasten är ca 50 procent större än den maximala stötkraften när graden av plasticering per slag  $s_{pl}/s_{max}$  minskat till 0,10.

6. Den statiska sättningsmodulen  $M_{s0}$  efter dynamisk förbelastning med fallhejare kan enligt försöken bli ända upp till 5 ggr större än vid förstagångsbelastning.

7. Vid jämförelse mellan inverkan av dynamisk och statisk förbelastning finner vi för de utförda försöken att en nedslagning av fundamentet till ett bestämt djup med lämplig fallhöjd ger högre statisk sättningsmodul och brottlast än en nedpressning av fundamentet till samma djup med stegvis ökad last.

Resultatet av den gjorda undersökningen innebär att tillåten last på borrhålar (grävphålar) nedförda till fast lagrad friktionsjord bör kunna höjas avsevärt genom dynamisk förbelastning. Ett förslag till utrustning visas i FIG. 68. Den består av en slagsko, som lämnas kvar i jorden, ett slagrör försett med slaghuvud och en slagdyna av gummi samt en fallhejare vars massa bör uppgå till minst 4 t per m<sup>2</sup> av pålens tvärsnittsarea. Permanent och maximal sättning per slag mäts vid markytan. Stötkraften bör mätas i slagröret nära dess nedre ände.

Efter schaktning inom foderrör avjämnas botten med grus varefter slagsko och slagrör sänks ned. Förbelastningen görs i etapper. Varje etapp består av en serie slag med konstant fallhöjd. Genom att begränsa fallhöjden så att den permanenta sättningen per slag minskar med ökat antal slag får förbelastningen deformationshårdnande verkan. Varje slagserie avslutas först när förhållandet mellan permanent och maximal sättning per slag minskat till ca 0,10. Sambandet mellan statisk last och sättning kan då med tillräcklig noggrannhet antas vara rätlinjigt till en last och en sättning lika med den maximala stötkraften och den maximala sättningen vid sista slaget. Tillåten last på pålen bör med hänsyn till risken för brott i jorden kunna sättas lika med den maximala stötkraften dividerad med en säkerhetsfaktor på 2. Beroende på den last som pålen skall uppbära avgörs efter varje etapp om förbelastningen kan avslutas eller om den skall fortsätta med större fallhöjd.

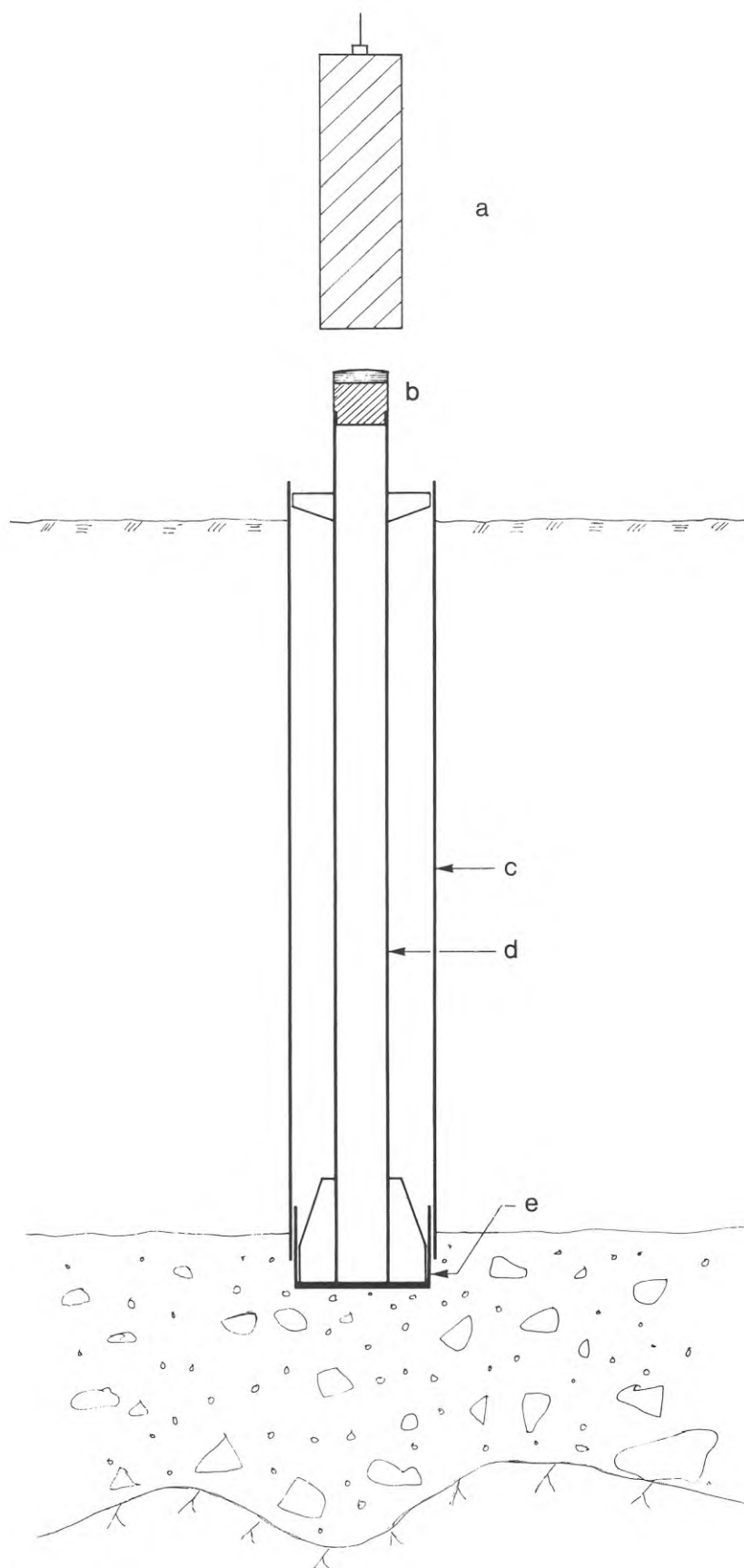


FIG. 68. Förslag till utrustning för dynamisk förbelastning vid grundläggning med borrhålar.  
a. Hejare. b. Slaghuvud. c. Foderrör. d. Slagrör. e. Slagsko.

Suggested equipment for dynamic preloading of soil beneath tip of bored pile. a. Hammer. b. Cap.  
c. Casing. d. Mandrel. e. Driving shoe.



## 7 LITTERATUR

Andréasson, L, 1971, Friktionsjordars kompressibilitet. Byggmästaren nr 4. Stockholm.

Berezantzev, V. G, 1957, The Bearing Capacity of Sands under Deep Foundations. Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I. London.

Berezantzev, V. G, 1965, Design of Deep Foundations. Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol II. Montreal.

Carrol, W. F, 1963, Dynamic Bearing Capacity of Soils. Vertical Displacements of Spread Footings on Clay. Static and Impulsive Loadings. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Technical Report nr 3-599.

De Beer, E. E, 1970 a, Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdragvermogen van zand onder funderingen op staal. Tijdschrift der Openbare Werken van België.

De Beer, E. E, 1970 b, Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand. Géotechnique, nr 4.

Drnevich, V. P & Richart, F. E, 1970, Dynamic Prestraining of Dry Sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM 2.

Duncan, J. M & Chin-Yung Chang, 1970, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM 5.

Eggstad, Å, 1964, Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of dry Sand. Norges Geotekniska Institut, Publikation nr 58. Oslo.

Forssblad, L, 1965, Investigations of Soil Compaction by Vibration. Acta Polytechnica Scandinavia, Ci 34. Stockholm.

Frydman, S & Zeitlen, J. G, 1969, Some Pseudo - Elastic Properties of Granular Media. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I. Mexico City.

- Janbu, N, 1963, Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden.
- Karst, H, Legrand, J, Le Tirant, P, Sarda, J. P & Weber, J, 1965, Contribution à l'étude de la mécanique des milieux granulaires. Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I. Montreal.
- Kondner, R. L & Zelasko, J. S, 1963, A Hyperbolic Stress - Strain Formulation for Sands. Proceedings, Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I. Brazil.
- Lamb, H, 1904, On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid. Philosophical Transactions of the Royal Society, Ser A, Vol. 203. London.
- Lee, K. L, Bolton Seed, H & Dunlop, P, 1969. Effect of Transient Loading on the Strength of Sand. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I. Mexico City.
- Lysmer, J & Richart, F. E, 1966, Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM 1.
- Makhlouf, H. M & Stewart, J. J, 1965, Factors Influencing the Modulus of Elasticity of Dry Sand. Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I. Montreal.
- Miller, G. F & Pursey, H 1955, On the Partition of Energy Between Elastic Waves in a Semi-Infinite Solid. Proceedings, Royal Society, Ser A, Vol. 233. London.
- Orrje, O, 1968, Dynamic Loading Tests on Cohesionless Soil with Free Falling Weights, Compared with Static Plate Loading Tests. Institutionen för geoteknik, Kungl. Tekniska högskolan. Stockholm.
- Quinlan, P. M, 1953, The Elastic Theory of Soil Dynamics. Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM, STP nr 156.
- Reissner, E, 1936, Stationäre axialsymmetrische durch eine Schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes. Ingenieur - Archiv, Vol. 7, Part 6.

Richart, F. E, Hall, J. R & Woods, R. D, 1970, *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice - Hall, Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.

Robinsky, E. J & Morrison, C. F, 1964, Sand Displacement and Compaction around Model Friction Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, nr 2.

Sung, T. Y, 1953, *Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loadings*. Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM, STP, nr 156.

Terzaghi, K, 1943, *Theoretical Soil Mechanics*. s. 385.

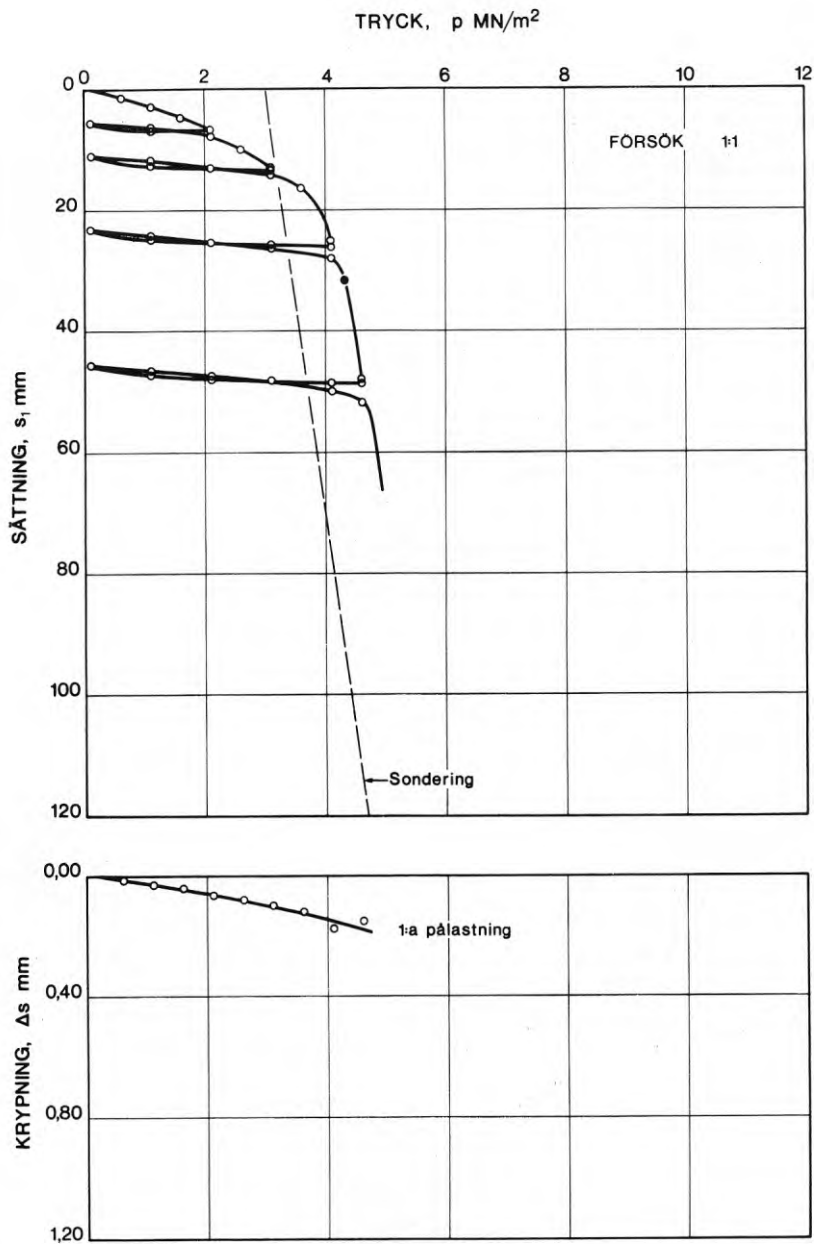
Vesic, A. S, 1967, *A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations*. Final Report, Project B-189, Georgia Institute of Technology. Atlanta, Georgia.

Vesic, A. S & Clough, G. W, 1968, Behavior of Granular Materials under High Stresses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, SM 3.

Wetzel, R & Vey, F, 1970, Axisymmetric Stress Wave Propagation in Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, SM 5.

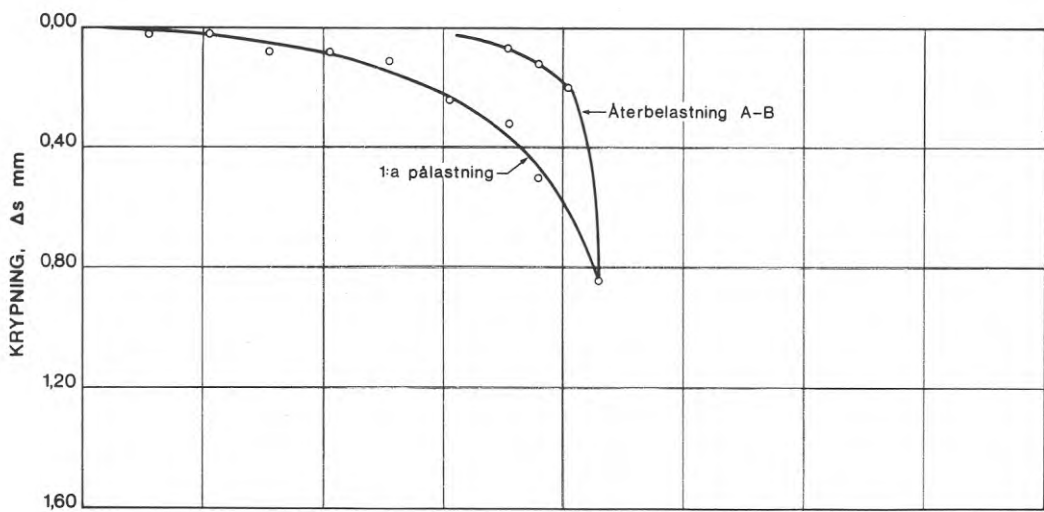
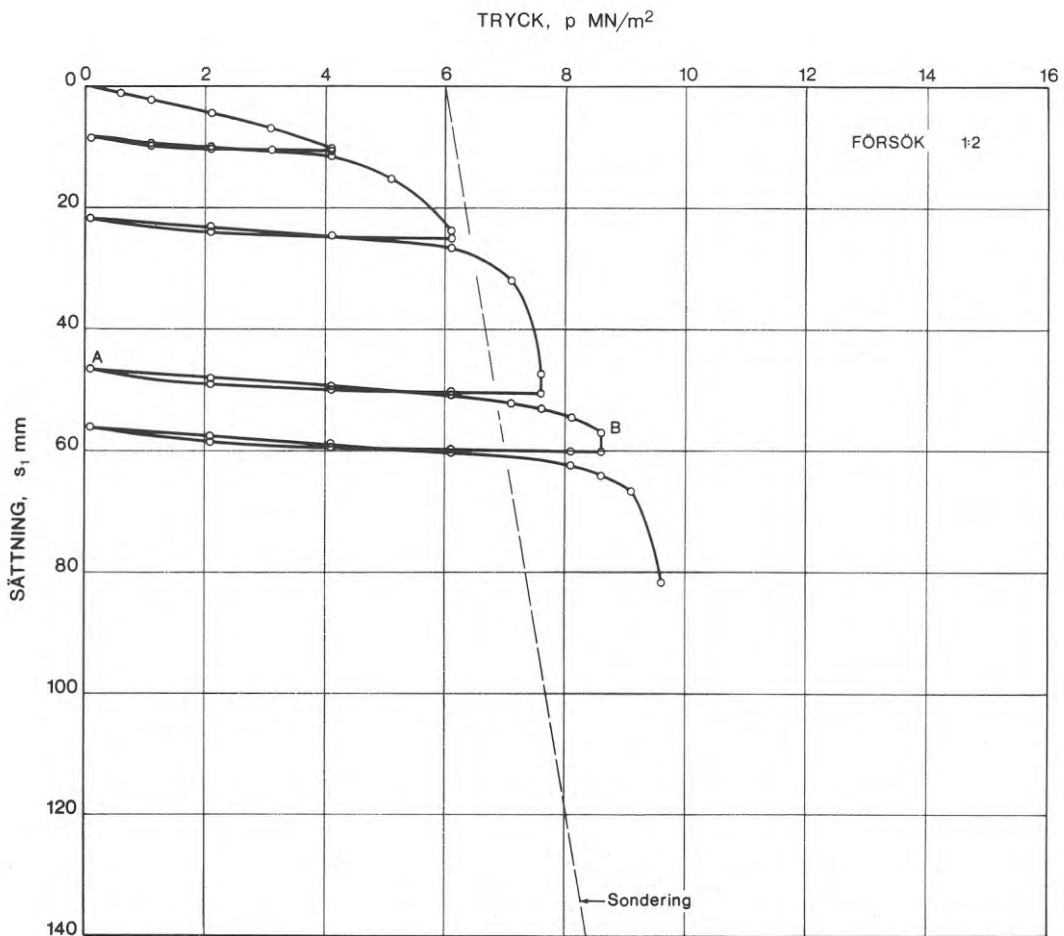
## BILAGOR

Samband mellan last och sättning för utförda försök.



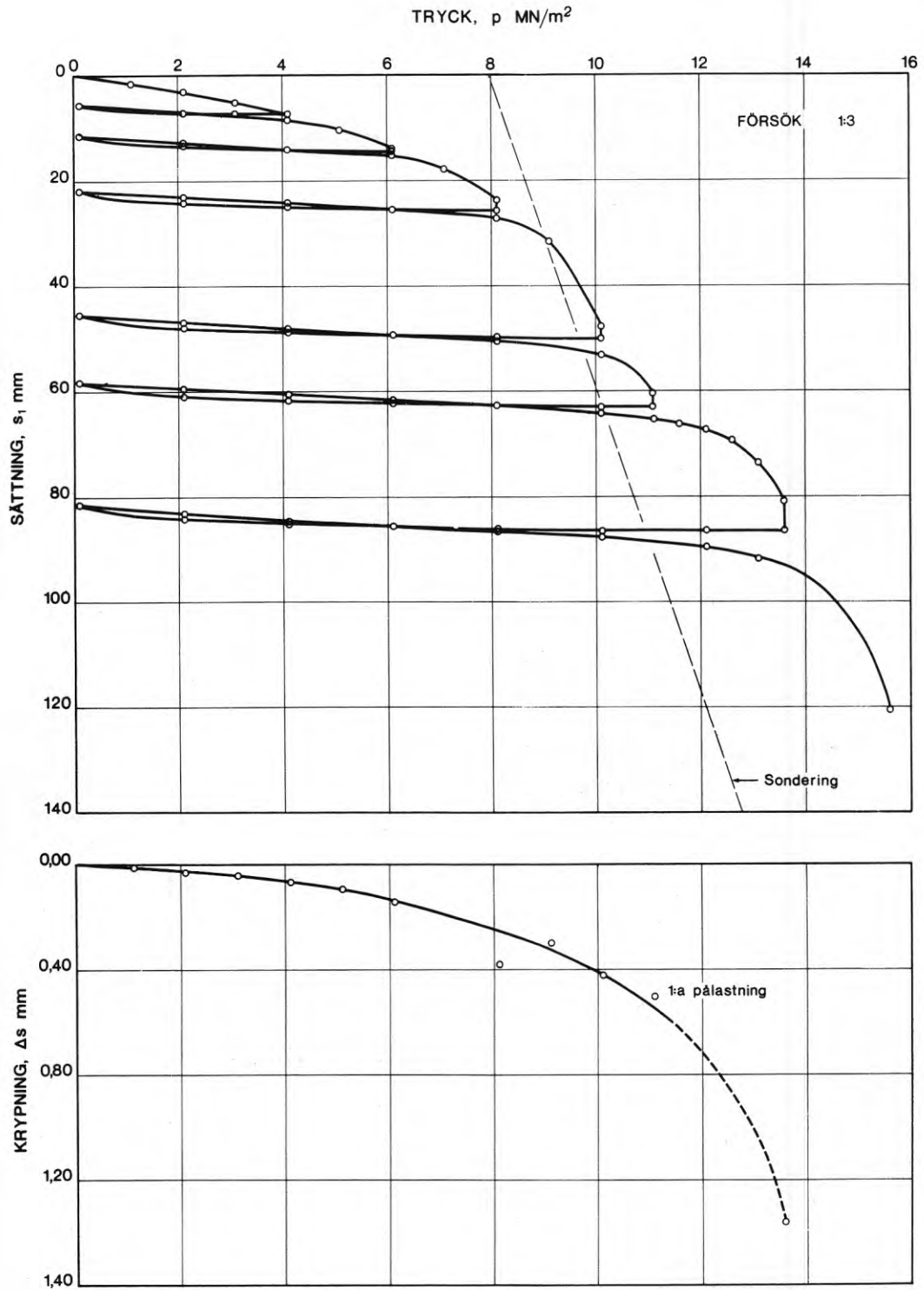
Bilaga 1. Försök 1:1. Fuktigt grus  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .

Test 1:1. Moist gravel  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .



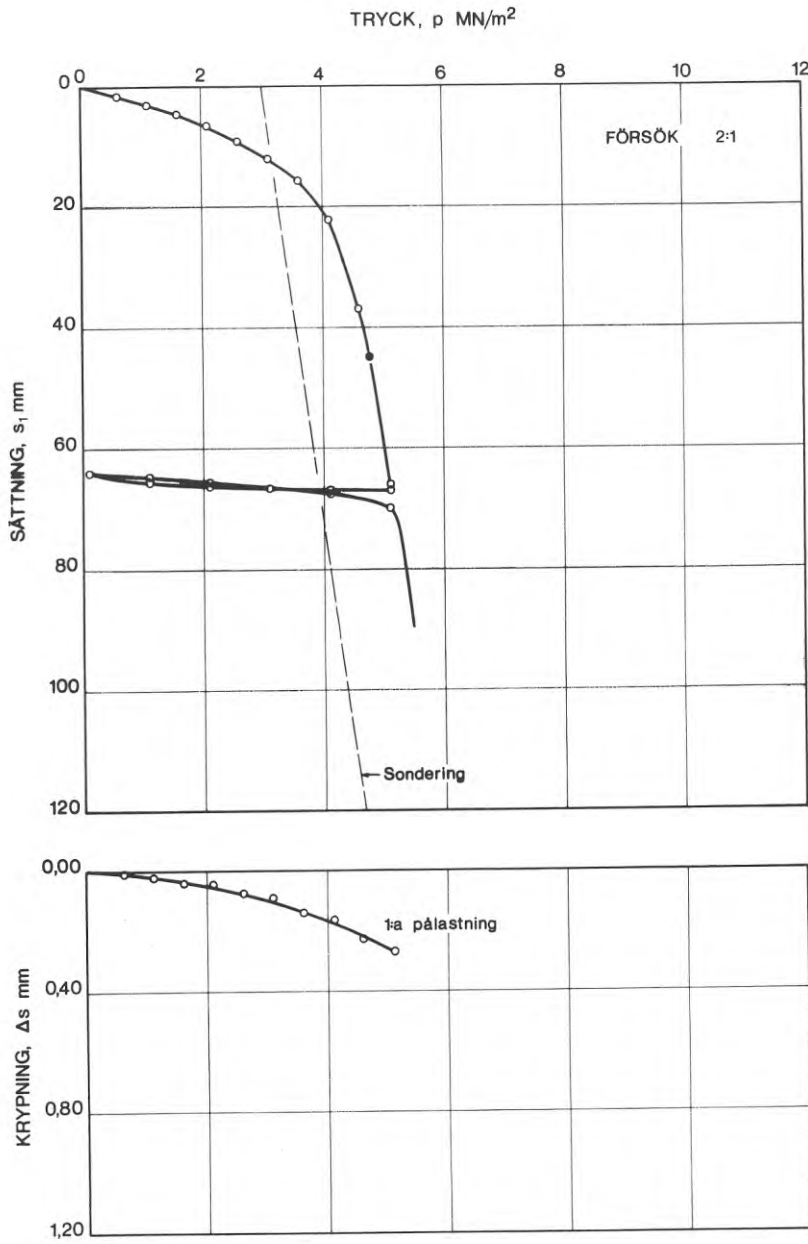
Bilaga 2. Försök 1:2. Fuktigt grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .

Test 1:2. Moist gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .



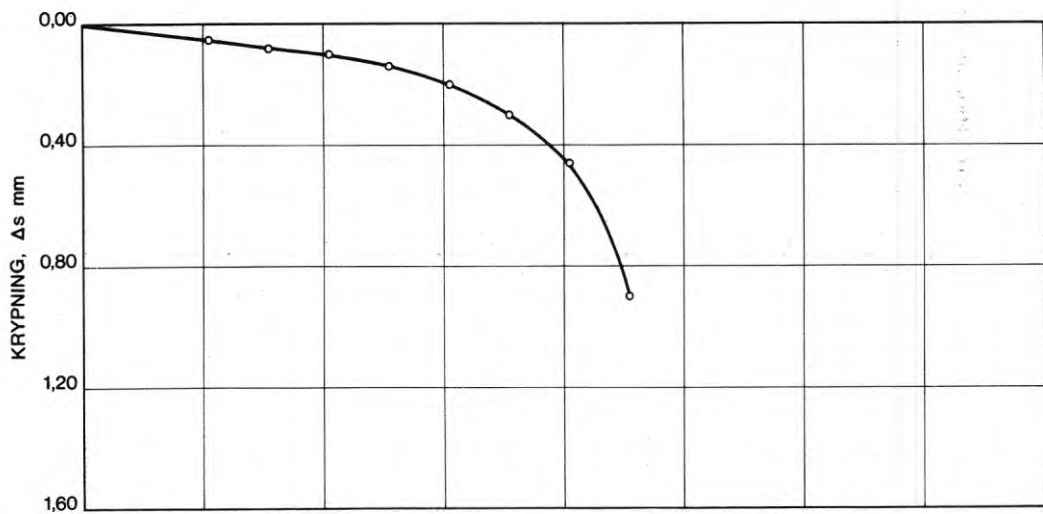
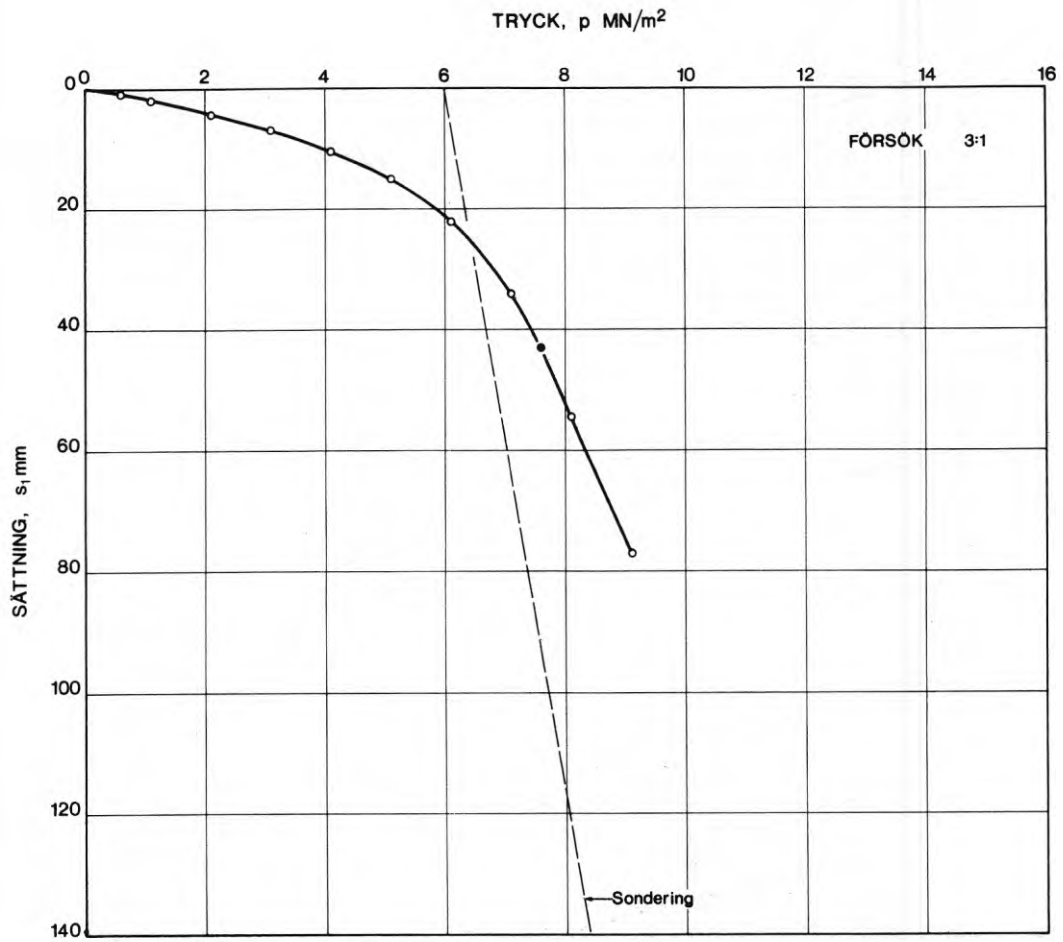
Bilaga 3. Försök 1:3. Fuktigt grus  $q = 160 \text{ kN/m}^2$ .

Test 1:3. Moist gravel  $q = 160 \text{ kN/m}^2$ .



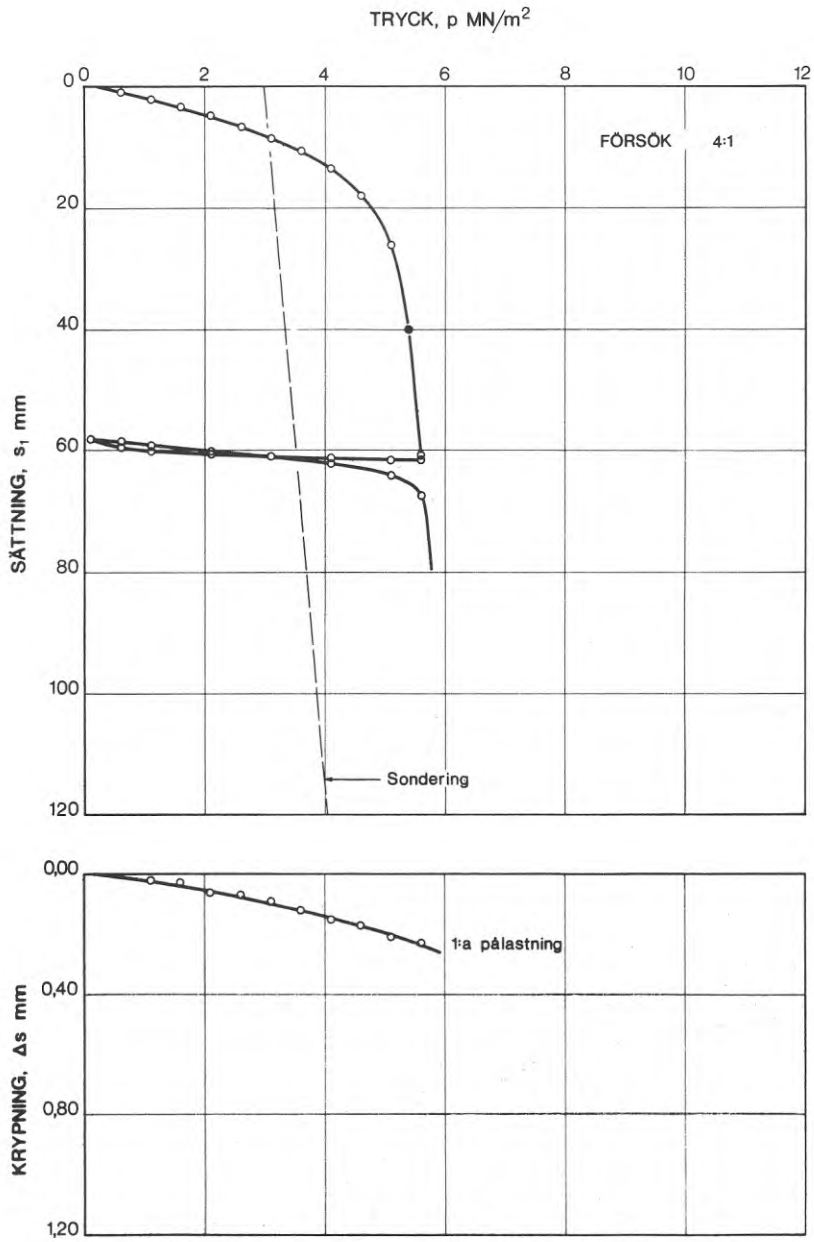
Bilaga 4. Försök 2:1. Fuktigt grus  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .  
 Test 2:1. Moist gravel  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .



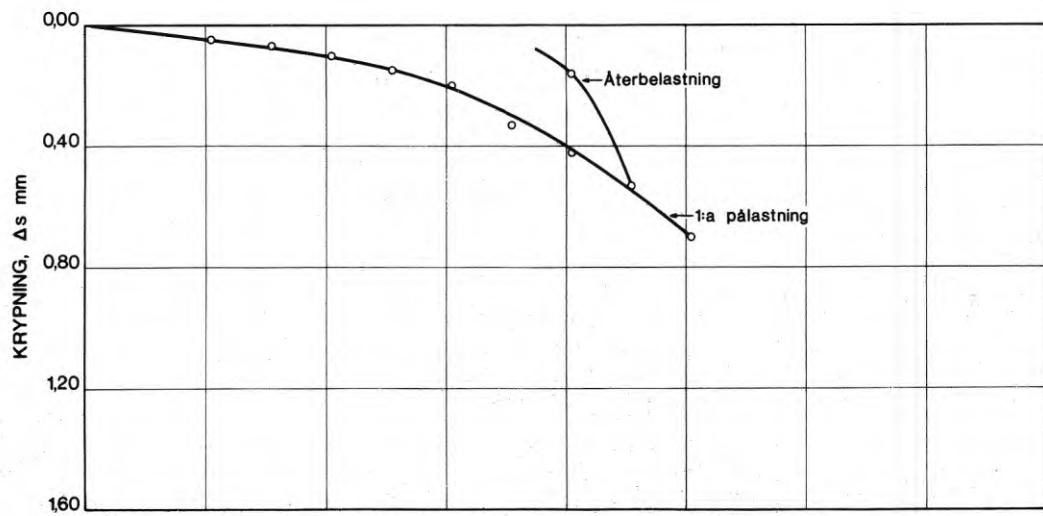
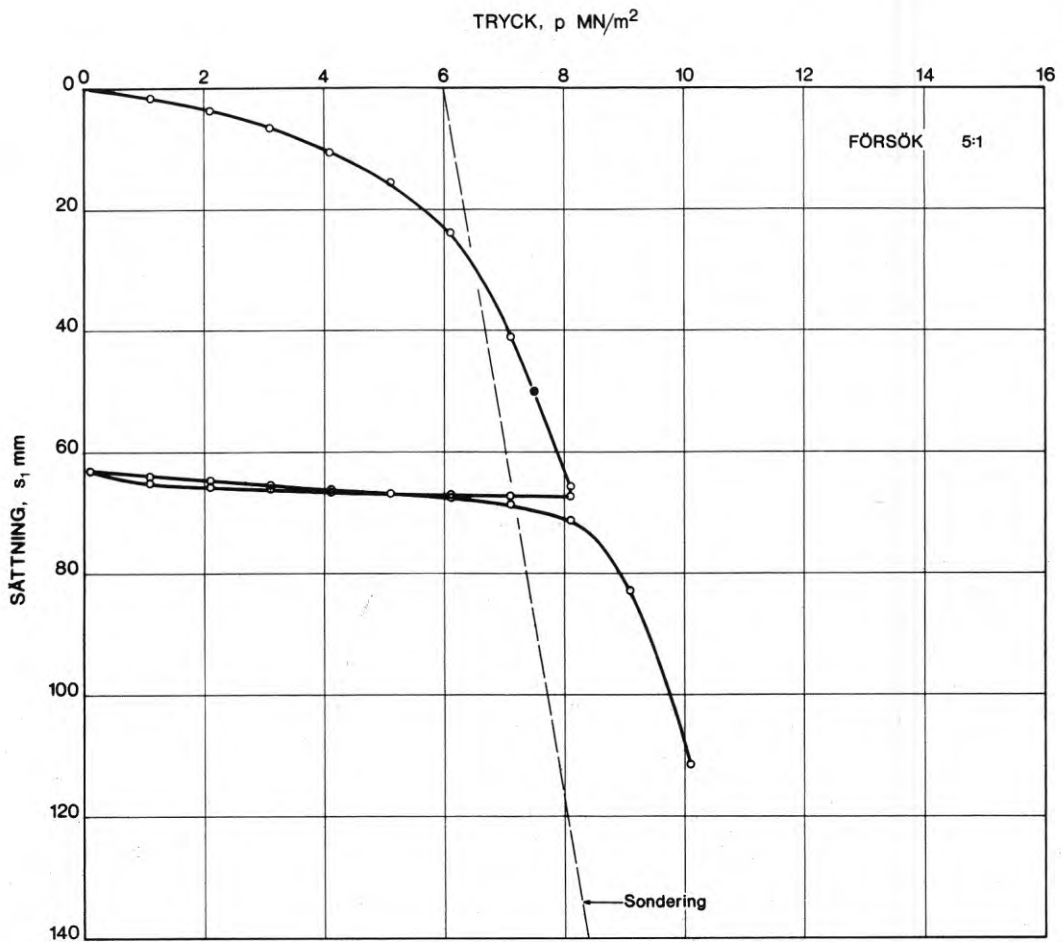


Bilaga 5. Försök 3:1. Fuktigt grus  $q = 100$  kN/m<sup>2</sup>.

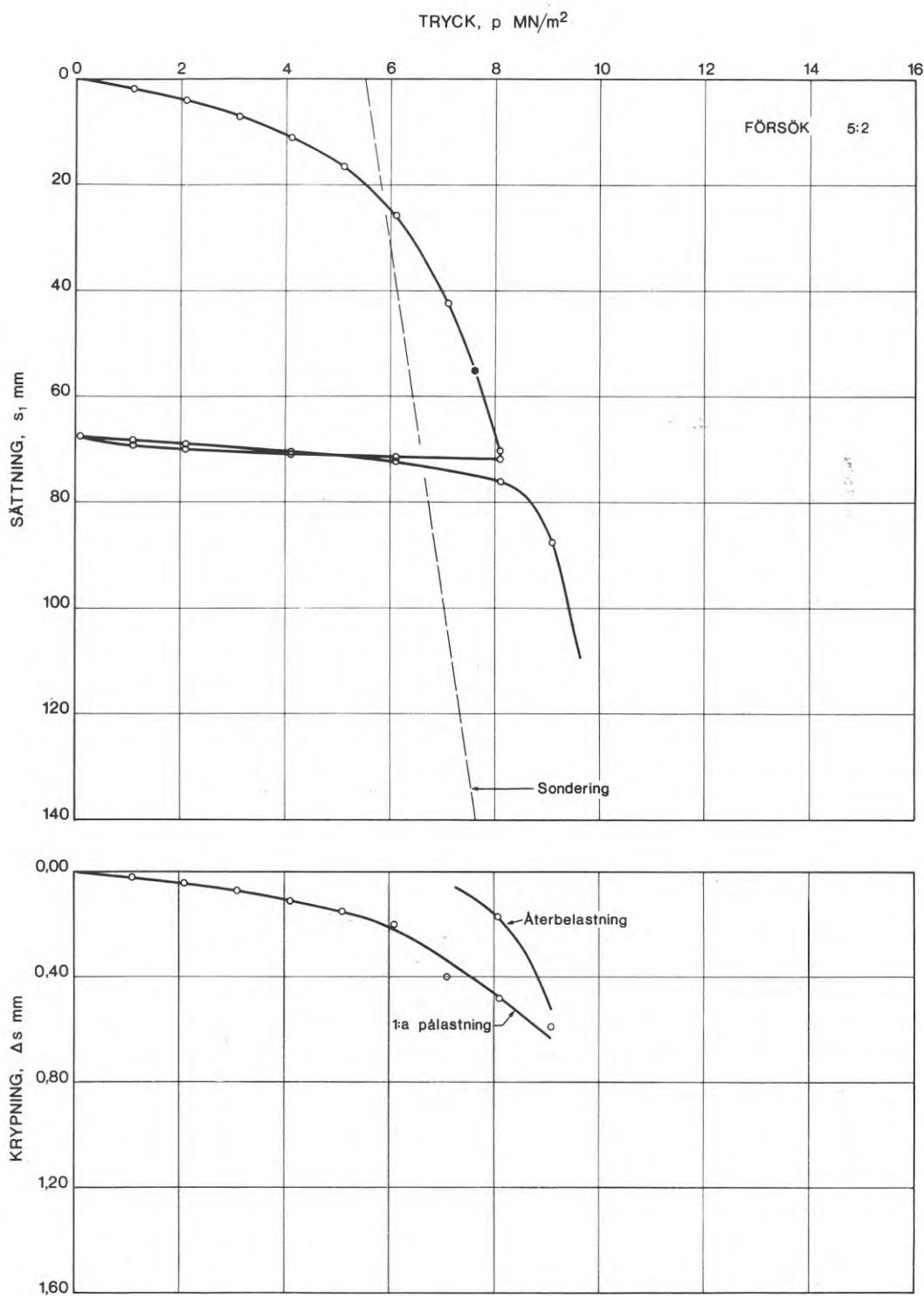
Test 3:1. Moist gravel  $q = 100$  kN/m<sup>2</sup>.



Bilaga 6. Försök 4:1. Vattenmättat grus  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .  
 Test 4:1. Saturated gravel  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ .

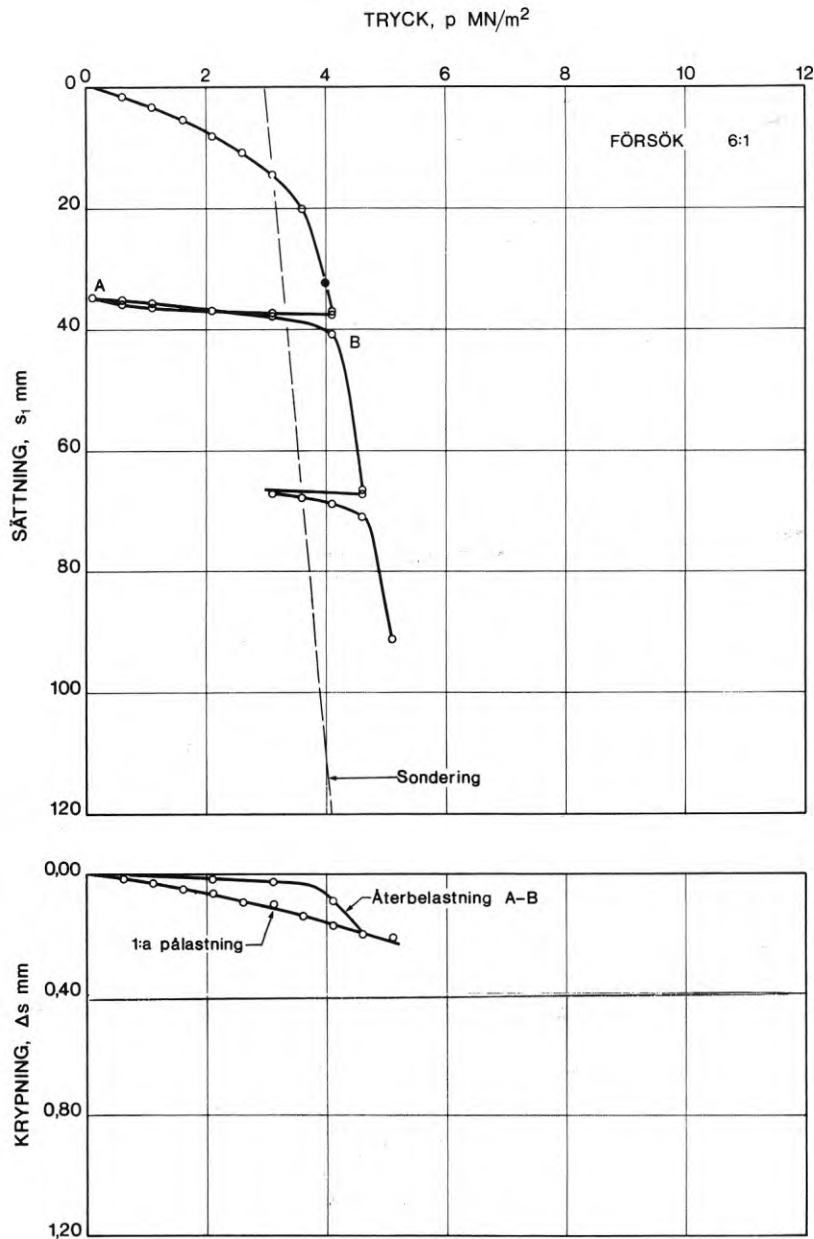


Bilaga 7. Försök 5:1. Fuktigt grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .  
 Test 5:1. Moist gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .

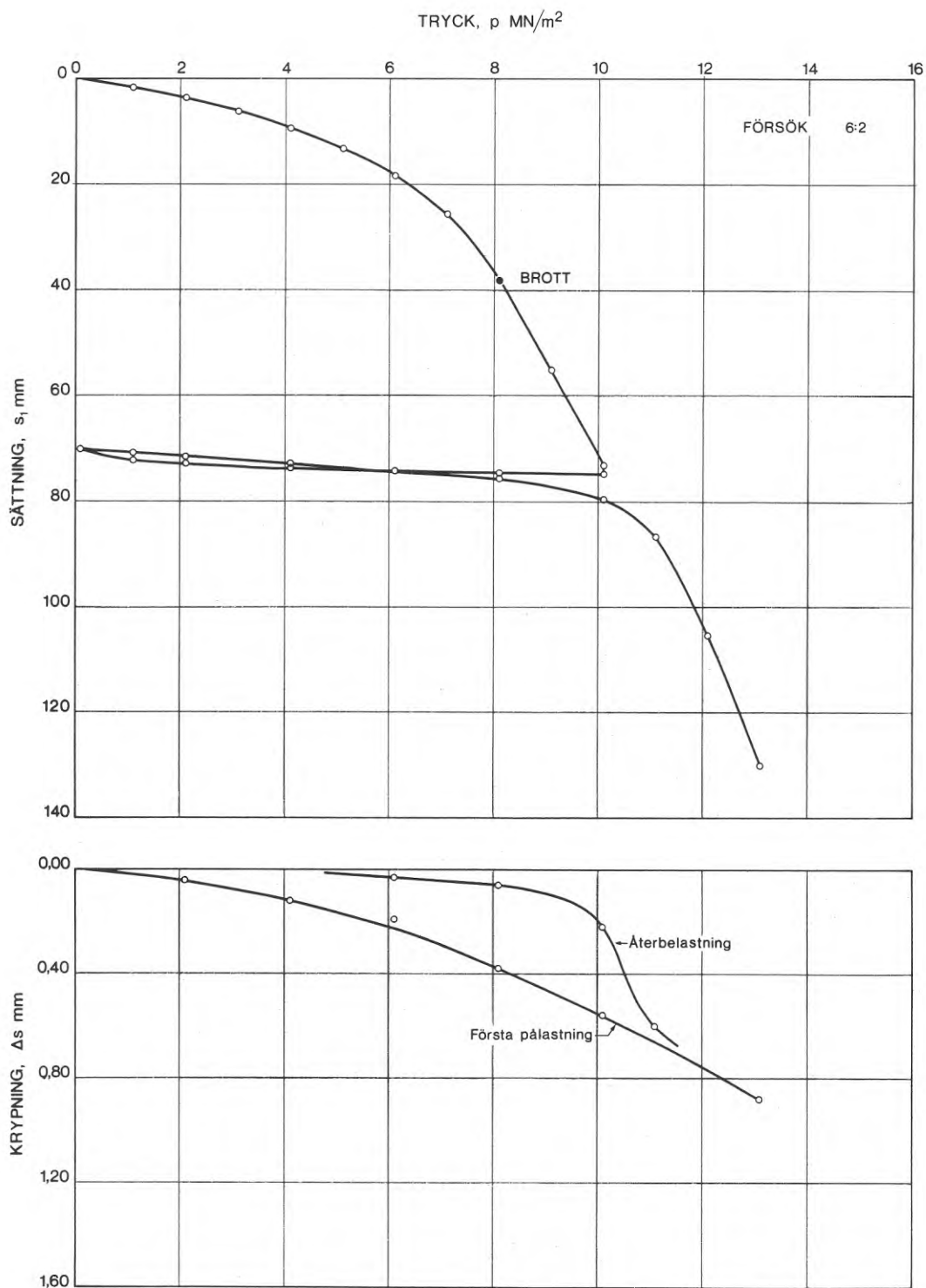


Bilaga 8. Försök 5:2. Vattenmättat grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .

Test 5:2. Saturated gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ .

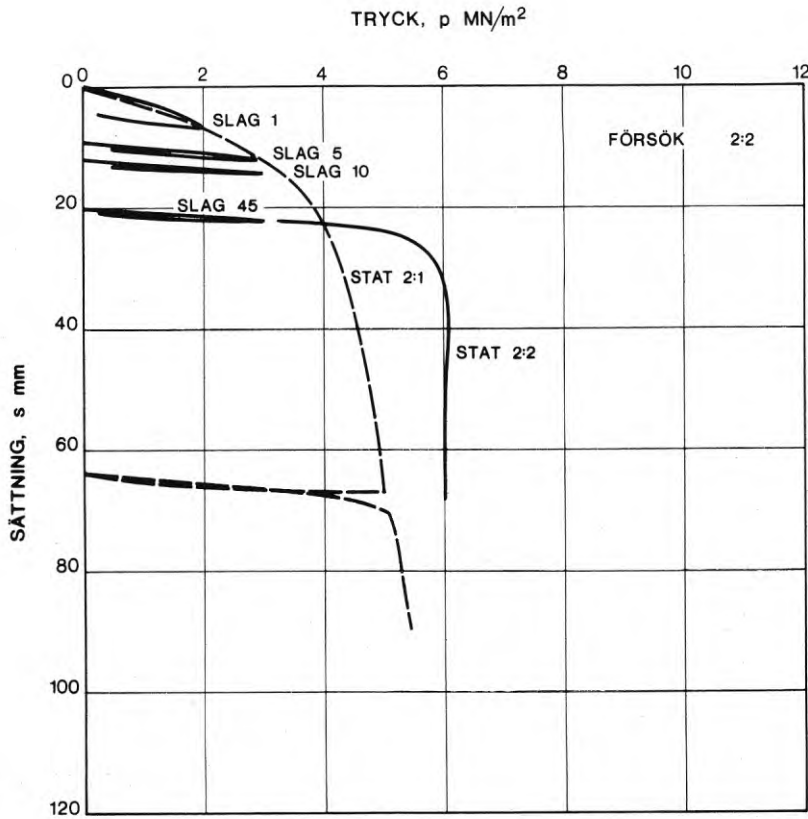


Bilaga 9. Försök 6:1. Vattenmättat grus  $q = 50$  kN/m<sup>2</sup>.  
 Test 6:1. Saturated gravel  $q = 50$  kN/m<sup>2</sup>.



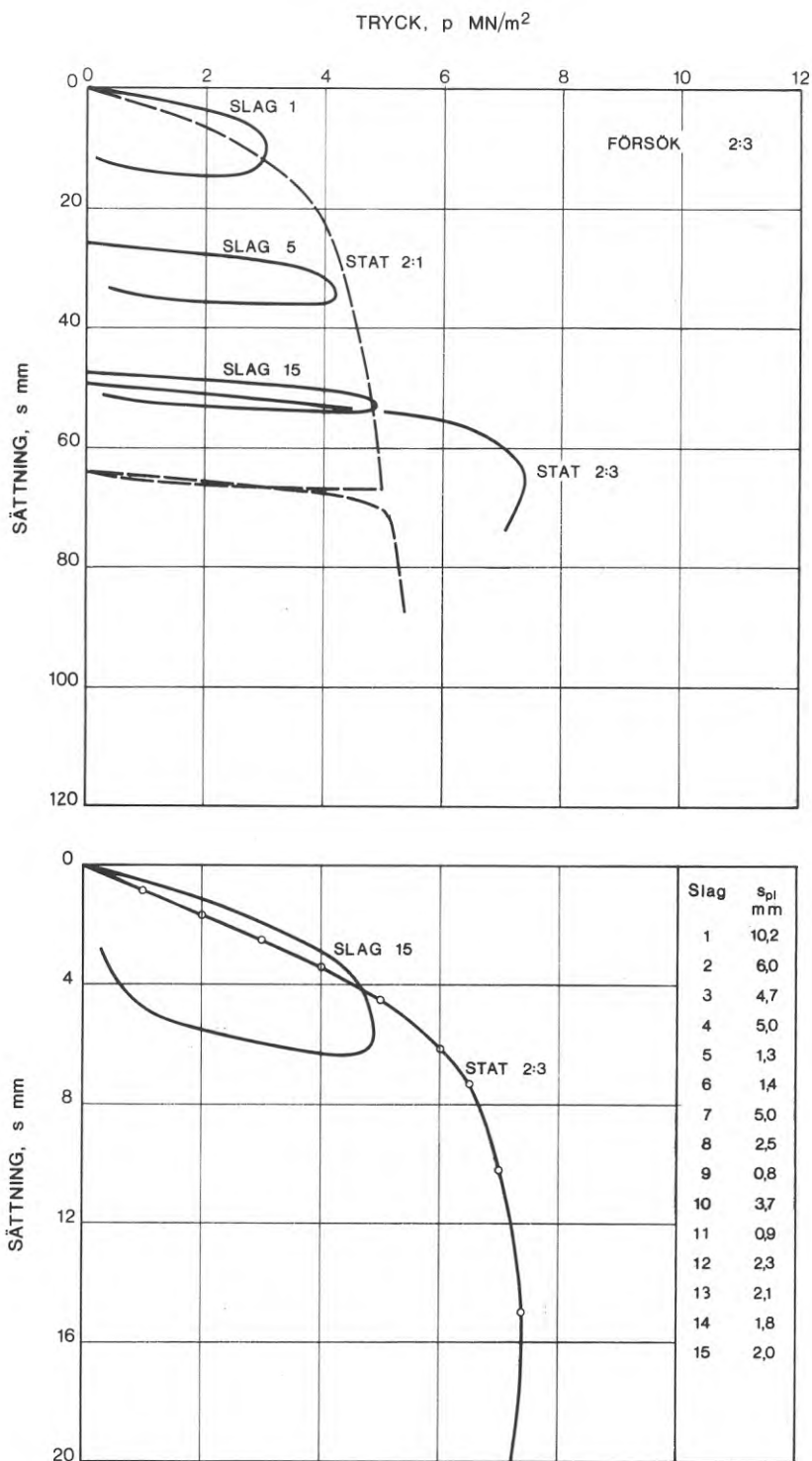
Bilaga 10. Försök 6:2. Vattenmättat grus  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Test 6:2. Saturated gravel  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .



Bilaga 11. Försök 2:2. Fuktigt grus q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 0,20 m.

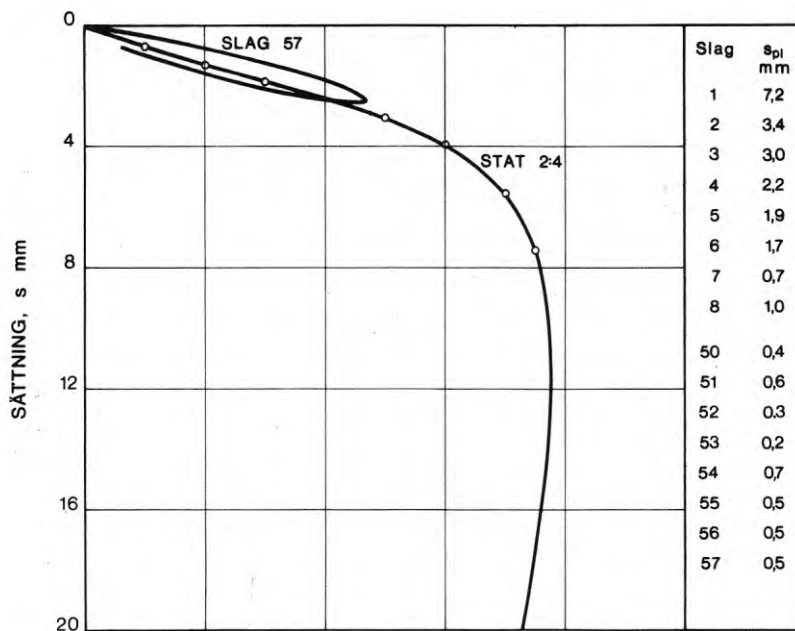
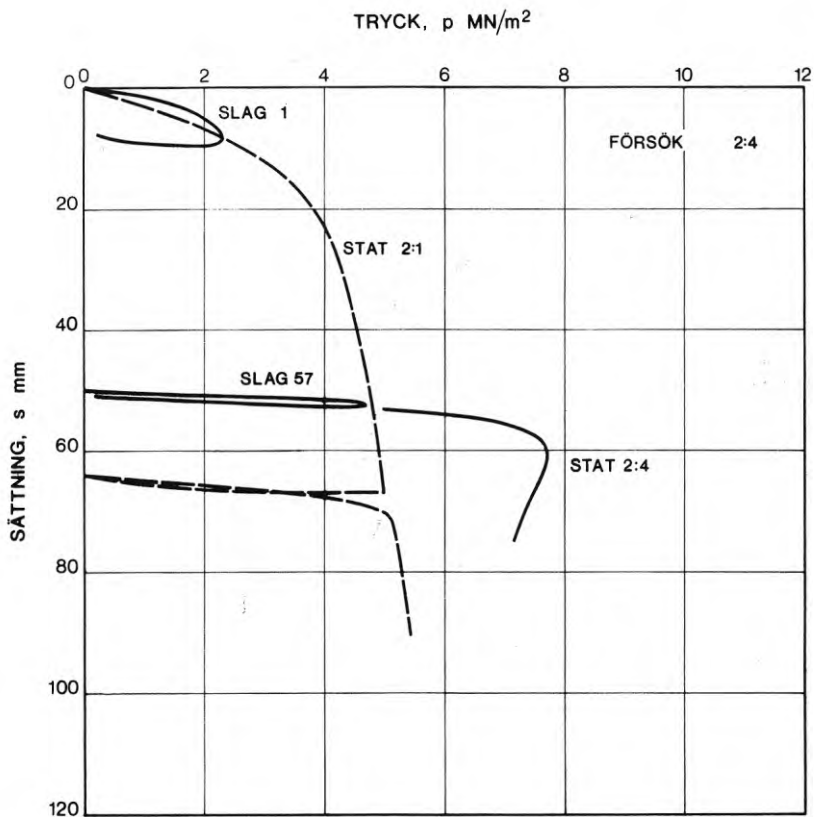
Test 2:2. Moist gravel q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 0.20 m.



Bilaga 12. Försök 2:3. Fuktigt grus  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd 0,80 m.

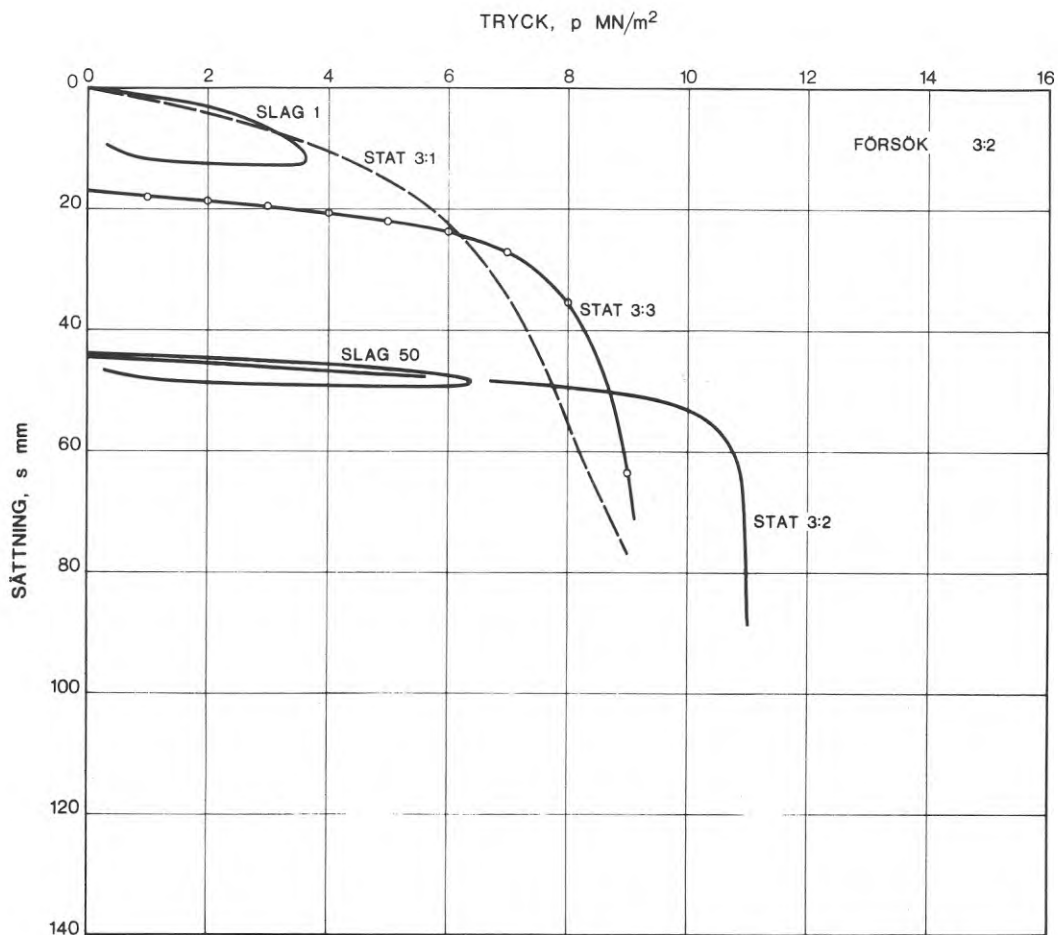
Test 2:3. Moist gravel  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall 0.80 m.





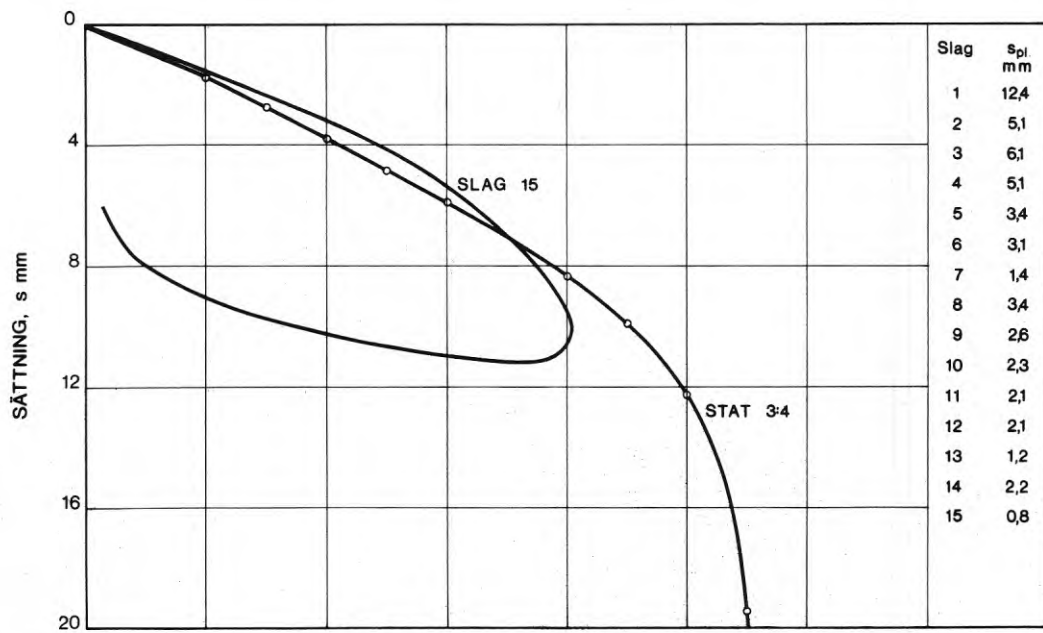
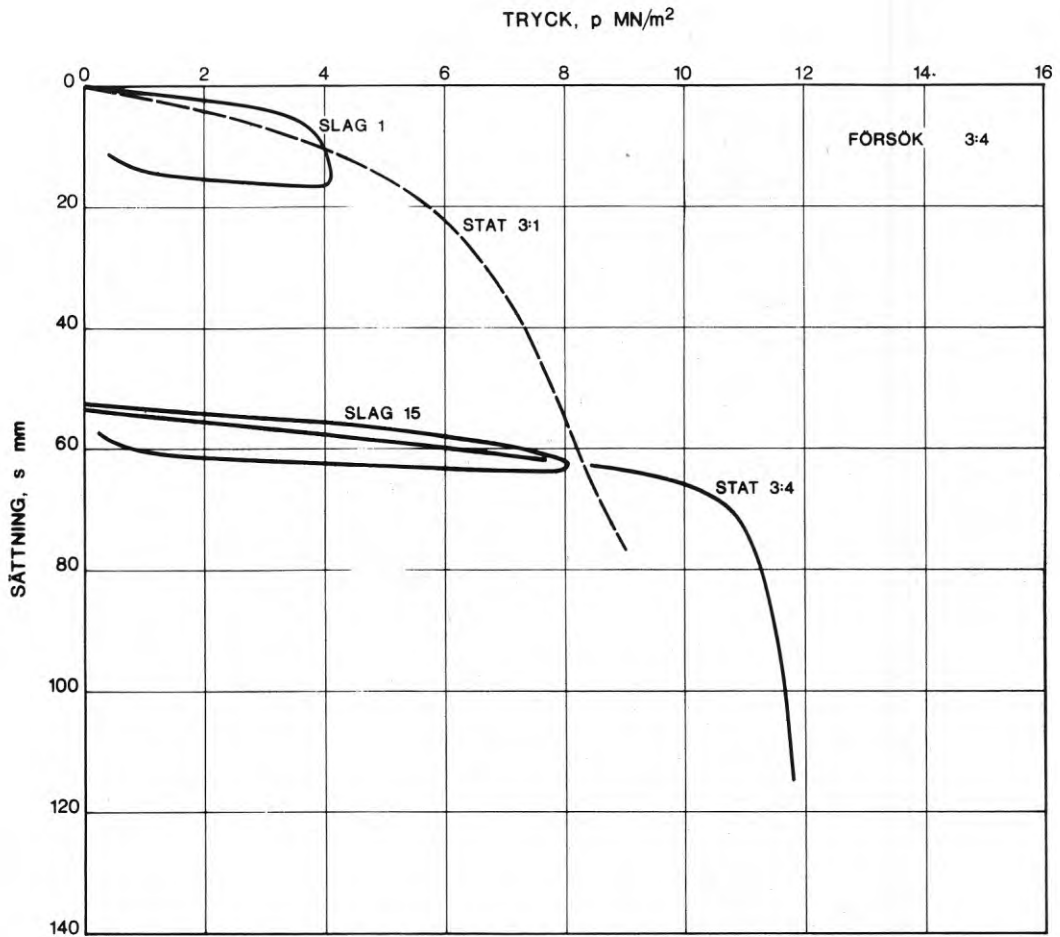
Bilaga 13. Försök 2:4. Fuktigt grus  $q = 50$  kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 0,40 m.

Test 2:4. Moist gravel  $q = 50$  kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 0.40 m.



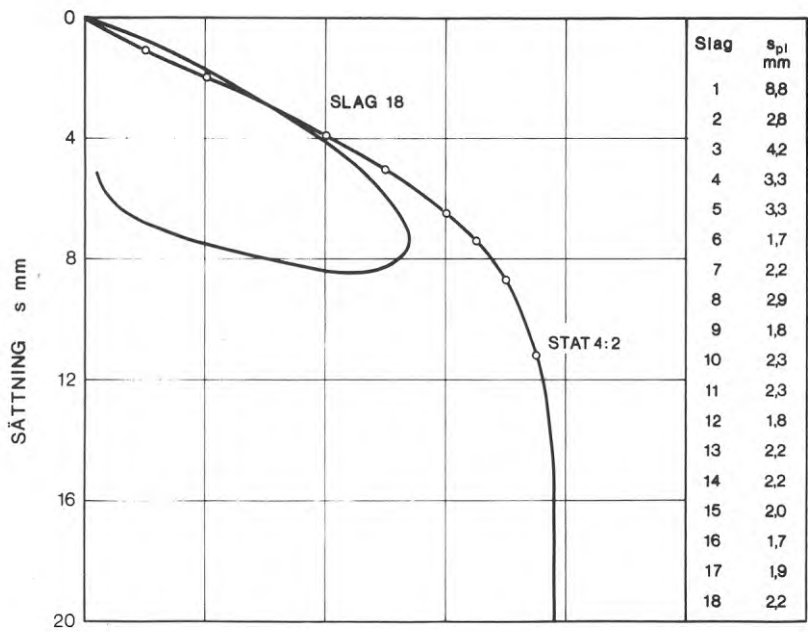
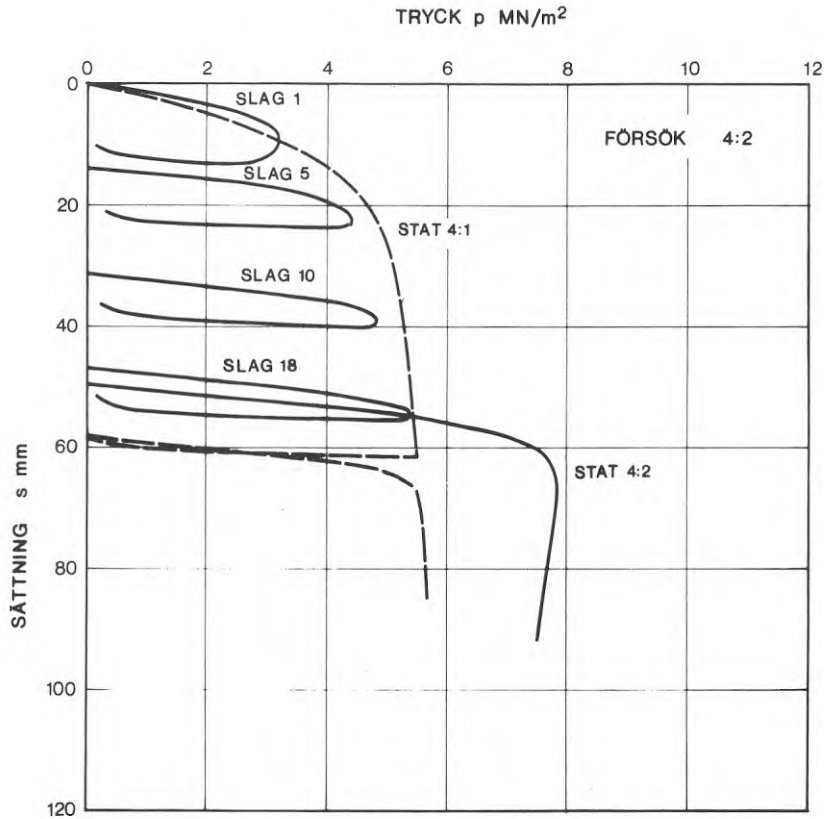
Bilaga 14. Försök 3:2. Fuktigt grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd 0,80 m.

Test 3:2. Moist gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall 0.80 m.

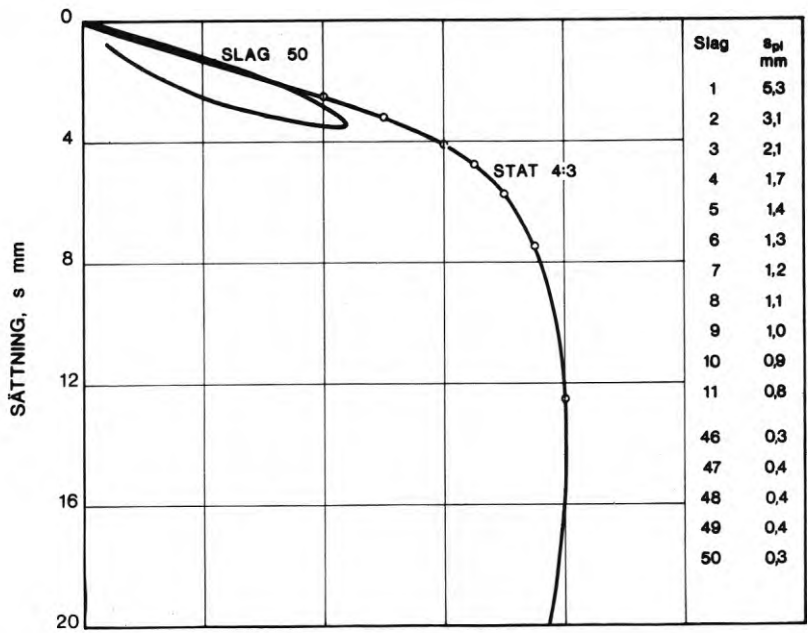
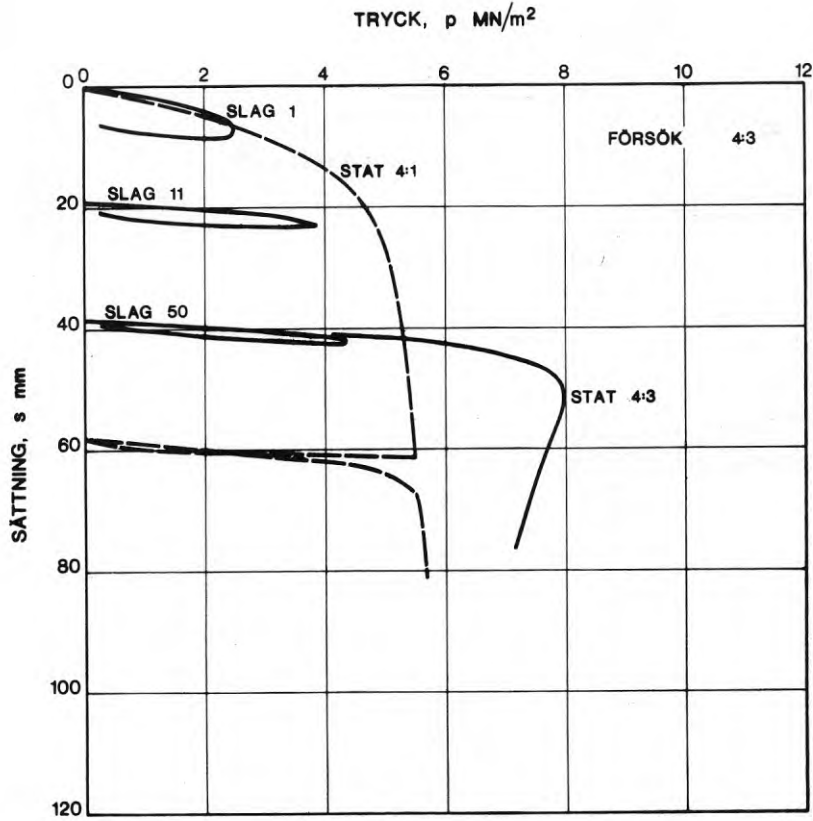


Bilaga 15. Försök 3:4. Fuktigt grus q = 100 kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 1,60 m.

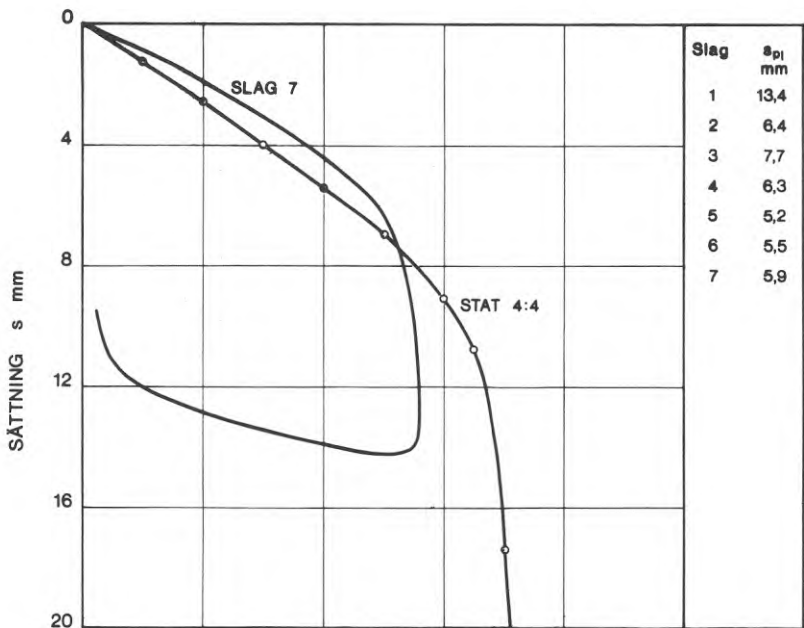
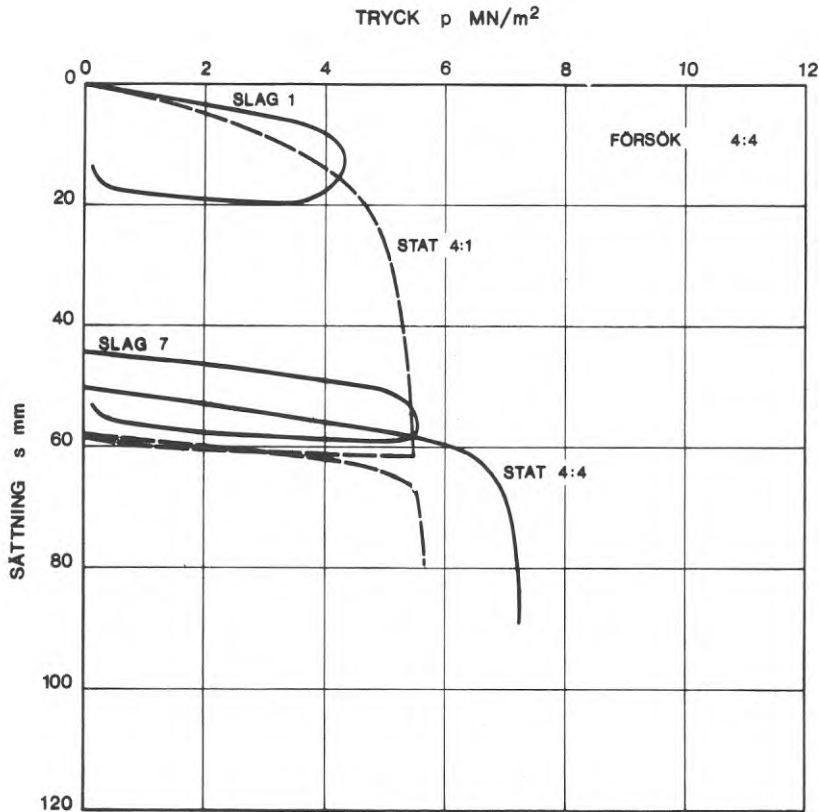
Test 3:4. Moist gravel q = 100 kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 1.60 m.



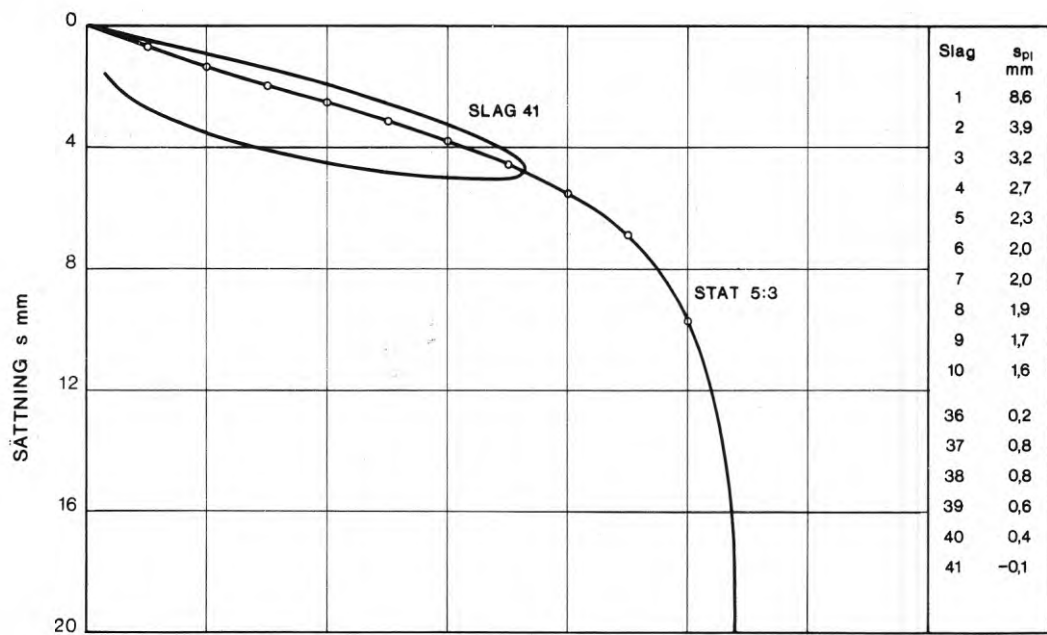
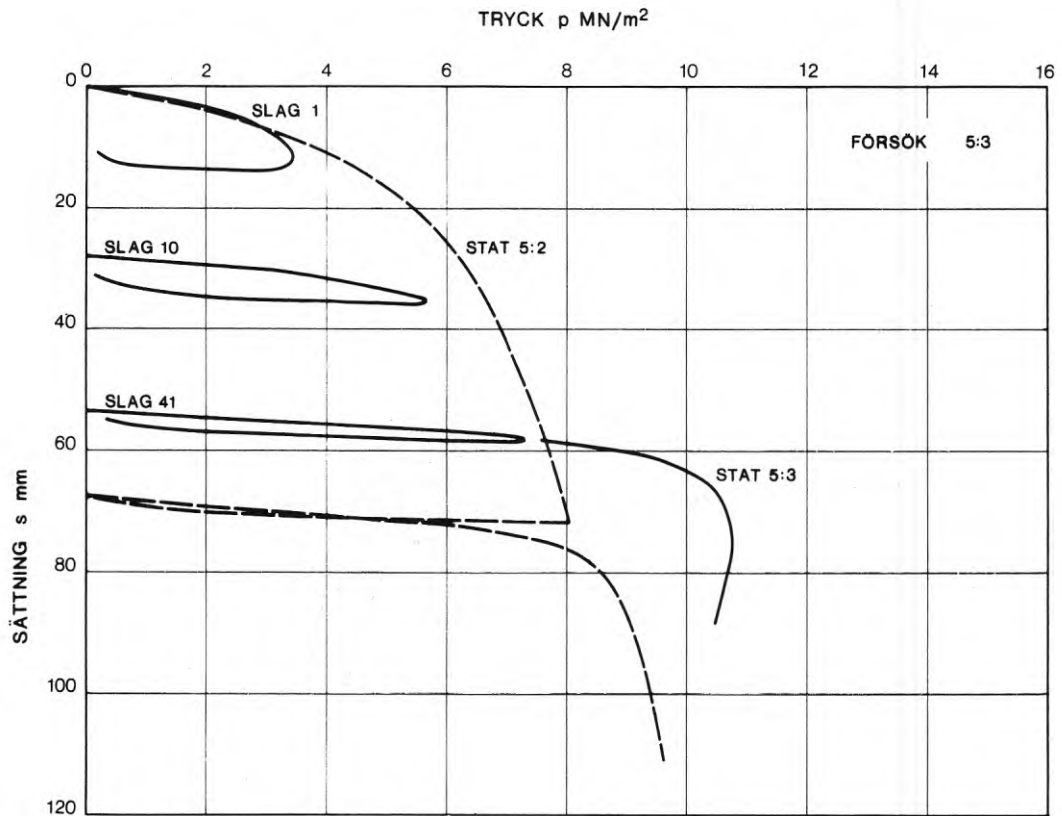
Bilaga 16. Försök 4:2. Vattenmättat grus  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd 0,80 m.  
 Test 4:2. Saturated gravel  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall 0.80 m.



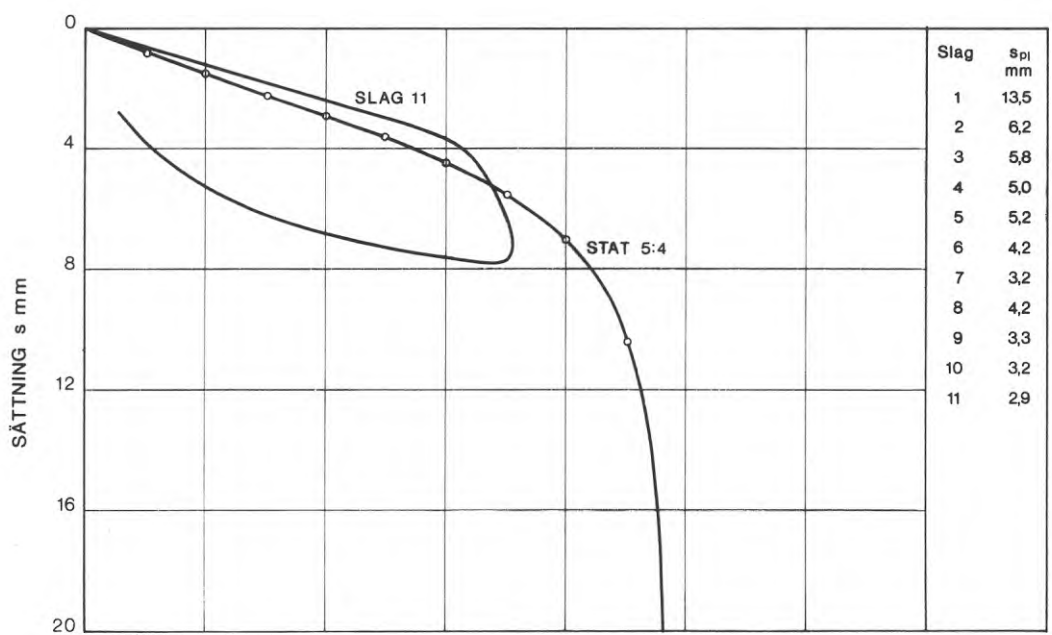
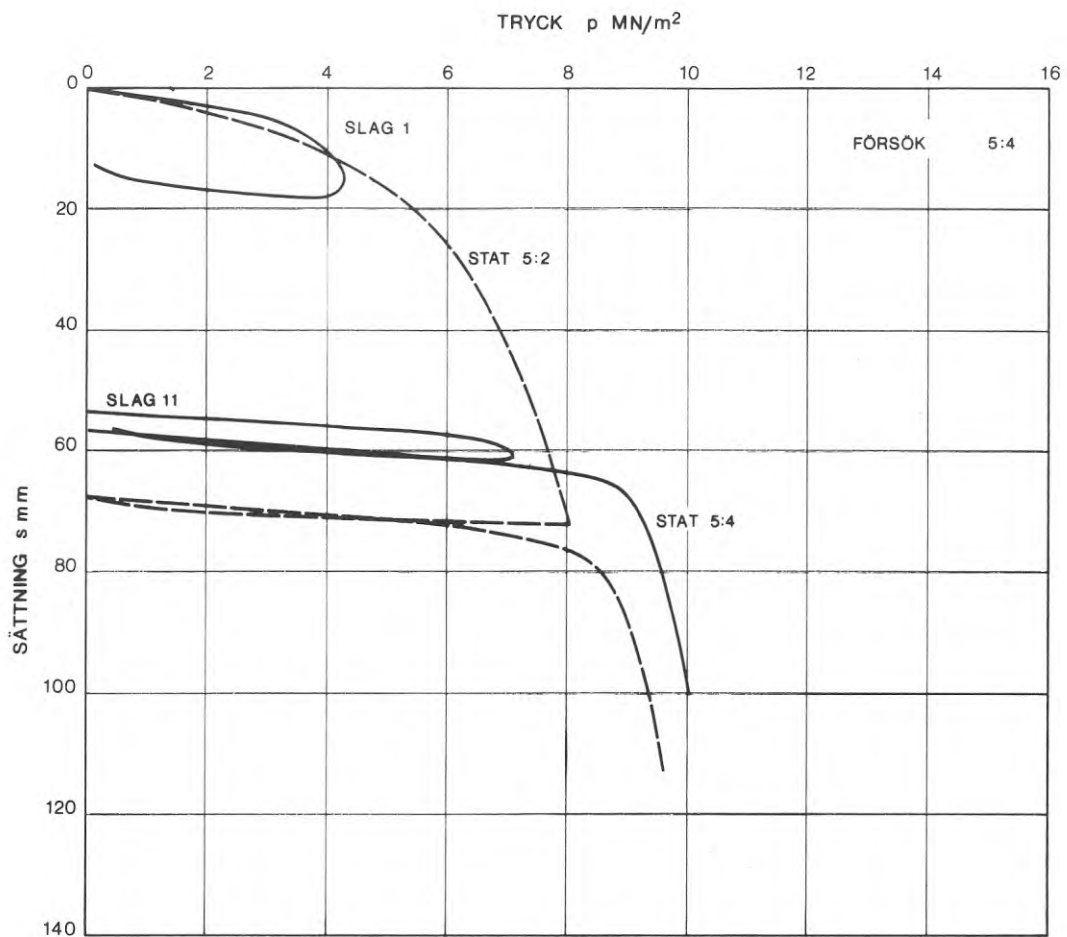
Bilaga 17. Försök 4:3. Vattenmättat grus q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 0,40 m.  
 Test 4:3. Saturated gravel q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 0.40 m.



Bilaga 18. Försök 4:4. Vattenmättat grus q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Fallhöjd 1,60 m.  
 Test 4:4. Saturated gravel q = 50 kN/m<sup>2</sup>. Height of fall 1.60 m.



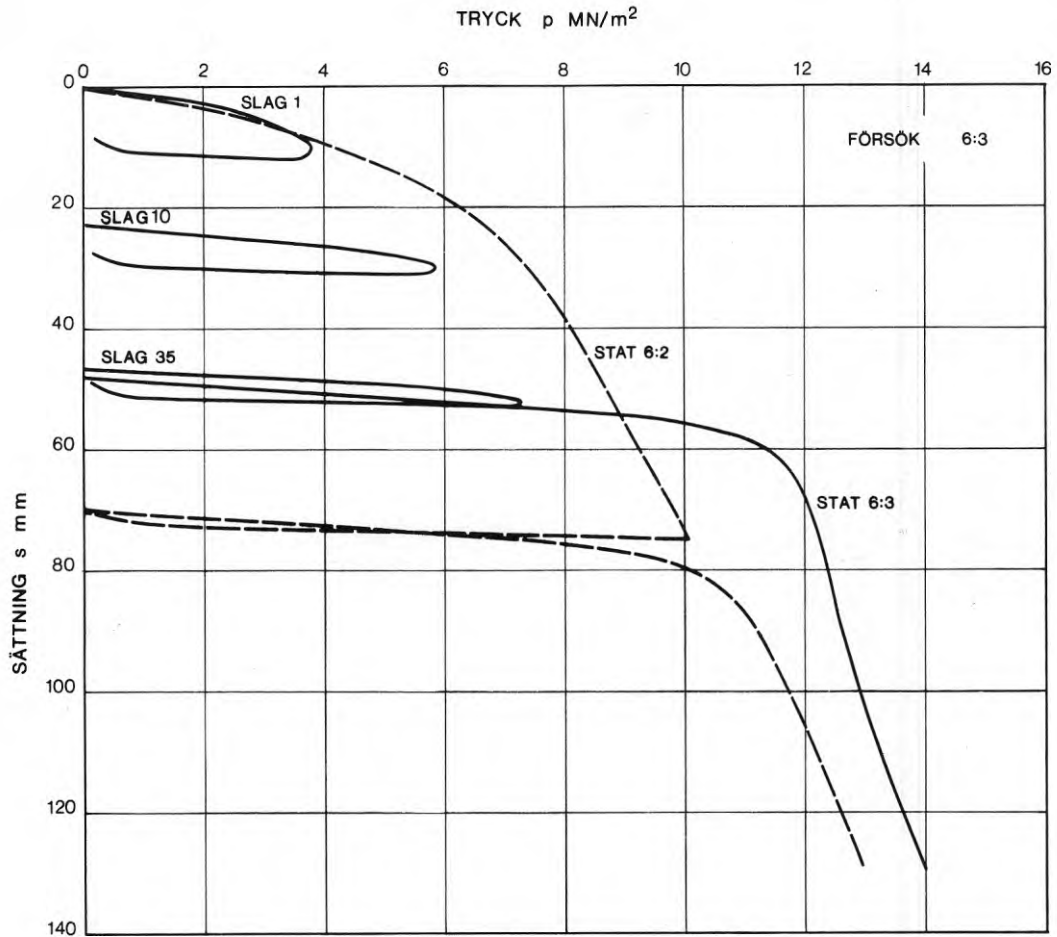
Bilaga 19. Försök 5:3. Vattenmättat grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd 0,80 m.  
 Test 5:3. Saturated gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall 0.80 m.



Bilaga 20. Försök 5:4. Vattenmättat grus  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Fallhöjd 1,60 m.

Test 5:4. Saturated gravel  $q = 100 \text{ kN/m}^2$ . Height of fall 1.60 m.



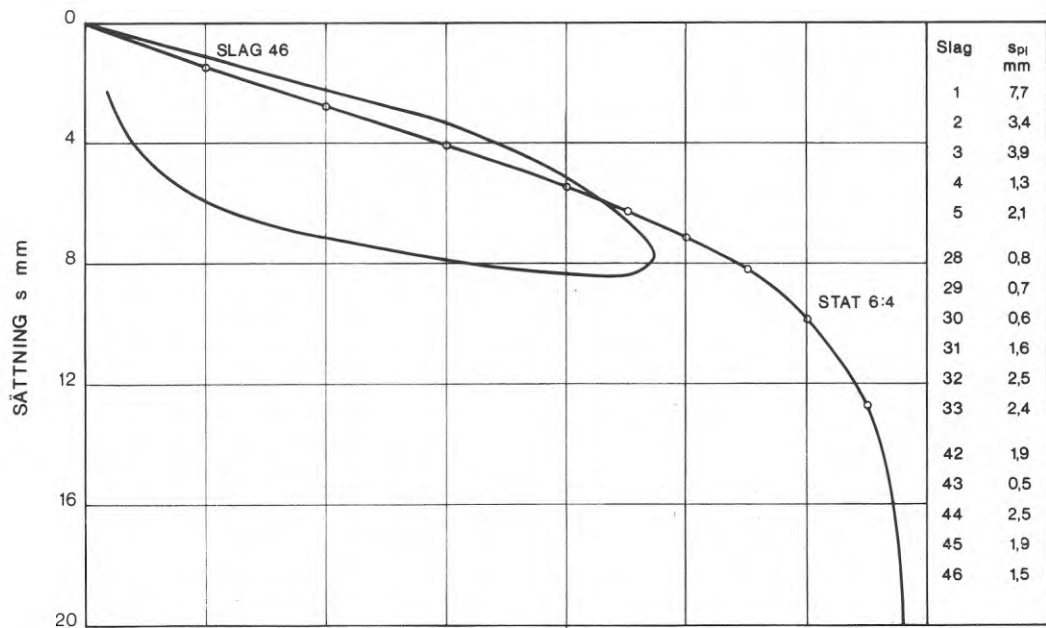
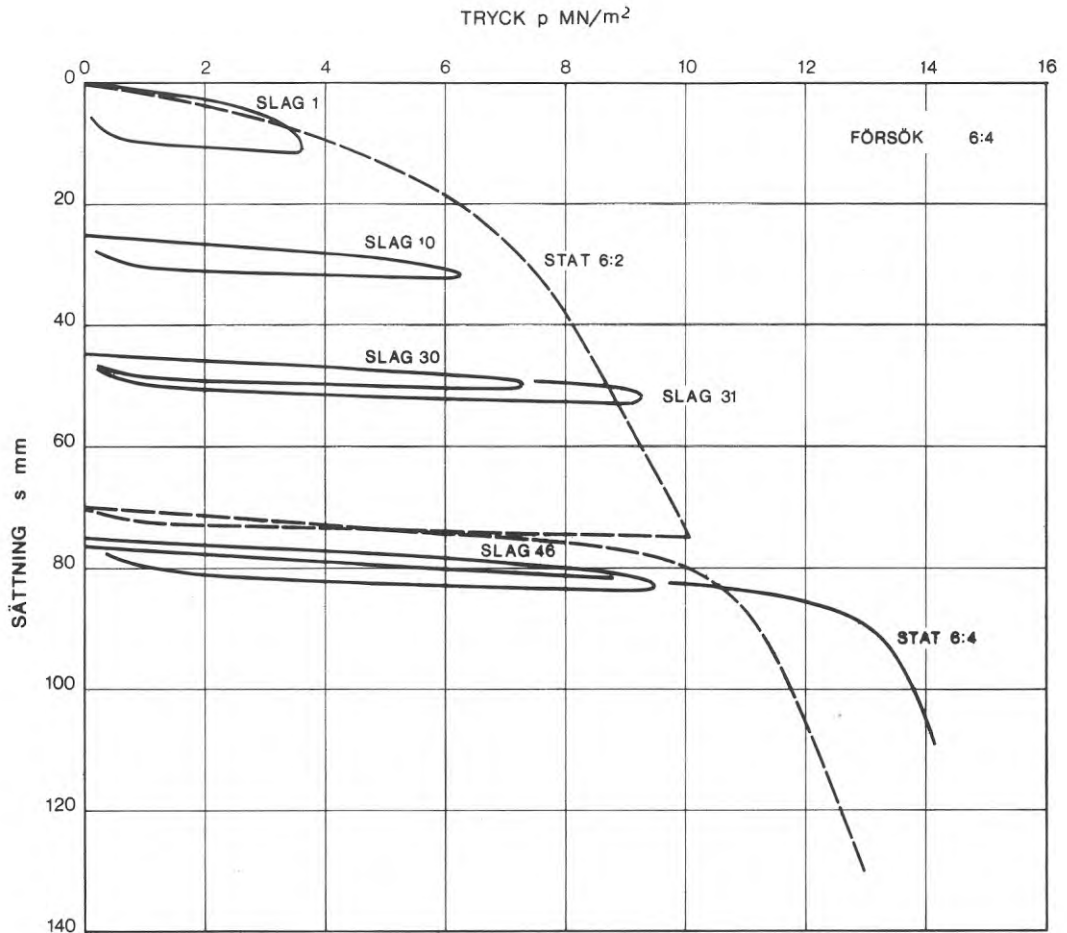


Bilaga 21. Försök 6:3. Vattenmättat grus  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Slag 1–35, fallhöjd 0,80 m. Slag 36, fallhöjd 1,60 m.

Test 6:3. Saturated gravel  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Blow 1–35, height of fall 0.80 m. Blow 36, height of fall 1.60 m.



Bilaga 22. Försök 6:4. Vattenmättat grus  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .  
 Slag 1–30, fallhöjd 0,80 m. Slag 31–46, fallhöjd 1,60 m.  
 Test 6:4. Saturated gravel  $q = 150 \text{ kN/m}^2$ .  
 Blow 1–30, height of fall 0.80 m. Blow 31–46, height of fall 1.60 m.

**R41:1972**

**Denna rapport avser anslag C 439 från Statens råd för byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.**

**Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.**

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

**Grupp: konstruktion**

**Pris: 27 kronor**