



**STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT  
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE**

**RAPPORT  
REPORT      No 22**

**Bestämning av jordegenskaper  
med sondering – en litteraturstudie**

**ULF BERGDAHL  
ULF ERIKSSON**

**LINKÖPING 1983**





**STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT  
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE**

**RAPPORT  
REPORT      No 22**

**Bestämning av jordegenskaper  
med sondering – en litteraturstudie**

**ULF BERGDAHL  
ULF ERIKSSON**

Detta projekt har delvis finansierats av Statens  
råd för byggnadsforskning, forskningsanslag 770294-0.

**LINKÖPING 1983**

ISSN 0348-0755

## FÖRORD

Vid Statens geotekniska institut pågår sedan flera år forskning inom området grundläggning i fast jord. Med fast jord avses här jord där för normala byggnader plattgrundläggning kan ske (lös sand-fast morän). Denna forskning syftar till ett bättre nyttjande av jorden vid främst plattgrundläggning. Genom att låta sättningarna i stället för spänningarna vara avgörande för grundtrycket kan man uppnå billigare grundläggningar och mindre förstärkningsarbeten för schakter m m.

Som ett led i detta arbete har i föreliggande rapport gjorts en sammanställning av de metoder för bestämning av jordegenskaper ur sonderingsresultat, som redovisas i den geotekniska litteraturen. Bland dessa förekommer ett antal metoder för sättningsberäkning. För att öka förståelsen för dessa metoder och belysa deras användbarhet har ett antaget exempel på en grundläggning med plattor genomräknats.

Statens råd för byggnadsforskning (BFR) har genom anslag (770294-0) bidragit till detta projekts finansiering.

Ulf Bergdahl

Ulf Eriksson



## INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRORD		3
0.	SUMMARY	7
1.	SAMMANFATTNING	9
2.	BETECKNINGAR	11
3.	INLEDNING	13
4.	BESKRIVNING AV AKTUELLA SONDERINGSMETODER	15
5.	BESTÄMNING MED DYNAMISKA SONDERINGSMETODER	18
5.1	Bestämning av friktionsvinkel, $\phi$	18
5.2	Bestämning av lagringstäthet, $D_r$	19
5.3	Bestämning av sättningsmodul, $E$	24
5.4	Bestämning av tillåten grund- påkänning för plattor	26
5.5	Beräkning av grundplattors sättning	31
6.	BESTÄMNING MED SPETSTRYCKSONDERING	48
6.1	Bestämning av friktionsvinkel, $\phi$	49
6.2	Bestämning av odränerad skjuv- hållfasthet, $c_u$	51
6.3	Bestämning av relativ lagringstäthet, $D_r$	53
6.4	Bestämning av sättningsmodul, $E$	58
6.5	Bedömning av jordart	62
6.6	Beräkning av plattors bärförmåga	65
6.7	Beräkning av plattors sättning	67
7.	BESTÄMNING MED VIKTSONDERING	73
7.1	Bestämning av lagringstäthet	73
7.2	Bestämning av sättningsmodul	76
8.	JÄMFÖRELSE MELLAN RESULTAT FRÅN OLIKA SONDERINGAR	76
8.1	Jämförelse mellan SPT-försök och spets- trycksondering	76
8.2	Jämförelse mellan hejarsondering och spetstrycksondering	79
8.3	Jämförelse mellan viktsondering och spetstrycksondering	80

8.4	Jämförelse mellan viktsondering och SPT-försök	82
8.5	Jämförelse mellan hejarsondering och SPT-försök	82
9.	SLUTSATSER	84
9.1	Bestämning av friktionsvinkel $\phi$	84
9.2	Bestämning av lagringstäthet, $D_r$	85
9.3	Bestämning av sättningsmodul, $E$	88
9.4	Bestämning av plattors bärförmåga eller tillåtet grundtryck	88
9.5	Beräkning av grundplattors sättning i sand	89
9.6	Bedömning av jordart	89
9.7	Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet	89
9.8	Jämförelser mellan resultat från olika sonderingar	89
10.	FÖRSLAG TILL FORTSATT FORSKNINGS- OCH UTVECKLINGSARBETE	91
11.	LITTERATURFÖRTECKNING	92



## ESTIMATION OF SOIL CHARACTERISTICS FROM PENETRATION TEST RESULTS - A LITERATURE SURVEY

### SUMMARY

Penetration testing with proper resistance records has been used in Sweden since the beginning of the 20th century. The main use of the test results have been to estimate the relative stiffness of the different soil layers and their thickness. The most important test methods have been the weight penetrometer test, the dynamic probing test and the mechanical cone penetrometer test. For shallow foundation the penetration resistance is also used to determine the allowable ground pressure in few steps.

The present literature survey, mainly based on experiences from outside Sweden for shallow foundation problems, shows that the most common test methods are the Standard Penetration Test, the Cone Penetration Test and the Dynamic Probing Test. It is also evident that people in other countries have been working more on correlations between penetration resistances and soil characteristics as angle of internal friction, settlement modulus, relative density, undrained shear strength and type of soil than is the case in Sweden where other methods have been used to determine these characteristics. For shallow foundations in cohesionless soils the penetration test results have also been more widely used to calculate allowable ground pressures and settlements. However, the differences between the calculations according to different authors are great as illustrated by an example in this report.

It is also noteworthy that there is a difference in the division of the relative density or stiffness of cohesionless soils according to penetration resistance between the Swedish Building Codes and international praxis. This difference has to be considered by Swedish contractors and consultants working abroad. A proposal for a new

division based on foreign experiences and comparisons to Swedish test methods is therefore presented. This division also includes a proposal for the evaluation of the angle of internal friction and settlement modulus based on Swedish and foreign experiences. However, these values must be used with caution for rough estimates. Normally it is better to use direct methods for the calculation of footing width and settlements. A number of such calculation methods have been summarized in this report and the use of the different methods have been illustrated by an example, an imaginary foundation on sand. Methods based both on Standard Penetration Test and Cone Penetration Test have been presented. In this way it is possible also to compare the results from different calculation methods and also to compare with the figures from the Swedish Building Code. Such a comparison indicate that the allowable ground pressures according to the Swedish Building Code are higher than those normally used abroad.

It can be concluded from this literature survey that penetration test results in the future in Sweden ought to be used in a wider extent to estimate the soil characteristics and for the design and settlement calculations for shallow footings. The Cone Penetration Test is considered to be the most accurate test especially in silty and sandy soils. Probably extra sensitive probes for the Cone Penetration Test could also be used to estimate the shear strength of soft clay.

An increasing use of penetration testing for estimation of soil characteristics and foundation design will give a more accurate base for foundation design and in some cases less expensive soil investigations. However, further research is needed on the correlations between the result from different penetrometers and in situ test methods and also between penetration test results and different calculation methods and results from plate load tests and observed settlements.

BESTÄMNING AV JORDEGENSKAPER MED SONDERING -  
EN LITTERATURSTUDIE

SAMMANFATTNING

Sondering i dagens bemärkelse har i Sverige använts sedan i början av 1900-talet främst för att kunna bedöma jordlagrens relativa fasthet och mäktighet. Härför har huvudsakligen använts viktsond, mekanisk trycksond, hejarsond och motorslagsond.

Föreliggande litteraturstudie, som främst belyser sonderingsmetodernas användning vid ytgrundläggning, visar att man i andra länder huvudsakligen arbetat med SPT-försök, spetstrycksond och hejarsond. Det framgår också klart att man utomlands i stor utsträckning arbetat med att få fram samband mellan sonderingsmotstånd och olika jordegenskaper såsom: inre friktionsvinkel, sättningsmodul, relativ lagringstäthet, odränerad skjuvhållfasthet och jordart. Dessutom har man för grundläggning med plattor i friktionsjord utvecklat metoder att direkt ur sonderingsresultat beräkna tillåtna grundpåkänningar och sättningar.

Från studien kan det vara värt att notera att den indelning efter fasthet för friktionsjord som används i Sverige skiljer sig från vad man använder internationellt. Detta bedöms vara en svårighet för våra entreprenörer och konsulter som arbetar i utlandet. Förslag till ny indelning baserad på utländska erfarenheter och resultat från svenska sonderingsmetoder lämnas därför. I samband härmed har gjorts ett förslag till utvärdering av friktionsvinkel och sättningsmodul för sandjord baserad på svenska och utländska erfarenheter.

Eftersom dessa värden endast bör användas för överslagsberäkningar redovisas i rapporten också en serie

olika utländska metoder för dimensionering av grundplattor och sättningsberäkning för dessa. För att belysa metodernas användning har ett exempel med en tänkt grundplatta på sand genomräknats med ett stort antal metoder, baserade på dels SPT-försök, dels spetsstrycksondering. Härvid kunde konstateras vid jämförelse med svenska grundläggningsregler att vi här i landet har förhållandevis höga grundpåkänningar.

Slutsatsen av denna studie är att sonderingsresultat i Sverige framledes borde kunna användas i betydligt större utsträckning än idag för utvärdering av jords egenskaper samt för dimensionering och sättningsberäkning för grundplattor. Speciellt bedöms detta gälla vid användning av spetsstrycksond som åtminstone i silt-sandjord bäst återger fastheten i jorden. En ökad användning av extra känsliga spetsstrycksonder för översiktlig bestämning av skjuvhållfasthet i lera kan också vara en möjlighet.

Eftersom en sådan ökad användning av sondering bedöms kunna ge säkrare projekteringsunderlag samt i viss mån ge billigare undersökningar föreslås fortsatt forskning inom detta område.

## 2. BETECKNINGAR

A	= Area	(m <sup>2</sup> )
A <sub>p</sub>	= Spetsarea	(m <sup>2</sup> )
A <sub>s</sub>	= Mantelarea	(m <sup>2</sup> )
B	= Plattbredd	(m)
c <sub>u</sub>	= Skjuvhållfasthet	(kPa)
C	= Kompressibilitetskonstant	
C <sub>w</sub>	= Korrektionsfaktor för grundvattenyta	
C <sub>d</sub>	= Korrektionsfaktor för grundläggningsdjup	
C <sub>t</sub>	= Korrektionsfaktor för relativa djupet till fast botten	
CPT	= Cone Penetration Test (Benämns på svenska <u>spetsstrycksondering</u> )	
d	= Diameter	(m)
D	= Djup under markyta	(m)
D <sub>s</sub>	= Djup av permanent avschaktning	
D <sub>w</sub>	= Grundvattenytas djup under platta	(m)
D <sub>r</sub>	= Relativ lagringstäthet; $\frac{e_{\max}-e}{e_{\max}-e_{\min}}$	
DPA	= Dynamic probing type A=Dynamisk sondering typ A	
DPB	= Dynamic probing type B=Dynamisk sondering typ B	
Δ	= Tillskott	
e	= Portal	
E	= Sättningsmodul allmänt. Även Hookes elasticitetsmodul	(kPa)
E <sub>s</sub>	= Ödometermodul $\frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2}$	
E <sub>v</sub>	= $\frac{E}{1-\nu^2}$	
f <sub>s</sub>	= Lokal mantelfriktion	(kPa)
FR	= Friction Ratio = $\frac{f_s}{q_c}$	
hv	= Halvvarv vid viktsondering	
H	= Höjd eller lagertjocklek	
HfA	= Hejarsondering enligt svensk geoteknisk standard metod A	
k	= Konstant	
L	= Längd	
m <sub>v</sub>	= Kompressibilitet	
mv	= Medelvärde	
N	= Antal slag per längdenhet vid dynamiska sonderingsmetoder (allmänt)	
N <sub>20</sub>	= Antal slag/0,2 m sjunkning vid hejarsondering	

- $N'_{20}$  = Antal slag/0,2 m sjunkning vid hejarsondering efter subtraktion av mantelfriktion på sondstängerna.  
 $N_{30}$  = Antal slag/0,3 m sjunkning vid SPT-försök  
 $N_c, N_\gamma, N_q$  = Bärighetsfaktorer  
 $p$  = Belastning (allmänt)  
 $p_o$  = Överlagringstryck  
 $q$  = Påkänning (allmänt)  
 $q_a$  = Tillåten påkänning  
 $q_f$  = Brottbelastning  
 $q_o$  = Brottbelastning vid last på markytan  
 $q_c$  = Spetsmotstånd vid spetstrycksondering  
 $Q_a$  = Tillåten last  
 $Q_f$  = Brottlast  
 $s$  = Sättning  
SPT = Standard penetration test  
(benämns på svenska SPT-försök)  
 $U_0, U_1$  = Korrektionsfaktorer för sättningsberäkning enligt d'Appolonia et al (1970)  
 $\phi$  = Friktionsvinkel  
 $\gamma$  = Tunghet  
 $\gamma'$  = Tunghet under grundvattenytan  
 $v$  = Tvärkontraktionstal  
 $\sigma'$  = Effektiv spänning  
 $\sigma'_o$  = Ursprunglig effektiv spänning.  
Överlagringstryck

### 3. INLEDNING

I Sverige har sondering i huvudsak använts för bestämning av den relativa fastheten i jorden. Därav har också jordlagerföljden främst i lös jord bedömts. I friktionsjord har man med viktsond också bedömt jordens fasthet för att med ledning av gällande normer bestämma tillåtet grundtryck. Detta har avpassats så att det även begränsar uppkommande sättningar till en oskadlig nivå. Detta sätt att begränsa det tillåtna grundtrycket har medfört att sättningsberäkning idag normalt ej utförs vid projektering av byggnadsverk grundlagda på plattor i fast jord.

Emellertid har konstruktioner olika tålighet för sättningar och samtidigt blir konsekvenserna av en skada olika. Av dessa anledningar finns det skäl att utföra sättningsberäkningar även för konstruktion på fast jord.

I andra länder förekommer sedan länge ett flertal metoder för undersökning av jords deformations- och hållfasthetsegenskaper och beräkning av grundplattors bärförmåga och sättning. Dessa bygger dels på insitu-provningsmetoder, dels på sonderingsmetoder. Under senare år har man i Sverige infört standard även för t ex spetstrycksondering och SPT-försök (SPT, Standard Penetration Test). Detta ger ökade möjligheter att tillämpa i litteraturen redovisade metoder för bestämning av jords egenskaper och därtill kopplade metoder för beräkningar av plattors bärförmåga och sättning.

I föreliggande rapport har en sammanställning av forskningsresultat och erfarenheter från bestämning av jordegenskaper ur sonderingsresultat publicerade fram till och med omkring 1978 utförts. För rapporten har i huvudsak studerats de vanligast förekommande metoderna för dimensionering och sättningsberäkning för plattor på fast jord.

Främst behandlar rapporten resultat från SPT-försök och spetstrycksonderingsförsök, vilka är de utanför Sverige vanligaste sonderingsmetoderna. Mycket av publicerade forskningsresultat baseras också på dessa metoder. För "svenska" sonderingsmetoder, hejarsondering metod A (HfA) och viktsondering, finns endast ett fåtal undersökningar redovisade. HfA-metoden har dock mycket gemensamt med SPT-metoden varför många erfarenheter från denna torde kunna användas med hjälp av omräkningsfaktor.

Sonderingsförsök är det mest praktiska sättet att uppskatta bärförmåga och sättningar i friktionsjord, där ostörd provtagning är omöjlig. I rapporten presenterade metoder ger emellertid, på grund av vår bristfälliga kunskap om sambandet mellan  $t$  ex sättningsegenskaper och sonderingsresultat (sonderingsmetoderna är inte bristfälliga som har påståtts), olika resultat. Samtliga beräkningsmetoder är baserade på ett antal försök av olika slag varur man statistiskt arbetat fram faktorer för att anpassa en viss beräkningsmodell till verkliga förhållanden. Dessa faktorer är beroende av försöksutförande och utvärderingsmetod samt kan vara beroende av förekommande jordart. Man kan därför inte okritiskt överföra metoderna till svenska förhållanden.



#### 4. BESKRIVNING AV AKTUELLA SONDERINGSMETODER

Floran av sonderingsutrustningar runt om i världen är mycket rik. En grov indelning kan dock göras i dynamiska och statiska sonderingsmetoder.

Bland de dynamiska sonderingsmetoderna är Standard Penetration Test (SPT) den ojämförligt vanligaste metoden i världen. Den används dock ej i Sverige men sedan 1979 finns såväl europeisk som svensk standard för SPT-försök. En del resultat finns också redovisade från de tyska och svenska hejarsonderingsmetoderna samt andra länders dynamiska sonderingsmetoder framför allt i state-of-the-art rapporterna från ESOPT (1974).

SPT-utrustningen består av en i spetsen öppen provtagare som slås ned i jorden i öppna hål med hjälp av en fallhejare. Under nedslagning 0,15-0,45 m under hålets botten mäts jordens fasthet i antal slag och slagningsmotståndet  $N_{30}$  anges i slag/0,3 m. I mycket fast jord används dock ej provtagare utan en konisk spets i provtagaren som vid hejarsondering.

I Sverige utgör hejarsondering metod A (HfA) den vanligaste dynamiska sonderingsmetoden. Den inkluderar ingen provtagning utan endast bestämning av slagmotståndet för att driva en spets genom jorden.

Förhållandet är detsamma för de numera i Europa standardiserade sonderingsmetoderna DPA och DPB (Dynamic Probing metod A och B). Viktigare data för de dynamiska sonderingsmetoderna har sammanställts i TABELL 1.

TABELL 1. Sammanställning av viktigare data för aktuella dynamiska sonderingsmetoder.

	SPT	HfA	DPA	DPB
Spets	Öppen provtagare φ51 mm	Konisk spets φ45 mm L=90 mm	Konisk spets φ62 mm L=62mm	Konisk spets φ51 mm L=51mm
Spets- vinkel	- (60°)	90°	90°	90°
Stångsystem nedföring	43,7 (54,0) mm med förborring	32 mm stänger utan förborrn.	40-45mm stänger med förborrn.	32 mm stänger utan förborrn.
Hejarvikt	63,5 kg	63,5 kg	63,5 kg	63,5 kg
Fallhöjd	0,76 m	0,50 m	0,75 m	0,75 m

Även för de statiska sonderingsmetoderna förekommer en mångfald olika typer av utrustningar som framgår av beskrivningen i den Europeiska sonderingskommitténs rapport till den geotekniska konferensen i Tokyo 1977. Man kan dock se en tendens till övergång till den av kommittén rekommenderade standarden för trycksondering. Denna har också antagits som standard i Sverige 1979 och vinner därmed insteg också på den geotekniska marknaden i Sverige.

Den rekommenderade standarden omfattar en konisk spets med 60° spetsvinkel och 35,7 mm basdiameter. Konen förlängs uppåt med en stång av samma tjocklek till minst 1,0 m från konen. Sonden nedpressas i jorden med en konstant hastighet om 0,02 m/s varvid spetsmotståndet och eventuellt mantelfriktionen på en hylsa närmast över spetsen samtidigt mäts.

Sedan gammalt förekommer också mekanisk trycksondering där totalmotståndet för neddrivning av sonden mäts och mantelfriktionen på stängen bestäms med hjälp av en glappkoppling. Vid denna metod (typ Geotech) används

ofta  $\emptyset$  25 mm stänger och en pyramidformad spets med  $10 \text{ cm}^2$  tvärsnittsarea. Alterantivt används en fast viktsondspets. Denna mekaniska trycksond inryms f n ej i någon geoteknisk standard.

För ytterligare beskrivning av detaljer i utrustning och utförande hänvisas till Svenska geotekniska föreningens standard för sondering, den europeiska rekommenderade standarden samt Sanglerat (1972).

## 5. BESTÄMNING MED DYNAMISKA SONDERINGSMETODER

Litteraturen visar att geoteknisk expertis är enig om att resultat av dynamiska sonderingar kan användas för bestämning av fasta jordars egenskaper samt direkt för beräkning av plattors bärförmåga och sättning.

Eftersom det förekommer en mängd olika utrustningar och metoder har ingen allmängiltig utvärderingsmetod kunnat etableras bl a till följd av nedanstående osäkerheter. SPT utförs t ex ej alltid med standardiserad utrustning och många kritiska röster har därför höjts mot användandet av SPT för utvärdering av hållfasthets- och deformationsegenskaper (främst på grund av dess dåliga reproducerbarhet).

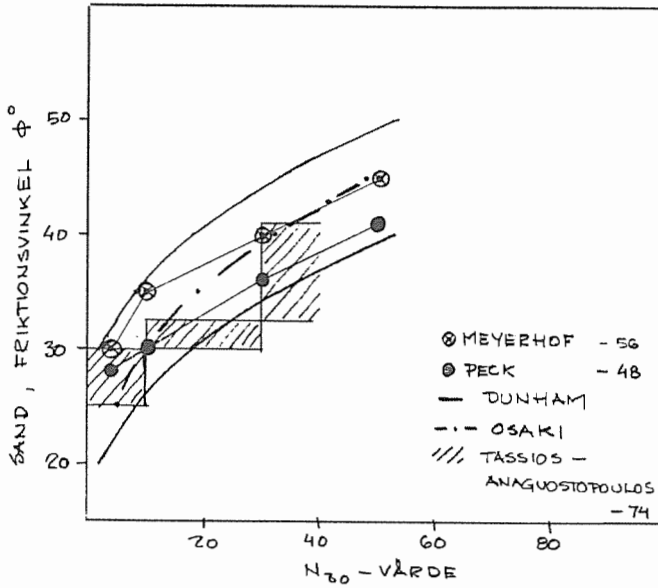
Beträffande den svenska hejarsonderingsmetoden och överföringen av erfarenheter från SPT-försök har man haft svårigheter att skilja mellan spetsmotstånd och mantelfriktion på sondstängerna. Detta gäller även erfarenheter som baserats på t ex tyska och franska hejarsonderingsmetoder. Arbete pågår nu för att utveckla metoderna så att denna separering kan göras.

En nackdel med de tyngre dynamiska sonderingsmetoderna är den dåliga upplösningsförmågan i lös jord. I sådan jord är statiska metoder att föredra.

### 5.1 Bestämning av friktionsvinkel, $\phi$

Metoder att bestämma jords friktionsvinkel  $\phi$  har redovisats av bl a Peck (1948), Meyerhof (1956) samt Tassios och Anagoustopoulos (1974). Dessa resultat har sammanställts av Muromachi et al till ESOPT 1974, jfr FIGUR 1. Dessa utvärderingar är giltiga i sand och bygger på direkt överföring av slagmotstånd till friktionsvinkel. Spridningen i friktionsvinkel är stor men kan delvis förklaras av olikheter i sonderingen, som ovan antytts men också av de olika metoder som använts för friktionsvinkelbestämningen. På grund av denna spridning bör bärförmågeberäkningen för plattor relateras

direkt till sonderingsmotstånd och ej till bärighetsformler baserade på friktionsvinkel. För sådana fall där kunskap om friktionsvinkeln ändock erfordras (t ex spontdimensionering) kan relationen mellan sonderingsmotstånd och friktionsvinkel t v användas. Härvid måste dock hänsyn till den stora spridningen tas.



FIGUR 1. Förhållande mellan friktionsvinkeln  $\phi$  och slagningsmotståndet  $N_{30}$  vid SPT-försök enligt Muromachi et al (ESOPT 1974).

## 5.2 Bestämning av lagringstäthet, $D_r$

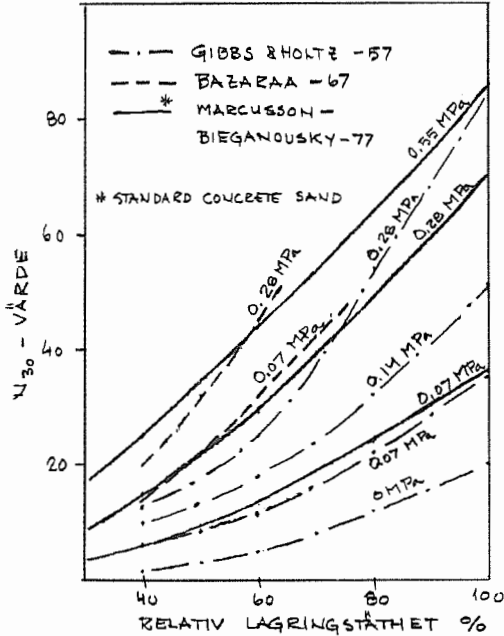
Samband mellan sands relativa lagringstäthet och sonderingsresultat från SPT har redovisats av bl a Terzaghi och Peck (1948), Meyerhof (1956), Gibbs och Holtz (1957), Bazaraa (1967), Marcusson och Bieganousky (1977), Wolski (1974), Tassios och Anagnostopoulos (1974) och Schultze (1965) som framgår nedan.

TABELL 2. Samband mellan relativ lagringstäthet och SPT-resultat enligt Terzaghi-Peck (1948 och Meyerhof (1956)).

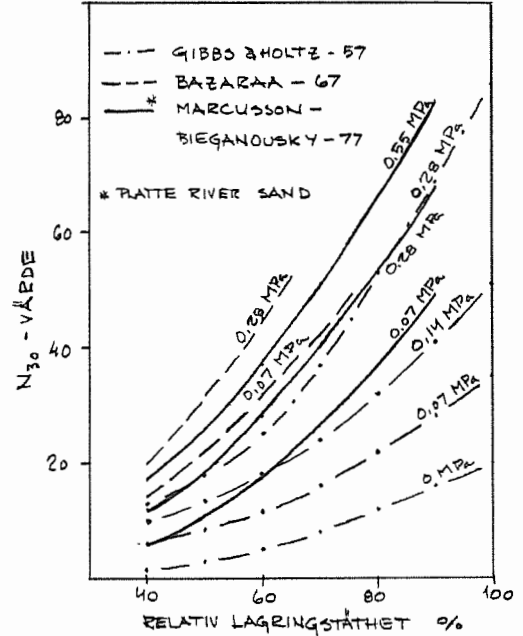
Lagring	$D_r$	$N_{30}$ (SPT)
Mycket lös	<0,2	<4,0
Lös	0,2-0,4	4-10
Medelfast	0,4-0,6	10-30
Fast	0,6-0,8	30-50
Mycket fast	>0,8	>50

För att studera överlagringstryckets inverkan på sonderingsmotståndet vid olika relativa lagringstätheter studerade Gibbs och Holtz (1957) dessa samband vid laboratorieförsök i en mindre behållare. Dessa resultat har sammanställts av Marcusson-Bieganousky (1977) tillsammans med egna resultat från laboratorieförsök med två olika sandtyper och resultat av Bazaraa's undersökningar (1967).

FIGUR 2a



FIGUR 2b



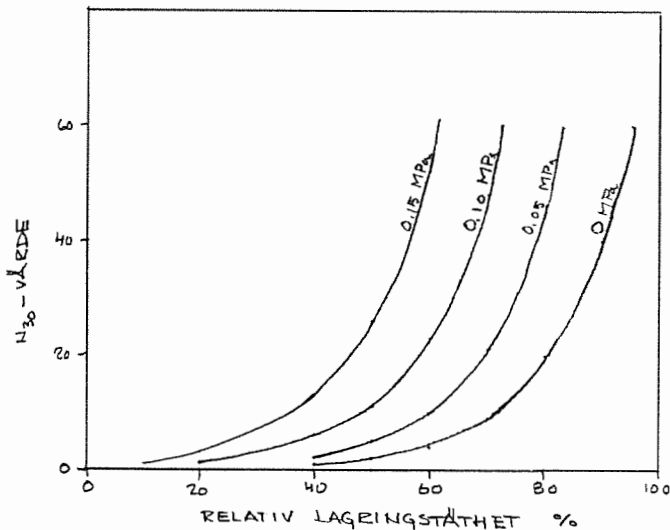
FIGUR 2. Samband mellan relativ lagringstäthet och sonderingsmotstånd från SPT-försök vid olika överlagringstryck enligt Marcusson-Bieganousky (1977).

Wolski (ESOPT 1974) har redovisat polsk och Tassios/Anagoustopoulos (T/A) grekisk praxis för bestämning av relativ lagringstäthet ur SPT-försök som framgår av TABELL 3.

TABELL 3. Samband mellan relativ lagringstäthet och SPT-resultat enligt Wolski (1974) och Tassios/Anagoustopoulos (ESOPT 1974).

Relativ lagringstäthet enl		Sonderingsmotstånd $N_{30}$ (SPT)	
Wolski	T/A	Wolski	T/A
	<0,3		<10
0,33		11	
	0,3-0,6		10-30
	>0,6		>30
0,66		20	
0,85		50	

Schultze och Melzer (1965) redovisar i nedanstående FIGUR 3 samband mellan  $D_r$  och  $N_{30}$  (SPT-försök) vid olika överlagringstryck.

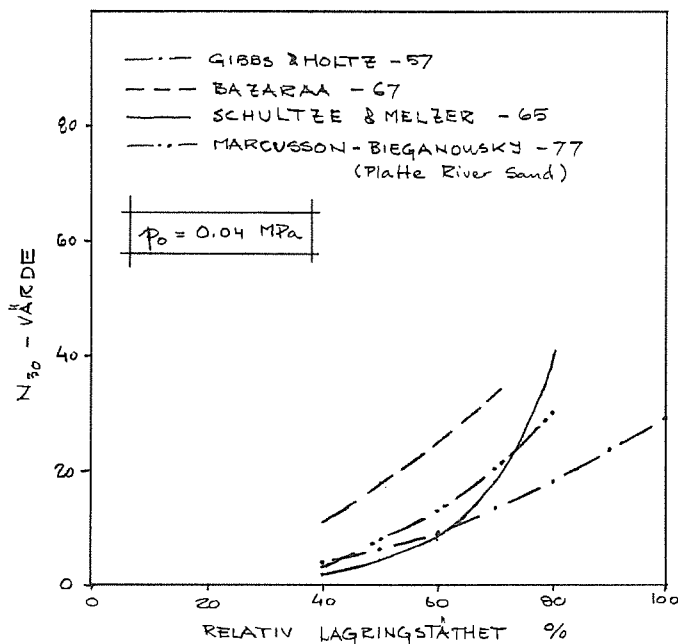


FIGUR 3. Samband mellan sonderingsmotstånd för SPT-försök och relativ lagringstäthet vid olika överlagringstryck enligt Schultze och Melzer (1965).

Efter jämförelser med SPT har Bergdahl (1974) angivit samband mellan relativ lagringstäthet och resultat från svensk hejarsondering enligt metod A (HfA).

TABELL 4. Samband mellan relativ lagringstäthet och HfA-resultat i sand enligt Bergdahl.

Lagring	$D_r$	$N_{20}$ (HfA)
Mycket lös	0-0,15	< 5
Lös	0,15-0,35	5-12
Medelfast	0,35-0,65	12-35
Fast	0,65-0,85	35-60
Mycket fast	0,85-1,00	>60



FIGUR 4. Sammanställning av sonderingsmotstånd för SPT-resultat och relativ lagringstäthet vid överlagringstrycket 0,04 MPa.



I FIGUR 4 har gjorts en sammanställning av de olika relationerna mellan lagringstäthet och SPT-motstånd som ovan relaterats vid ett överlagringstryck av 0,04 MPa. Av figuren framgår att ett visst sonderingsmotstånd, t ex 20 slag/0,3 m, kan betyda lagringstätheten mellan 53 % och 84 %. Dvs spridningen i utvärderingen är mycket stor. Marcusson-Bieganousky (1977) anger också försiktigtvis att deras samband ej bör användas för bestämning av relativ lagringstäthet för sand i allmänhet.

Det är således uppenbart att man ej med någon större noggrannhet kan bestämma den relativa lagringstätheten i sand med hjälp av dynamisk sondering. I och för sig är dock detta i allmänhet ointressant eftersom den relativa lagringstätheten bara är en av de faktorer som bestämmer jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper. Emellertid kan jorden ändå för praktiskt bruk klassas efter sonderingsmotstånd som:

mycket fast  
fast  
medelfast  
lös  
mycket lös

Denna fasthet kan då t ex benämnas jordens relativa fasthet och är förknippad med vissa hållfasthets- och deformationsegenskaper. Detta är i och för sig inget nytt eftersom man i princip sedan länge arbetat med en sådan indelning.

### 5.3 Bestämning av sättning modul, E

Vid utvärdering av sättningsegenskaper hos friktionsmaterial uppstår problemet att definiera sättningmodulen. Vanligen söker man bestämma denna som en storhet som motsvarar elasticitetsmodulen hos elastiska material. Man kan skilja på tre typer av E-moduler:

1.  $E_V = \frac{E}{1-\nu^2}$
2.  $E_S = \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2}$  (ödometermodul, M enligt svensk praxis)
- 3: E = deformationsmodul vid oförhindrad sidutvidgning. Det vill säga Hookes elasticitetsmodul.

där  $E < E_V < E_S$ . Vanligen sätts dock  $E_S = E_V$ .

I de publicerade undersökningarna har typ av sättning modul ofta ej angetts varför direkta jämförelser kan vara missvisande. Nedan används bokstaven E för att beteckna sättning modul oavsett vilken modul som avses.

Vanligen redovisas sambandet mellan sättning modul och resultat från dynamiska sonderingar på formen  $E = 1/m_V = C_1 + C_2 N$  där N är antal slag per 0,1-0,3 m in-trängning för respektive sonderingsemtod och  $C_1$  respektive  $C_2$  är konstanter. TABELL 5 visar ett antal sådana samband som de redovisats i litteraturen.

TABELL 5. Samband mellan sättningsmodul och resultat från dynamisk sondering.  
 $E = C_1 + C_2N$  (MPa)

Författare	År	$C_1$	$C_2$	Anm
Schultze/Menzenbach	1961	2,4-5,2	3,3-5,3	Finsand-sand över GWY. SPT
"-	1961	7,1	4,9	Finsand under GWY. SPT
"-	1961	3,8-4,3	10,5-11,8	Lerig sand, sandig lera. SPT
Webb	1969	7,5	5,0	Fin-mellansand under GWY. SPT/skruvplatta
D'Appolonia	1970	41,6	1,09	Packad sand. SPT
D'Appolonia	1970	19,6	0,79	Normalt lagrad sand. SPT
Parry	1971	0	5,0	SPT
Francke	1973	0	5 ã 6	Sand, tung tysk hejarsond ( $N=N_{10}$ )
Tassios / Anagnostopoulos	1974	0 a4	0,3ã0,45	Silt-mellansand. SPT
"-	1974	0 ã4	0,7ã1,2	Grovsand-sandigt grus. SPT
Trofimenkov	1974	0	6·k·M·jh	j,k,M = konstanter h = inträngning.SPT
Stefanoff-Bejkoff	1974	0,9	0,8	Grusig sand. Bulgarisk lätt hejarsond
"-	1974	0,3	0,65	Sand. Bulgarisk lätt hejarsond
"-	1974	-2,4ã2,7	0,43ã0,67	Lerig Sand/sandig lera. Bulgarisk lätt hejarsond

De resultat som redovisats ovan ger ett något splittrat intryck. Det är därför svårt att ur litteraturen få fram några generella samband mellan sonderingsmotstånd för dynamiska undersökningsmetoder och sättningsmodul i friktionsjord. En stor del av olikheterna härrör säkert från skillnader i utrustning och utförande som redan tidigare omnämnts samt utvärderingen av modulen. Schmertmann (1975) skriver: "SPT representerar för närvarande en så svårkontrollerbar och svårtolkad undersökning att dess användning för kvalitativa utvärderingar borde begränsas till att gälla inom enskilda företag".

Vad beträffar svensk hejarsondering metod A är utrustningen och dess handhavande standardiserat varför många av de nackdelar som påtalats för SPT inte är lika akuta. Härvid förutsätts dock att man separerar spets- och mantelmotstånden med någon av de metoder som föreslås av Bergdahl och Möller (1980).

Eftersom det är många faktorer som påverkar jordens sättningsegenskaper är det osannolikt att man kan finna några entydiga samband mellan hejarsonderingsmotstånd och jordens sättningsmodul. En successiv insamling av erfarenheter baserade på bl a HfA-undersökning bedöms dock kunna ge ingenjörsmässigt användbara relationer.

I brist på bättre, och tills svenska erfarenheter framkommit kan resultaten från SPT-relationerna användas med eftertanke och med omräkningsfaktorer för slagantalet mellan SPT och HfA. Våra egna erfarenheter av de utländska utvärderingsmetoderna är dock för liten för att någon speciell skall kunna rekommenderas. De flesta metoder ger sannolikt konservativa resultat, dvs ger ofta för stora beräknade sättningar.

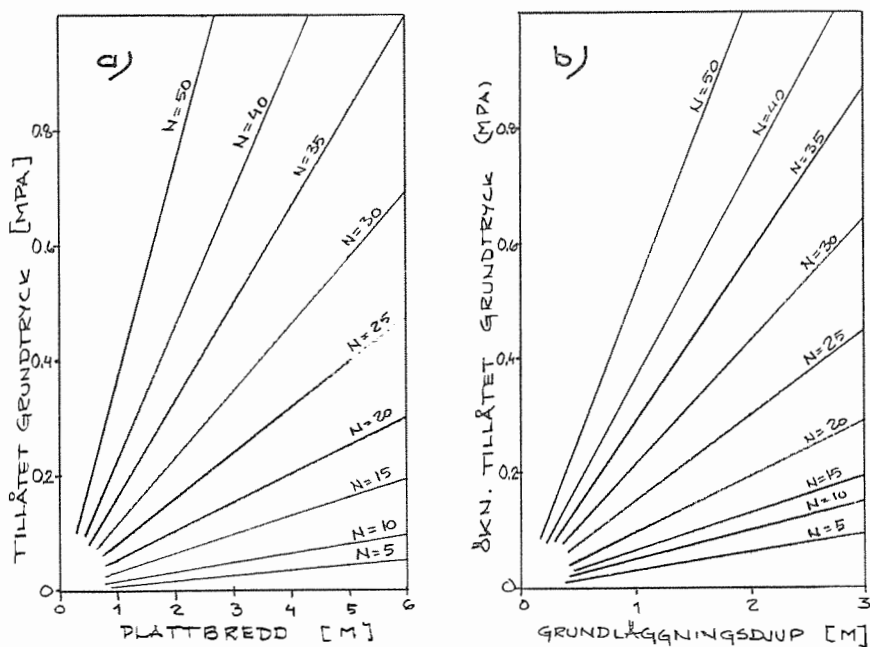
I vissa fall kan det vid sättningsberäkning vara riktigare att gå på de direkta sättningsberäkningsmetoderna, som återfinns i avsnitt 5.5, istället för att först beräkna spänningsfördelningen i jord och därefter utvärdera jordens sättningsmodul.

#### 5.4 Bestämning av tillåten grundpåkänning för plattor

Det finns ett stort antal samband för att direkt ur sonderingsresultat beräkna tillåtna grundpåkänningar under plattor. Dessa är ibland baserade på jordens bärförmåga ibland på erfarenheter av acceptabla sättningar i byggnader. Pecks (1953) och Meyerhofs (1956) samband

är de som fått störst spridning. Bergdahl, Dahlberg (1974) och Tassios, Anagoustopoulos (1974) har också publicerat liknande samband.

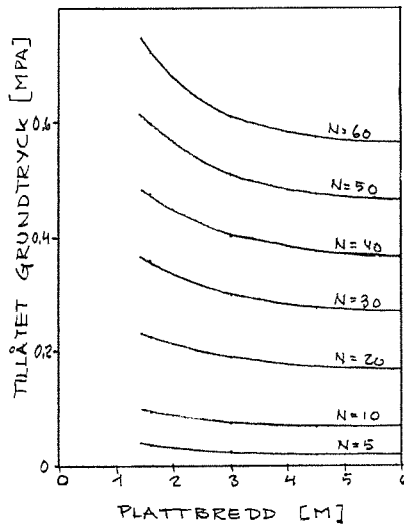
Peck et al (1953) har publicerat nedanstående FIGUR 5 a, b för beräkning av tillåtet grundtryck ur SPT-resultat med en säkerhetsfaktor av 3. De ur diagrammen erhållna grundtrycken adderas. Diagrammen gäller under förutsättning att grundvattenytan ligger djupare än 1,0 ggr plattbredden under grundläggningsnivån. Vid fall med grundvattenytan i eller över grundläggningsnivån rekommenderas att beräknat värde divideras med en faktor 2 (5a). Om grundvattenytan ligger i markytan skall även ökningen av det tillåtna grundtrycket med hänsyn till överlagringstrycket divideras med 2 (5b). För mellanliggande värden interpoleras rätlinjigt.



FIGUR 5. Beräkning av tillåtet grundtryck som funktion av fundamentbredd och SPT-motstånd (5a) och som funktion av överlagringstryck och SPT-motstånd (5b).

De ovan redovisade diagrammen ger vid stora plattor tämligen höga grundpåkänningar där sättningarna hos plattan kan bli dimensionerande för ett byggnadsverk. Därför har Peck et al (1953) också redovisat ett diagram som anger tillåtet grundtryck vid en begränsning av sättningen till 25 mm, FIGUR 6. Detta diagram ger vid stora plattor betydligt mindre tillåtna påkänningar än bärförmågan enligt diagram 5 a och b ovan.

För detta diagram gäller samma villkor för grundvattennivån som för de två bärighetsfigurerna ovan.



FIGUR 6. Bestämning av tillåtet grundtryck för plattor på sand som funktion av plattbredd och SPT-motstånd vid sättningen  $\leq 25$  mm.

Meyerhof (1956) anger att bärförmågan  $q_f$  kan beräknas som

$$q_f = q_0 (1+D/B)$$

där  $q_0$  är ytbärigheten bestämd som  $q_0 = N_{30} \cdot B/30$  MPa (B i m).

Den tillåtna belastningen kan allmänt beräknas som en tredjedel av  $q_f$ . Härvid erhålls dock ingen begränsning av sättningarna. Den belastning som ger högst 25 mm kan enligt Meyerhof beräknas som

$$q_a = N_{30}/80 \text{ (MPa)} \quad \text{för } B \leq 1,2 \text{ m}$$

$$q_a = N_{30} (1+1/3B)^2/120 \quad \text{för } B > 1,2 \text{ m}$$

Dessa värden överensstämmer med vad Peck et al (1953) redovisat i FIGUR 6 ovan. Enligt senare erfarenheter (Meyerhof, 1965) kan dessa värden på  $q_a$  ökas med 50% utan att sättningarna blir större än 25 mm.

Tassios, Anagnostopoulos (ESOPT 1974) anger att tillåtet grundtryck vid plattgrundläggning kan sättas till

$$q_a = \lambda \cdot N_{30}/100 \text{ där } \lambda \text{ är } 1,0 \text{ för sand över grundvattenytan}$$

och  $\lambda = 2/3$  för vattenmättad sand

Härvid uppges sättningarna bli av storleken 30 mm.

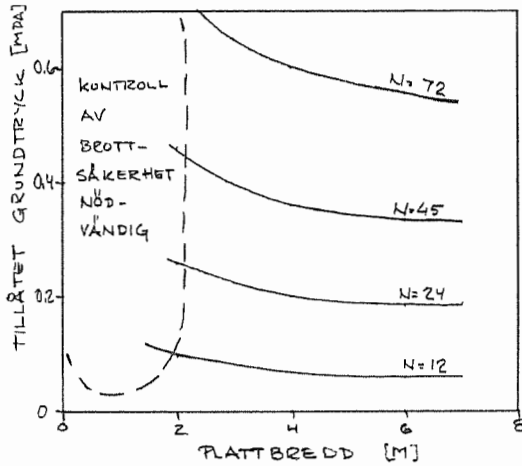
Dahlberg, Bergdahl 1974 anger följande TABELL 6 för bestämning av tillåten belastning ur hejarsonderingsförsök enligt metod A. Denna tabell förutsätter att mantelfriktionen på sondstängerna subtraherats från totalmotståndet ( $N'_{20}$ ).

TABELL 6. Bestämning av tillåtet grundtryck ur hejarsonderingsresultat enligt Bergdahl och Dahlberg (1974).

$N'_{20}$ (sl/0,2 m)	$q_a$ (kPa)
5-7	100
10	200
20	300

Dessa värden är främst framtagna vid jämförelser med viktsonderingsresultat och de normvärden som tidigare funnits i Bronormerna. Värdena är vid större motstånd högre än vad som framgår av Peck et al (1953) ovan om man förutsätter att SPT-motståndet är detsamma som HfA-motståndet.

Bergdahl har även 1974 publicerat nedanstående FIGUR 7 ur vilken tillåten belastning på sand kan bestämmas för olika plattbredder med hjälp av hejarsonderingsresultat (HfA). Detta är en utveckling av FIGUR 6 ovan varvid HfA-motståndet i slag/0,2 m satts till 1,2 ggr SPT-motståndet. Med dessa spänningar skall sättningarna sålunda kunna begränsas till 25 mm.



FIGUR 7. Bestämning av tillåtet grundtryck ur hejarsonderingsresultat och fundamentbredd enl Bergdahl (1974).

De värden som erhålls med detta diagram är i jämförelse med vad som vanligen används i Sverige låga vilket får tillskrivas den ovan nämnda sättningsbegränsningen på 25 mm. Denna är i sin tur försiktigt vald som framgår ovan.



### 5.5 Beräkning av grundplattors sättning

En sammanställning av tillgängliga metoder för beräkning av sättningar med hjälp av resultat från SPT-försök ges av Jorden (1977). Metoderna kan delas upp i två huvudgrupper. Den första gruppen innehåller Terzaghi-Pecks (1948) ursprungliga metod och modifieringar av denna och karakteriseras av att de ger tillåtet grundtryck för en sättning på 25 mm. Den andra gruppen karakteriseras av att de kopplar samman sonderingsmotstånd med en sättningsmodul (se även kap 5.3).

I TABELL 7 nedan sammanfattas beräkningsmetoderna enligt den första gruppen medan metoderna i den andra sammanfattas i TABELL 8.

TABELL 7. Sammanställning över sättningsberäkningsmetoder utgående från sonderingsresultat med SPT. Grupp 1 (aktuella faktorer har omräknats till SI-systemets enheter).

	Terzaghi-Peck 1948	Gibbs-Holtz 1957	Meyerhof mod. 1965	Peck-Bazaraa 1969	Alpan 1964	Peck mod. 1974
Formel	$s = C_w \cdot C_d \cdot \frac{750 \cdot q_a}{N} \left( \frac{6B}{3B+1} \right)^2$	$s = C_w \cdot C_d \cdot \frac{750 \cdot q_a}{N'} \left( \frac{6B}{3B+1} \right)^2$	$s = C_d \cdot \frac{500 \cdot q_a}{N} \left( \frac{6B}{3B+1} \right)^2$	$s = k \cdot C_d \cdot \frac{500 \cdot q_a}{N'} \left( \frac{6B}{3B+1} \right)^2$	Diagram	Diagram
SPT	N=uppmätt värde eller $N_c = 15 + 0,5(N-15)$ för siltig sand eller finsand under grundvattenytan	N'=uppmätt värde korri- gerad för överlagrings- tryck eller $N_c = 15 + 0,5(N'-15)$ en- ligt Terzaghi-Peck	N=uppmätt värde	N'=uppmätt värde korrigerad för överlagringstryck	N'=uppmätt värde korri- gerad för överlag- ringstryck eller $N_c = 15 + 0,5 \cdot (N'-15)$ enl Terzaghi- Peck	N'=uppmätt värde korri- gerad för överlag- ringstryck
Överlag- rings- tryck	Ingen korrektion	Diagram	Ingen korrektion	$N' = \frac{4N}{1+40p_0}$ $p_0 < 0,075$ MPa  $N' = \frac{4N}{3,25+10p}$ $p_0 > 0,075$ MPa	Diagram	Diagram
Grund- vatten	$C_w = 1,0$ för $D_w \geq 2B$  $C_w = 2,0$ för $D_w = 0$	$C_w = 1,0$ för $D_w \geq 2B$  $C_w = 2,0$ för $D_w = 0$	Ingen korrektion	$k = \frac{p_0 \text{ på djupet } 0,5B}{p_0 \text{ på djupet } 0,5B \text{ verkl grundvatten}}$	$k = 2$ då $\frac{D_w}{B} \approx 0$  $k = 1,5$ då $\frac{D_w}{B} \sim 1,0$	$C_w = 0,5 + 0,5 \frac{D_w}{D+B}$
Grundlägg- ningsdjup	$C_d = 1,0$ för $\frac{D}{B} = 0$  $C_d = 0,75$ för $\frac{D}{B} = 1$	$C_d = 1,0$ för $\frac{D}{B} = 0$  $C_d = 0,75$ för $\frac{D}{B} = 1$	$C_d = 1,0$ för $\frac{D}{B} = 0$  $C_d = 0,75$ för $\frac{D}{B} = 1$	$C_d = 1,0 - 0,4 \left( \frac{Y-D}{q_a} \right)^{\frac{1}{2}}$	Ingen korr.	Diagram

$s$  = sättning i mm vid  $q_a$   
 $q_a, q'_a$  = tillåten påkänning i MPa  
 $N$  = slag/0,3 m vid SPT-försök  
 $B$  = fundamentbredd i m  
 $p_0$  = överlagringstryck i MPa

TABELL 8. Sammanställning över sättningsberäkningsmetoder utgående från sonderingsresultat med SPT, Grupp 2.

	D'Appolonia et al 1970	Parry 1971
Formel	$s = \frac{q \cdot B}{E_v} \cdot U_0 \cdot U_1$	$s = \frac{q \cdot B}{E_v} C_d \cdot C_t \cdot C_w$
Korrektionsfaktorer	Faktorerna $U_0$ och $U_1$ hämtas ur särskilt diagram	Diagram för $C_d$ och $C_t$ $C_w$ : se fotnot Ytligt grundlagd platta i återfylld schakt, reducerar $N_{30}$ i direkt proportion till reduktionen i $P_0$ av grundvatten
Sättningsmodul	$E_v = \frac{E}{1-\nu^2}$ ; $\nu = 0,25$  $E = 19,6 + 0,79 N_{30}$ för normalkonsoliderad sand $E = 41,6 + 1,09 N_{30}$ för överkonsoliderad sand $N_{30}$ = uppmätt värde med SPT	$E_v = \frac{E}{1-\nu^2}$ ; $\nu = 0,25$  $E = 5N_{30}$  $N_{30}$ = medelvärde vid djupet 0,75 B uppmätt med SPT

s = sättning i mm

q = aktuell påkänning

B = fundamentbredd i m

E = sättningsmodul i MPa

$N_{30}$  = slag/0,3 m sjunkning vid SPT-försök

En tredje grupp av sättningsberäkningsmetoder kan exemplifieras med Schultze-Sherifs metod. Denna grupp bygger på statistiska samband mellan uppmätt sättning och belastning.

Schultze-Sherif redovisar ett samband mellan "sättningskoefficienten"  $\frac{s \cdot N_{30}^{0,87}}{p}$  ( $1 + 0,4 \frac{D}{B}$ ) och plattans bredd och längd härlett ur 48 olika praktikfall. Jfr beräkningsex kap 5.541. Härvid skall dock noteras att detta samband ej redovisas i SI-enheter.

Beräkning av korrektionsfaktor  $C_w$ :

$$C_w = 1 + \frac{D_s - D_w}{D_s + \frac{3B}{4}} \text{ för } 0 \leq D_s - D_w \leq D_s$$

$$C_w = 1 + \frac{(D_s - D_w)(2B - D_w)}{2B(D_s + 0,75B)}; 0 \leq D_w \leq 2B$$

Ingen korrektion görs således för plattor vid återfyllda schakter vid oförändrat grundvattenstånd.

### 5.51 Beräkningsexempel, förutsättningar

I det följande redovisas beräkningar av uppkommande sättningar för ett tänkt pelarfundament grundlagt på sand. Sättningarna beräknas enligt de olika metoder som redovisats i avsnitt 5.5 ovan.

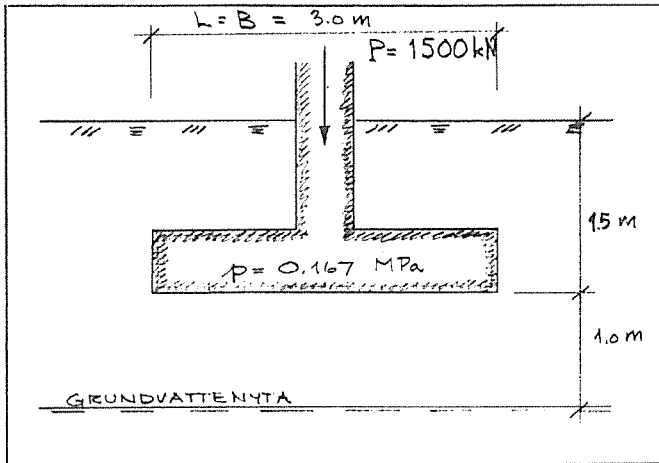
Jorden förutsätts bestå av sand vars fasthet bestämts med SPT-försök till  $N_{30} = 15$  sl/0,3 m. Vid spetsstrycksondering har på motsvarande plats erhållits ett spetsmotstånd  $q_c = 6$  MPa. Sandens tunghet  $\gamma$  antas till  $12 \text{ kN/m}^3$  under grundvattenytan som förutsätts ligga 2,5 m under markytan. Över grundvattenytan är tungheten  $19 \text{ kN/m}^3$ . Pelarlasten är 1500 kN och pelarfundamentets grundläggningsnivå förutsätts bli 1,5 m under markytan.

Tillåtet grundtryck  $q_a$  på fundamentet kan beräknas enligt Peck, FIGUR 6, till 0,12 MPa (platta 3,5x3,5 m), vilket skulle ge sättningar mindre än 25 mm, eller enligt FIGUR 5a + 5b till  $0,09 + 0,10 = 0,19$  MPa (platta 2,8x2,8 m), vilket ger 3-faldig säkerhet mot brott. Dessa värden skall divideras med 1,7 respektive 1,6 med hänsyn till att grundvattenytan ligger högre än 1,0 ggr plattbredden under grundläggningsnivån, jfr s 18. Tillåtet grundtryck enligt Peck blir då alltså 0,07 MPa resp 0,12 MPa (platta 4,6x4,6 respektive 3,5x3,5 m). Vid stora avvikelser mellan antagna och erhållna dimensioner måste beräkningen upprepas.

Beräkning av tillåtet grundtryck enligt Meyerhof 1956 ger till resultat  $q_a = 15(1+1/3 \cdot 3,0)^2/120 = 0,15$  MPa, vilket också skulle ge sättningar mindre än 25 mm.

Som framgår av beräkningarna ovan ger bestämning av tillåtet grundtryck enligt FIGUR 6 relativt låga värden på det tillåtna grundtrycket. Det skall dock noteras att beräkning enligt FIGUR 6 avser grundläggning i nivå med markytan. I nedanstående sättningsberäkningar används medelgrundtrycket  $p=0,167$  MPa (platta 3,0x3,0 m).

För beskrivning av belastnings- och jordförutsättningar hänvisas till FIGUR 8. För att förenkla beräkningarna i exemplet har antagits att last av fundament och överliggande jord ingår i pelarlasten 1500 kN.



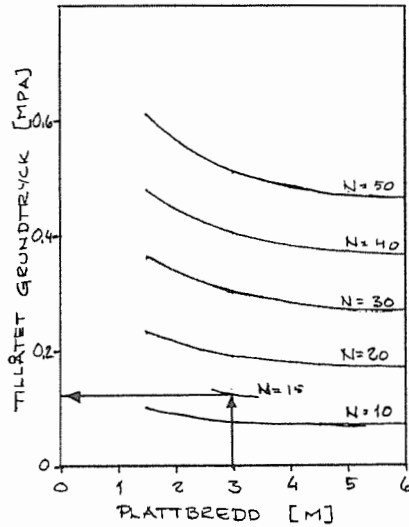
Sand  $N_{30} = 15$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$ ,  $q_c = 6 \text{ MPa}$

FIGUR 8. Belastnings- och jordförutsättningar för beräkning av sättningar.

## 5.52 Sättningsberäkning med metoder i grupp 1

### 5.521 Beräkning enligt Terzaghi-Peck (1948)

- Använd FIGUR 9 (=FIGUR 6) för att beräkna det  $q_a$  som ger 25 mm sättning utan korrigeringar.



$$q_a = 0,12 \text{ MPa}$$

FIGUR 9 (jfr FIGUR 6)

- Beräkna sättningen för  $q_a$  enligt formel i TABELL 7 med korrigering för grundvattenytans läge och grundläggningsdjup.

$$s = 1,83 \cdot 0,88 \cdot \frac{750 \cdot 0,12}{15} \left( \frac{6 \cdot 3}{3 \cdot 3 + 1} \right)^2$$

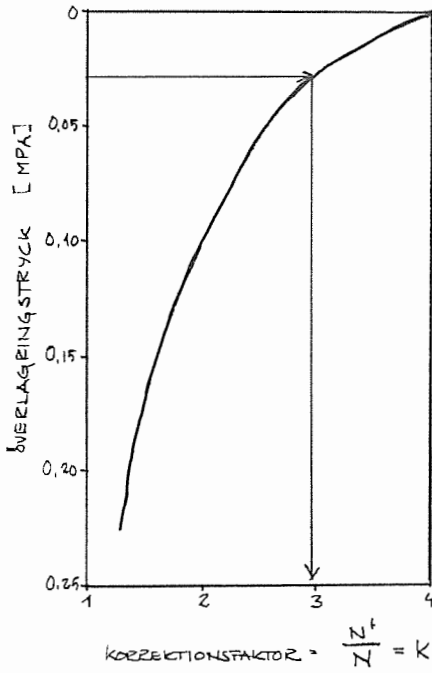
$$s = 31 \text{ mm}$$

- Korrigera för verklig belastning  $p$ . Sättningen ökar i direkt proportion till verklig belastning.

$$s = 31 \cdot \frac{0,167}{0,12} = 43 \text{ mm}$$

#### 5.522 Beräkning enligt Gibbs-Holtz (1957)

- Korrigera uppmätta  $N_{30}$ -värden med hänsyn till överlagringstryckets inverkan på sonderingsresultatet vid grundläggningsnivån enligt FIGUR 10.



FIGUR 10. Diagram för korrigerig av slagningsmotståndet  $N_{30}$  enligt Gibbs-Holtz (1957).

Överlagringstrycket vid grundläggningsnivån  
 $p_0 = 1,5 \cdot 19 = 28,5$  kPa vilket ger en korrektionsfaktor  $k = 3$

dvs  $N' = 3 \cdot 15 = 45$

vilket är det värde som används fortsättningsvis vid beräkningarna.

- Använd FIGUR 9 kap 5.521 för att beräkna det  $q_a$  som ger 25 mm sättning utan korrigeringar

$$q_a = 0,45 \text{ MPa}$$

- Beräkna sättningen för  $q_a$  enligt formel i TABELL 7 med korrigeringar för grundvatten och grundläggningsdjup.

$$s = 1,83 \cdot 0,88 \frac{750 \cdot 0,45}{45} \left( \frac{6 \cdot 3}{3 \cdot 3 + 1} \right)^2$$

$$s = 39 \text{ mm}$$

- Korrigera för verklig belastning  $p$ . Sättningen minskar i direkt proportion till den verkliga belastningen.

$$s = 39 \cdot \frac{0,167}{0,45} = 15 \text{ mm}$$

#### 5.523 Beräkning enligt Meyerhof (1965)

- Använd FIGUR 9 kap 5.521 för att beräkna det  $q_a$  som ger 25 mm sättning utan korrigeringar.

$$q_a = 0,12 \text{ MPa}$$

- Öka  $q_a$  med 50% (jfr sid 20)

$$q'_a = 0,18 \text{ MPa}$$

- Beräkna sättningen för  $q'_a$  enligt formel i TABELL 7 med korrigering för grundläggningsdjup

$$s = 0,88 \frac{500 \cdot 0,18}{15} \left( \frac{6 \cdot 3}{3 \cdot 3 + 1} \right)^2$$

$$s = 17 \text{ mm}$$

- Korrigera för verklig belastning  $p$ . Sättningen minskar i direkt proportion till den verkliga belastningen.

$$s = \frac{0,167}{0,180} \cdot 17 = 16 \text{ mm}$$



## 5.524 Beräkning enligt Peck-Bazaraa (1969)

- Korrigera det uppmätta  $N_{30}$ -värdet med hänsyn till överlagringstryckets inverkan på sonderingsresultatet enligt TABELL 7 varvid  $p_0$  åsätts värdet vid grundläggningsnivån.

$$N' = \frac{4 \cdot 15}{1 + 40 \cdot 0,028} = 28,3$$

vilket är det värde som används i de fortsatta beräkningarna.

- Använd FIGUR 9 för att beräkna det tillåtna grundtryck  $q_a$ , som ger 25 mm sättning utan korrigeringar.

$$q_a = 0,28 \text{ MPa}$$

- Öka  $q_a$  med 50% (jfr sid 20)

$$q'_a = 0,42 \text{ MPa.}$$

- Beräkna sättningen för  $q'_a$  enligt formel i TABELL 7 med korrigeringar för grundvattenytans läge och grundläggningsdjupet.

$$s = \frac{57}{53,5} \left[ 1 - 0,4 \left( \frac{0,0285}{0,42} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot \frac{500 \cdot 0,42}{28,3} \left( \frac{6 \cdot 3}{3 \cdot 3 + 1} \right)^2$$

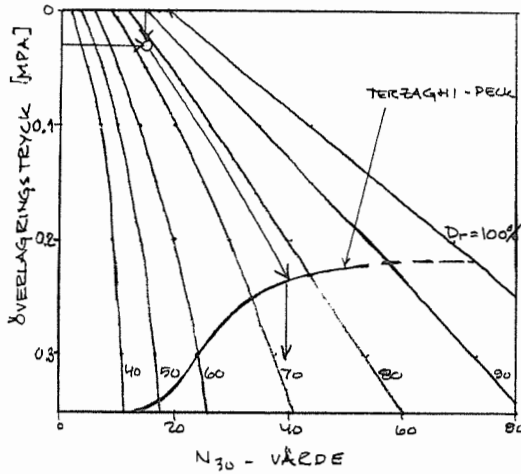
$$s = 23 \text{ mm}$$

- Korrigera för verklig belastning  $p$ .  
Sättningen minskar i direkt proportion till den verkliga belastningen.

$$s = \frac{0,167}{0,42} \cdot 23 = 9 \text{ mm}$$

## 5.525 Beräkning enligt Alpan (1965)

- Använd FIGUR 11 för att korrigera uppmätta  $N_{30}$ -värden med hänsyn till överlagringstryckets inverkan på sonderingsresultatet.

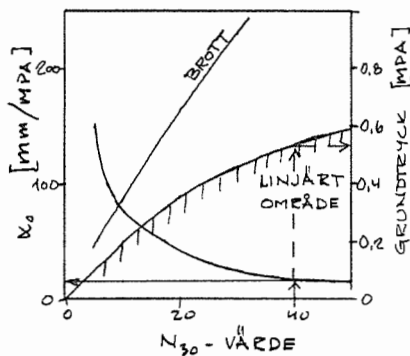


FIGUR 11 Diagram för korrigering av slagingsmotståndet  $N_{30}$  enligt Alpan (1964).

Vid grundläggningsnivån erhålls det korrigerade värdet  $N' = 40$

Detta värde används i de fortsatta beräkningarna.

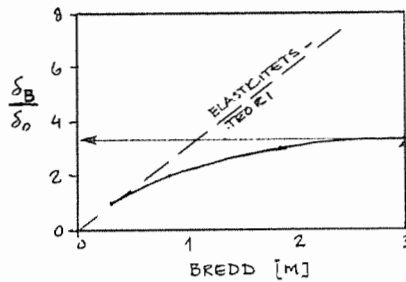
- Beräkna  $\alpha_0$  ur FIGUR 12.  $\alpha_0$  = inverterade värdet av bäddmodulen för en enhetsplatta. Ur diagrammet erhålls värdet  $\alpha_0 = 15$ .



FIGUR 12. Diagram för beräkning  $\alpha_0$  enligt Alpan (1964).

Last-sättningskurvans form kan betraktas som linjär upp till 0,54 MPa (enligt Alpan) vid det aktuella sonderingsmotståndet. Aktuellt grundtryck 0,167 MPa ligger alltså väl under detta värde och metodens förutsättningar är därigenom uppfyllda.

- Beräkna  $\delta_B/\delta_O$ , förhållandet mellan en platta med bredden B och en platta med bredden 1, ur FIGUR 13.



FIGUR 13. Diagram för bestämning av sambandet mellan plattbredd och sättningsförhållandet  $\delta_B/\delta_O$ .

I detta fall erhålls  $\delta_B/\delta_O = 3,3$

$$\frac{\delta_B}{\delta_O} \cdot \alpha_O = 3,3 \cdot 15 = 49,5 \text{ mm/MPa}$$

- korrigera för grundvatten enligt TABELL 7

$$\delta_B = k \cdot 49,5$$

$$k = 1,84$$

$$\therefore \delta_B = 91,0$$

- Beräkna sättningen  $\delta_B$  för verklig last

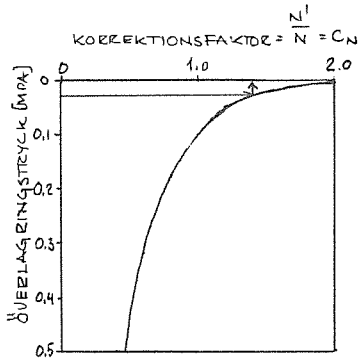
$$\delta_B = 91,0 \cdot 0,167 = 15 \text{ mm}$$

Detta värde gäller för en kvadratisk platta. Alpan anger också korrektionsfaktorer för rektangulära plattor med olika längd- breddförhållanden:

	Förhållande L/B					
	1	1,5	2	3	5	10
formfaktor m	1	1,21	1,37	1,60	1,94	2,36

5.526 Beräkning enligt Peck et al modifierad version (1974).

- Korrigera uppmätt  $N_{30}$ -värde med hänsyn till överlagringstryckets inverkan på sonderingsresultatet enligt FIGUR 14.



FIGUR 14. Diagram för korrigering av slagningsmotståndet  $N'_{30}$  enligt Peck (1974).

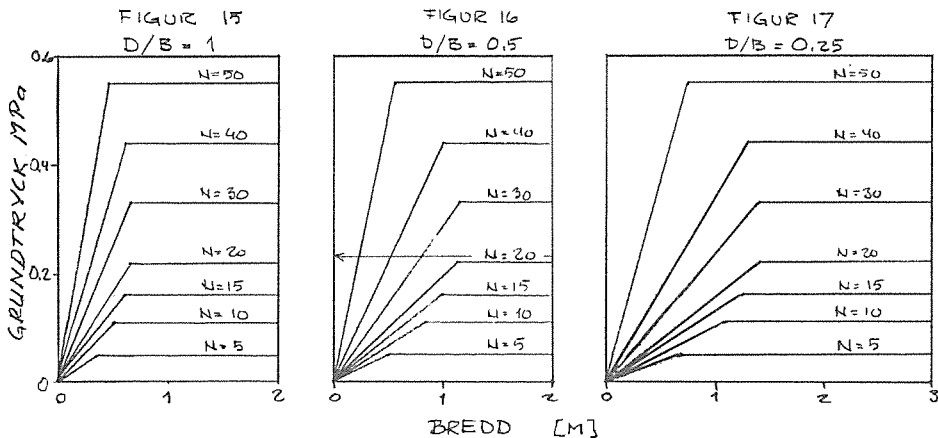
Överlagringstrycket vid grundläggningsnivån

$p_0 = 28,5$  kPa ger en korrektionsfaktor  $C_N = 1,4$

$$N' = 1,4 \cdot 15 = 21$$

Detta värde används fortsättningsvis vid sättningsberäkningarna.

- Använd FIGUR 15, 16 och 17 för att beräkna det tillåtna grundtryck  $q_a$ , som ger 25 mm sättning utan korrigeringar.



FIGUR 15-17. Diagram för bestämning av tillåtet grundtryck vid olika plattbredd, sonderingsmotstånd, djup-breddförhållanden enligt Peck et al (1974).

$$q_a = 0,23 \text{ MPa}$$

- Korrigera beräknat värde med hänsyn till grundvattenytans läge enligt TABELL 7.

$$C_w = 0,5 + 0,5 \cdot \frac{1,0}{1,5+3} = 0,61$$

$$q_a = 0,61 \cdot 0,23 = 0,14 \text{ MPa}$$

- Korrigera för verklig belastning  $p$ .  
Sättningen ökar i direkt proportion till verklig belastning

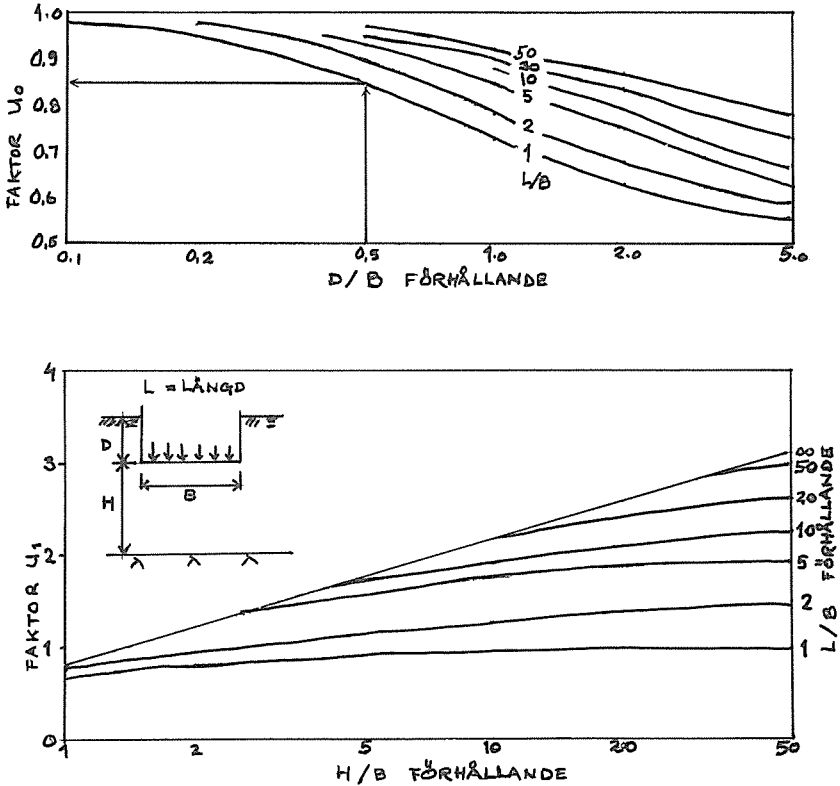
$$s = 25 \cdot \frac{0,167}{0,14} = 30 \text{ mm}$$

### 5.53 Sättningsberäkning med metoder i grupp 2

#### 5.531 Beräkning enligt D'Appolonia et al (1970)

- Bestäm influensfaktorerna  $U_0$  och  $U_1$  beroende av

grundläggningsdjup resp djup till fast botten  
från FIGUR 18 och 19.



FIGUR 18 och 19. Diagram för bestämning av korrek-  
tionsfaktorer  $U_0$  och  $U_1$  enligt  
D'Appolonia et al (1970).

$$U_0 = 0,85$$

$$U_1 = 1,0 \quad (\text{I detta fall har ingen begränsning av djupet antagits.})$$

- Beräkna  $E_V$  enligt formel i TABELL 8

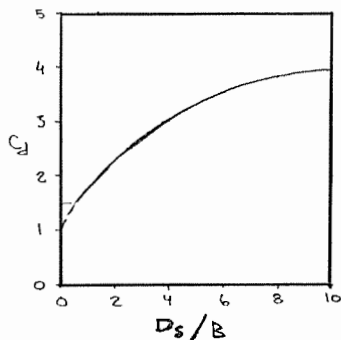
$$E_V = \frac{19,6 + 0,79 \cdot 15}{1 - 0,25^2} = 32,8 \text{ MPa}$$

- Beräkna sättningen enligt formel i TABELL 8

$$s = \frac{0,167 \cdot 3}{32,8} \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 0,013 \rightarrow 13 \text{ mm}$$

## 5.532 Beräkning enligt Parry (1971)

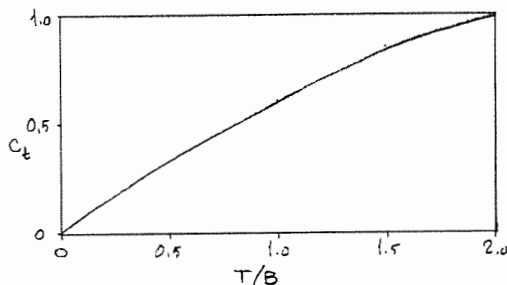
- Bestäm  $C_d$ , korrektion för permanent avschaktning till djupet  $D_s$  ur FIGUR 20.



FIGUR 20. Diagram för beräkning av korrektionsfaktor  $C_d$  för olika schaktdjup - breddförhållanden enligt Parry (1971).

I detta fall görs ingen permanent avschaktning ( $D_s=0$ ), varför  $C_d = 1,0$ .

- Bestäm  $C_t$ , korrektion för djup till fast botten, ur FIGUR 21.



FIGUR 21. Diagram för bestämning av korrektionsfaktor  $C_t$  vid olika djup - breddförhållanden.

Djupet till fast botten  $> 2,0 \cdot B$  ger  $C_t = 1,0$ .

- Bestäm  $C_w$ , korrigering för grundvatten enligt TABELL 8.

$$C_w = 1,0$$

- Beräkna  $E_v$  enligt formel i TABELL 8

$$E_v = \frac{5 \cdot 15}{1 - 0,25^2} = 48 \text{ MPa}$$

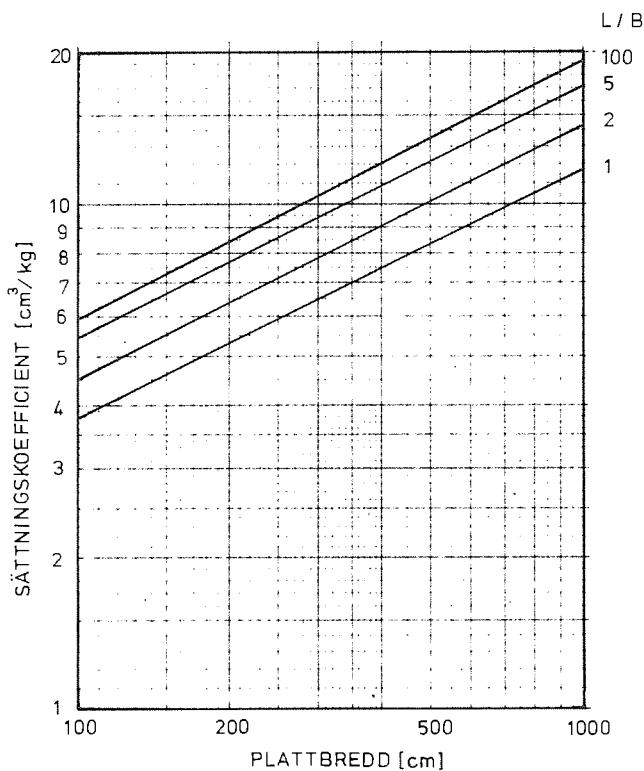
- Beräkna sättningen enligt formel i TABELL 8

$$s = \frac{0,167 \cdot 3}{48} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,011 \text{ m} = 11 \text{ mm}$$

5.54 Sättningsberäkning med metoder ur grupp 3

5.541 Beräkning enligt Schultze-Sherif (1973)

- Bestäm värdet på sättningskoefficienten ur FIGUR 22.



FIGUR 22. Diagram för bestämning av sättningskoefficient enligt Schultze-Sherif (1973).



Ur diagrammet erhålls för en platta med bredden 300 cm sättningkoefficienten = 6,5.

- Beräkna värdet på sättningen ur sättningkoefficienten. Obs  $p$  (kp/cm<sup>2</sup>) och  $s$  (cm)

$$6,5 = \frac{s \cdot 15^{0,87}}{1,67} \left(1 + 0,4 \frac{1,5}{3}\right)$$

$$s = 0,9 \text{ cm} \rightarrow 9 \text{ mm}$$

#### 5.55 Sammanställning av sättningsberäkningar baserade på SPT-försök

Resultaten av de ovan i kap 5.51-5.54 redovisade beräkningarna har sammanställts i TABELL 9.

TABELL 9. Sammanställning av sättningsberäkningar för en fingerad platta.

Författare	Årtal	Sättning i mm
Terzaghi-Peck	1948	43
Gibbs-Holtz	1957	15
Meyerhof modif	1965	16
Peck-Bazaraa	1969	8
Alpan	1964	15
Peck modif.	1974	30
D'Appolonia et al	1970	13
Parry	1971	16
Schultze-Sherif	1973	9

Av TABELL 9 framgår att det är en stor spridning i beräkningsresultaten (8-43 mm). Huvuddelen ligger dock mellan 8 och 16 mm, som kan bedömas som rimliga värden vid antagna förhållanden. Beräkningar enligt Terzaghi-Peck (1948) ger stora värden främst p g a att man ej tar hänsyn till överlagringstryckets inverkan på sonderingsmotståndet. I metoden enligt

Peck (1974) görs en viss korrektion av sonderingsmotståndet  $N_{30}$  med hänsyn till överlagringstrycket men denna är mindre än vad som föreslagits av övriga författare varför sättningarna enligt denna ändock tycks bli för stor.

Intressant är att notera att beräkningarna enligt de tre grupperna av metoder med ovan nämnda undantag ger samma storlek på sättningarna, vilket är en indikation på att resultaten är av rätt storlek. Här skall också påpekas att det inte alltid är nödvändigt att erhålla ett exakt värde på sättningarna utan det väsentliga är att man erhåller ett riktigt värde på storleken (t ex 5, 10, 20, 50 el 100 mm) så att hänsyn härtill kan tas vid dimensionering av en grundkonstruktion eller val av grundförstärkningsmetod.

#### 6. BESTÄMNING MED SPETSTRYCKSONDERING

Under de senaste tio åren har allt större avseende fästs vid spetstrycksondering, i engelsk litteratur, "Static Cone Penetration Test" (CPT), vid bestämning av jordparametrar. Förklaringen härtill är väl främst den ökade spridningen av spetstrycksonden med mätning av neddrivningsmotståndet direkt i spetsen, ofta med elektriska trådtöjningsgivare. Denna metod är också standardiserad i Europa, jfr IX ICSMFE Tokyo 1977. Genom standardiseringen undviks diskussioner om inverkan av framför allt spetsens form. I Sverige har denna sonderingsmetod också standardiserats (1979) men ännu ej nått någon större spridning. Sedan gammalt används också, som ovan nämnts, mekanisk trycksond med olika spetsar. Resultaten av sådana sonderingar överensstämmer ibland inte med resultat av spetstrycksonderingar, varför de ej utan jämförelser bör användas vid en detaljerad utvärdering av jordens egenskaper enligt nedan.

Den övervägande delen av de forskningsresultat som presenterats om spetsstrycksondering behandlar förhållanden i sand men vissa resultat från sondering i lera har också redovisats. Däremot saknas i stort sett resultat från sondering i fastare jord (exempelvis morän).

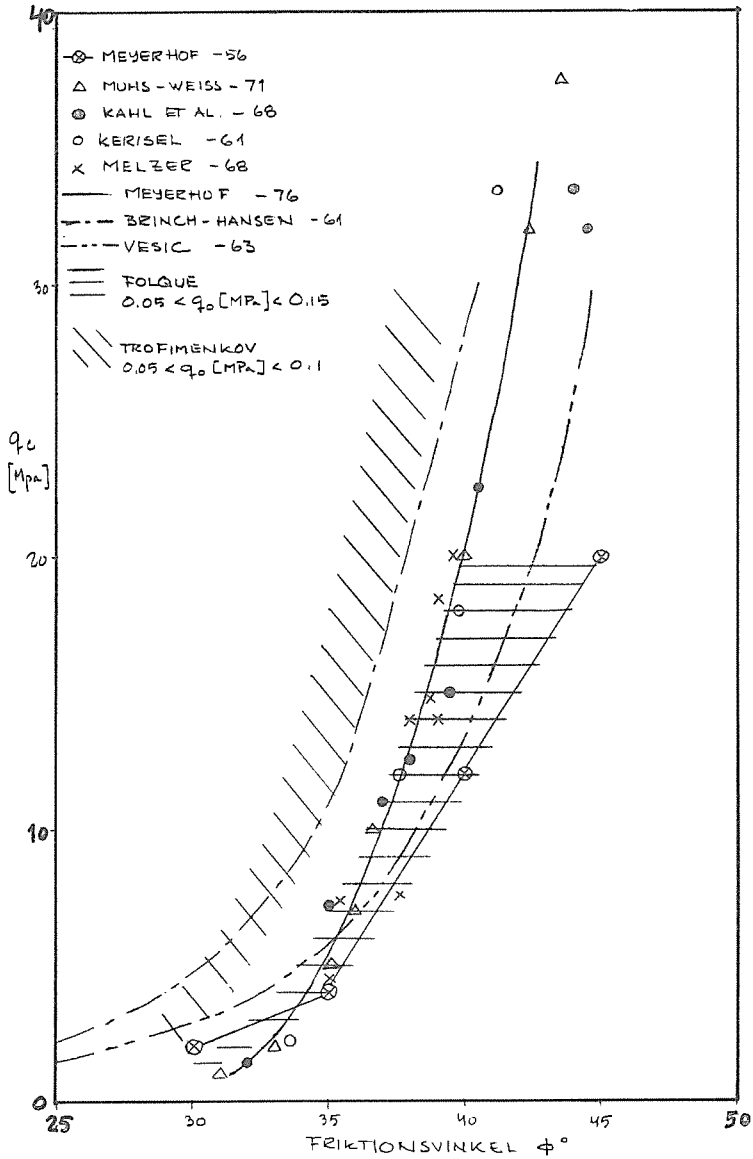
Spetsmotståndet påverkas vid trycksondering i sand av ett flertal faktorer. Utan inbördes prioritering märks: spetsvinkel, spetsdiameter, diameter på stängerna omedelbart ovanför spetsen, råhet på spets och stångsystem, nedpressningshastighet, in-situ spänningar, grundvattennivå, vattenmättnadsgrad, kornstorlek och kornstorleksfördelning, kornform, mineral och relativ lagringstäthet. Med hänsyn till denna mängd av faktorer är det svårt att finna entydiga samband mellan sonderingsmotstånd och jordens egenskaper. Ändock har ett flertal ingenjörsmässigt användbara samband kunnat utarbetas som framgår nedan.

#### 6.1 Bestämning av friktionsvinkel, $\phi$

Samband mellan jords friktionsvinkel och sonderingsresultat har redovisats av bl a Meyerhof (1956) och (1976), Muhs-Weiss (1971), Kahl et al (1968), Kerisel (1961), Melzer (1968), Brinch-Hansen (1961), Vesic (1963), Folque (1974), Trofimenkov (1974) och Stefanoff-Bejkoff (1974). Sambanden avser förhållandena i sand och innebär en direkt koppling av spetsmotståndet till friktionsvinkeln. En sammanställning av ett antal redovisade samband ges i FIGUR 23.

Meyerhof anger i en kommentar att friktionsvinkeln kan ökas med  $5^{\circ}$  i sandigt grus och minskas med  $5^{\circ}$  i siltig sand.

Som framgår av diagrammet är spridningen liksom vid dynamisk sondering stor. Detta förklaras bl a av att



FIGUR 23. Sammanställning av samband mellan spetsmotstånd  $q_c$  vid spetsstrycksöndring och friktionsvinkel  $\phi$  i sand.

erfarenheterna härrör från den tid då man använde olika slag av mekaniska spetstrycksonder samt olika metoder för bestämning av friktionsvinkeln. Sannolikt skulle en studie baserad på enbart standardiserad spetstrycksondering ge betydligt mindre spridning. Trots spridningen kan spetstrycksonderingsmotståndet i sand användas för utvärdering av friktionsvinkeln. Härvid kan Meyerhof's kurva från 1976 användas som riktvärde men hänsyn tas till vilken typ av jord som penetreras enligt ovan.

## 6.2 Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet, $c_u$

Ett flertal författare har redovisat samband mellan  $c_u$  och  $q_c$ . Det kan bara konstateras att man anger

$$5 c_u < q_c < 35 c_u$$

vanligen anses  $q_c = 15 c_u$ .

För fast lera med en skjuvhållfasthet högre än 50 kPa råder otvivelaktigt ett samband mellan skjuvhållfasthet och spetsmotstånd, varvid  $c_u$  som en approximation kan sättas till  $q_c/15$ , jfr Eide (1974). Vid sensitiva lösa leror ( $c_u < 50$  kPa) påverkar andra faktorer resultatet i hög grad.

Nedanstående TABELL 10 visar hur spetstrycksondering utnyttjas för bestämning av odränerad skjuvhållfasthet i några olika länder. Det skall här poängteras att man använder olika metoder för att bestämma lerans skjuvhållfasthet, vilket bidrar till spridningen i de faktorer som används vid utvärderingen.

TABELL 10. Utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet  $c_u$  ur spetstryckssonderingsresultat,  $q_c$  i några olika länder.

BELGIEN	: lösa leror	$c_u \geq \frac{q_c}{15}$
FRANKRIKE	: $c_u = f(q_c)$	beroende på spetsform
GREKLAND	: $c_u = \frac{q_c}{15}$ till $\frac{q_c}{18}$	
INDIEN	: $c_{u, \text{ving}} = F(q_c)$	(diagram)
ITALIEN	: $\frac{q_c - p'_0}{25} < c_u < \frac{q_c - p'_0}{15}$	
JAPAN	: $c_u = \frac{q_c}{10 \text{ till } 20}$	
HOLLAND	: $c_u = \frac{q_c}{10}$	
KANADA		
SYD-AFRIKA	: $c_u = \frac{q_c}{12}$ när $q_c < 1,5 \text{ MPa}$	
	$c_u = \frac{q_c}{37}$ när $q_c = 5 \text{ MPa}$	

Den i Sverige vanligen använda totaltrycksonden typ Geotech har också uppgivits kunna ge en uppfattning om lerans skjuvhållfasthet varvid

$$q/30 < c_u < q/15$$

En studie av Möller (1980) visar dock att koefficienten som spetstrycket skall divideras med kan ligga mellan 10 och 30 beroende på jordens sensitivitet och att man även måste ta hänsyn till överlagringsstryckets inverkan. Denna metod bör således ej användas om man vill ha ett användbart värde på jordens skjuvhållfasthet i lösare leror för t ex stabilitetsberäkningar.

### 6.3 Bestämning av relativ lagringstäthet, $D_r$

Samband mellan sands relativa lagringstäthet och spetsstrycksonderingsresultat har redovisats av bl a Meyerhof (1956), Eide (1956), Schultze (1965), Bergdahl (1974), Schmertmann (1978), Turnball (1960) och Thomas (1969).

Figurerna 24-26 visar en sammanställning av olika relationer mellan spetsmotstånd  $q_c$  och relativ lagringstäthet som presenterats av ett antal forskare vid överlagringstryck mellan 0,05 MPa - 0,2 MPa. Sammanställningen visar att det finns klara samband mellan sands lagringstäthet och spetsmotståndet  $q_c$ . Vid låga lagringstätheter ökar sonderingsmotståndet endast obetydligt med ökad lagringstäthet medan sonderingsmotståndet vid högre lagringstätheter ökar betydligt vid små ändringar i den relativa lagringstätheten. Sambanden är emellertid ej entydiga. Olika forskare redovisar olika kurvor. Sålunda motsvarar t ex spetsmotståndet 10 MPa en lagringstäthet på 35% enligt Schultze men 75% enligt Thomas vid 0,1 MPa överlagringstryck. Orsaken härtill är sannolikt olika försöksmaterial och olika försöksmetodik. Vid det förhållandevis höga överlagringstrycket 0,2 MPa är överensstämmelsen mellan forskarnas kurvor betydligt bättre sånär som på kurvan enligt Thomas. Detta kan antas bero på att jordmateriallets och försöksteknikens inverkan är relativt sett mindre vid höga överlagringstryck. Överlagringstrycket 0,2 MPa motsvarar ett djup av 10-15 m under markytan vid djupt liggande grundvatten. Detta djup är betydligt större än normalt förekommande kritiska djup. (Med kritiskt djup avses det djup där sonderingsmotståndet vid homogen jordlagerföljd blir tillnärmelsevis konstant eller endast ökar långsamt.

För ett visst djup, dvs ett fixt överlagringstryck, kan ett samband mellan sonderingsmotstånd och lagringstäthet bestämmas i en viss sand. Detta samband

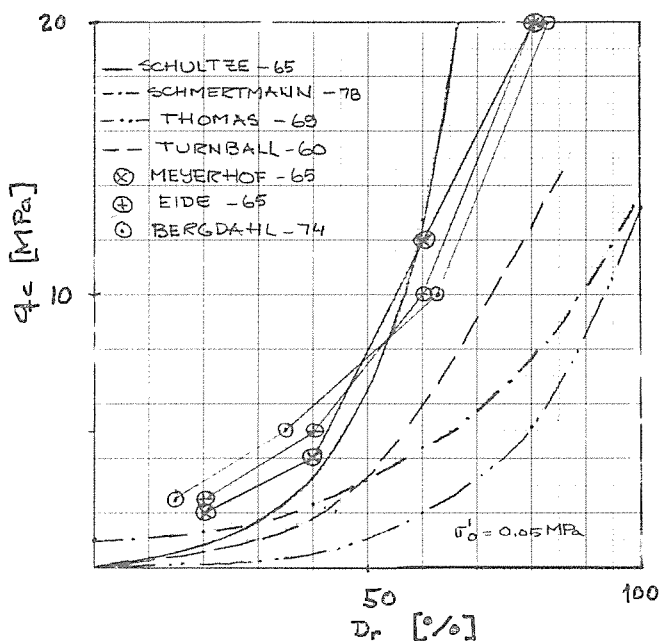
kan användas vid exempelvis packningskontroll efter kalibrering. Däremot kan spetstrycksonderingsmotståndet inte användas som ett direkt mått på jordens relativa lagringstäthet. I likhet med vad som föreslagits för dynamisk sondering kan dock jorden sorteras efter sonderingsmotstånd i fasthetsklasser där klasserna är förknippade med vissa hållfasthets- och deformationsegenskaper. Se kap 5.2.

Vid jämförelse mellan dynamiska och statiska sonderingsmetoder bör man för detta ändamål i sand, silt och fint grus i första hand välja spetstrycksondering tack vare dess bättre upplösningsförmåga, den kontinuerliga redovisningen av motståndet och friheten från störning av provtagningshål eller stångfriktion. Vid grovt grus bör hejarsonderingsresultat användas eftersom förekommande stenar får en proportionellt större inverkan på spetstrycksonden.

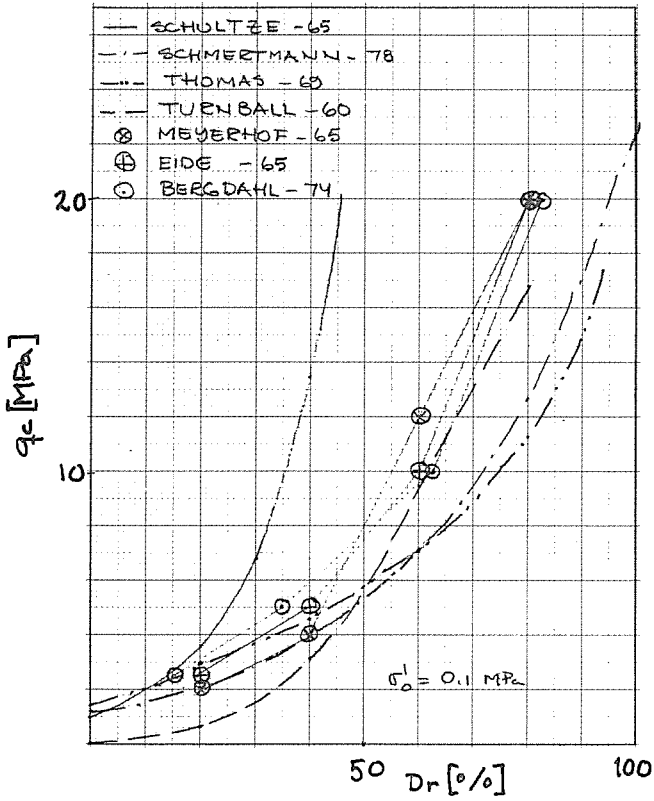
En närmare studie av överlagringstryckets inverkan på sonderingsmotståndet visar att vid djupt liggande grundvattenyta och en tunghet av  $17 \text{ kN/m}^3$  ett spetsmotstånd  $q_c = 10 \text{ MPa}$  enligt Thomas skulle motsvara en relativ lagringstäthet av 95% på 3 m djup, 75% på 5 m djup och 42% på 12 m djup. Enligt Schmertmann skulle motsvarande lagringstätheter vara 88,72 och 55%. Eftersom trycksonderingsmotståndet i en homogen sand växer ner till ett kritiskt djup på 1-4 m under markytan och därunder ofta är konstant eller endast växer långsamt med djupet, och man av geologiska skäl inte kan anta att lagringstätheten skulle variera på ovan angivet sätt, stämmer ej det angivna överlagringstrycksberoendet med verkligheten. Under det kritiska djupet borde man därför rimligtvis kunna bortse från överlagringstryckets inverkan, åtminstone i våra relativt löst lagrade frik-



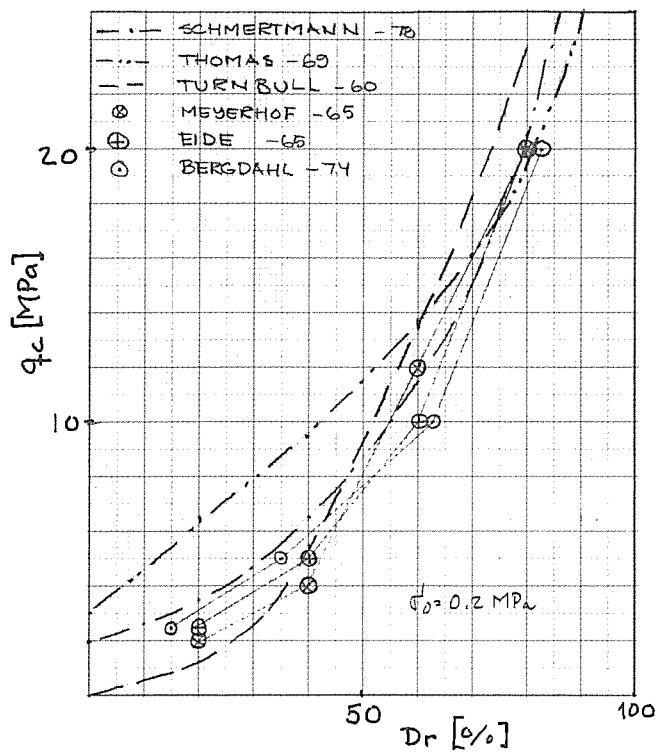
tionsjordar. Orsaken till de uppkomna olikheterna kan vara att de angivna sambanden mellan sonderingsmotstånd och överlagringstryck framtogs i små behållare på laboratoriet, där trycket hållits konstant och ej förändrats som det förmodligen gör i jorden när en sond arbetar sig ned.



FIGUR 24. Samband mellan relativ lagringstäthet och spetsmotstånd  $q_c$  vid 0,05 MPa överlagringstryck.



FIGUR 25. Samband mellan relativ lagringstäthet och spetsmotstånd  $q_c$  vid 0,1 MPa överlagringstryck.



FIGUR 26. Samband mellan relativ lagringstäthet och spetsmotstånd  $q_c$  vid 0,2 MPa överlagringstryck.

#### 6.4 Bestämning av sättningsmodul, E

Utomlands, främst i Holland-Belgien, har man sedan länge försökt att bestämma direkta samband mellan jords kompressionsegenskaper (E-modul) och motståndet vid spetstrycksondering. Härvid har man knutit erfarenheterna till de olika trycksonderingsutrustningar som utvecklats genom åren. Med anledning härav kan inte alla dessa erfarenheter överföras direkt till resultat från modern spetstrycksondering. Nedan redogörs kortfattat för ett antal samband som redovisas i litteraturen.

Sättningsmodul kan enligt Terzaghi-Buisman, Sanglerat (1972) beräknas enligt formeln

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{C} \ln\left(1 + \frac{\Delta \sigma'_1}{\sigma'_1}\right) = \frac{2,3}{C} \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma'_1}{\sigma'_1}\right)$$

och

$$s = \sum \Delta h = 2,3 \int_{\infty}^0 \frac{dh}{C} \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma'_1}{\sigma'_1}\right)$$

där C är kompressibilitetskonstanten  $\left(\frac{E}{\sigma'_1}\right)$

De första försöken att bestämma ett samband mellan C och spetsmotståndet  $q_c$  gjordes i Holland. Buismann (1940, 1941) föreslog följande formel för kontraktant friktionsjord

$$C = 1,5 \cdot \frac{q_c}{\sigma'_1}$$

Senare försök visade att koefficienten 1,5 måste ersättas med ett  $\alpha$  beroende av jordarten. Kerisel 1969 föreslog följande värden på  $\alpha$ :

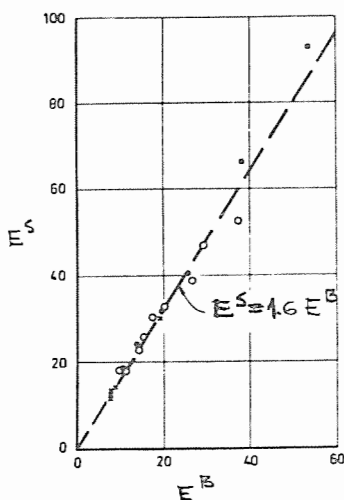
mycket fast sand	<1
medelfast sand	1
lös sand	1,5
Londonlera	3-4

I senare litteratur har man övergått till att redovisa direkta samband mellan en icke klart definierad modul  $E$  och spetsmotståndet. Ett flertal författare har publicerat sådana relationer enligt följande ekvation:

$$E = \alpha q_c + \beta$$

Problemet med dessa samband är att sonderingsresultaten är kopplade till på olika sätt bestämda moduler. I somliga fall är  $E$ -modulen bestämd ur ödometerförsök och i andra genom belastningsförsök i fält, där beräkning av tillskottsspänningar och sättningar varierar. Beräkningssätten anges ofta inte.

Detta förhållande gör det svårt att direkt jämföra olika uppgifter om  $\alpha$  och  $\beta$  såvida dessa inte är framtagna på samma sätt. Dahlberg (1975) ger ett illustrativt exempel på hur man ur ett och samma försök kan utvärdera olika moduler.



FIGUR 27. Förhållandet mellan  $E$ -modul beräknad enligt Schmertmann  $E^S$  och enligt Buisman-De Beer  $E^B$ .

Trots de ovan påtalade olikheterna har i TABELL 11 gjorts en sammanställning över ett antal i litteraturen redovisade samband mellan sättning modul  $E$  och spetsmotstånd vid trycksondering. Som framgår av tabellen gäller sambanden olika jordarter och referensförsök. Om man sorterar bort värden från torv och lera, där vi normalt anser oss ha bättre undersökningsmetoder än spetstrycksond för att bestämma jordens sättningsegenskaper, finner man att värdet på  $\alpha$  varierar mellan 0,8 och 12. Detta är en oacceptabelt stor spridning. Om man begränsar urvalet till sådana försök där referensmaterialet med säkerhet utgörs av plattförsök, begränsas värdet av  $\alpha$  till mellan 1 och 4. Värden av denna storlek används idag vid sättningsberäkningar i friktionsjord.

Dahlberg (1975) har redovisat icke-linjära samband mellan  $E$ -modul och spetsmotstånd vid trycksondering. Sålunda varierade faktorn  $\alpha$  från ca 2 vid  $q_c = 5$  MPa till ca 4 vid  $q_c = 15$  MPa.

Termen  $\beta$  har endast angivits av fyra forskare och värdet varierar mellan -0,8 och +26,5 MPa, vilket är en besvärande stor spridning. Med hänsyn bl a till förkonsolideringseffekter måste man anta att termen  $\beta$  har ett positivt värde.

TABELL 11. Sambandet  $E = \alpha q_c + \beta$  enl olika författare. Värdena gäller för sand där ej annat anges. (MPa)

Författare	År	$\alpha$	$\beta$ MPa	Anm
Trofimenkov	1964	5	10	Ur provbelastn
Bachlier/Parez	1965	0,8-2,3	-	sand ur ödometer
"-	1965	1,2-1,9	-	siltig sand försök utv
"-	1965	2,9-3,8	-	lerig sand enl Buisman
De Beer	1965	1,5	-	
Meyerhof	1965	1,9	-	
Schultze	1965	>2	-	Labförsök på torr sand $q_0 < 0,1$ MPa*
Thómas	1968	3-12	-	Triaxialförsök, sondering med 9 mm spetsdiameter
Begeman	1969	0,42-1,25	-	torv
"-	1969	0,83-2,86	-	lera
"-	1969	1,18-4	-	lera-sand-silt-blandn
"-	1969	1,67-5	-	sand
Meigh/Corbett	1969	5-10	-	Lera i arabiska viken
Thorne/Burman	1969	1	-	Sand Brisbane
"-	1969	1,43	-	Lera
Webb	1969	1,32	4	Mellansand under gwy
Schmertmann	1970	2,0	-	Skruvplatteförsök/Delft penetrometer
Muhs/Weiss	1971	2,8	26,5	Efterkalkyl från Degebo ca 100 storskaliga belastningsförsök med plattor.
Paproth	1971	7	-	
Holden	1971	>3	-	Labförsök i sand
Stefanoff/Bejkoff	1974	1,6	-0,8	
Tassios/Anagnostopoulos	1975	1,5	-	för $q_c > 3$ MPa i sand
"-	1974	3	-	för $q_c = 0,5-1,5$ MPa
Trofimenkov	1974	3	-	
"-	1974	3,4	13	
"-	1974	7	-	
Weismann	1974	>4	-	
Dahlberg	1975	1-2,5		Utv enl Buisman-DeBeer
"-	1975	2-4		Utv enl Schmertmann
Schmertmann	1978	2,5-3,5		Reviderad teori

\* Ej något rätlinjigt samband.  $E = v \cdot \sigma^{0,522}$   
där  $v$  bestäms enligt Moussa.

De ovan relaterade sambanden mellan sättningsmodul E och spetsmotstånd vid trycksondering kan användas vid beräkning av sättningar enligt kapitel 6.7. Med hit-tillsvarande erfarenheter bör användning av sambanden dock begränsas till jordarter mellan fraktionerna grovsilt och fint grus. För annan siltig jord bör spetsmotståndet reduceras medan i grövre material dynamiska sonderingsmetoder bör väljas.

### 6.5 Bedömning av jordart

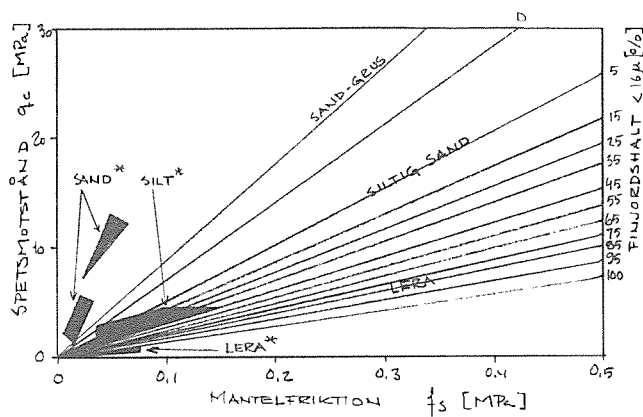
Spetsmotståndsdiagram från trycksondering ger relativt god möjlighet att bedöma jordart med ledning av sonderingskurvans form, Kallstenius (1961). Denna metod har använts i Sverige under en längre tid, varvid främst totaltrycksondering typ Nilcon använts. Jämför t ex Hansbo (1975). Om man istället för totaltrycksond använder spetstrycksond försedd med en hylsa för mätning av mantelfriktionen lokalt vid spetsen, ges ytterligare en möjlighet att bedöma jordlagerföljden. Flera forskare har nämligen konstaterat samband mellan jordart och "friction ratio" FR, dvs kvoten mellan specifik mantelfriktion och spetsmotståndet  $q_c$ .

Begeman (1965) samt Sanglerat och Schmertmann (1972) anger, FIGUR 28 och 29, gränsvärden för dessa samband. I FIGUR 28 visas ett direkt samband mellan spetsmotstånd och specifik mantelfriktion medan i FIGUR 29 visas ett samband mellan spetsmotstånd och friction ratio FR. De resultat som Begeman redovisar är utförda med en holländsk trycksond med "midja" omedelbart ovanför spetsen (Delft), och Sanglerats försök är utförda med den sk Andinasonden som har 80 mm diameter. Ingen av dessa sonder överensstämmer med den nu antagna svenska och europeiska standarden för spetstrycksond. Detta medför att för sonderingar med standardsond måste gränsvärdena för olika jordarter justeras. TABELL 12, Holm (1979), opublicerad.

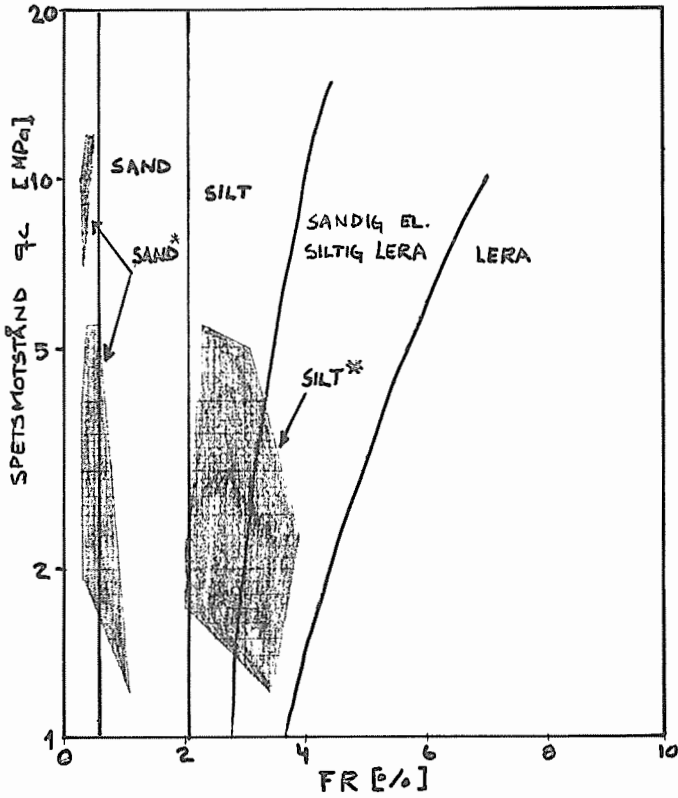


I FIGUR 28 redovisas samband mellan FR och jordart baserade på sonderingsförsök med standardsond. Resultaten enligt Holm har även markerats i FIGUR 28 och 29.

Som framgår av figurerna överensstämmer inte Holms resultat med tidigare i utlandet vunna erfarenheter, speciellt inte med Begemanns resultat. Med anledning härav måste denna metod för jordartbedömning användas med försiktighet tills dess större erfarenhetsunderlag skapats.



FIGUR 28. Samband mellan sonderingsresultat och jordart enl Begemann. Holms resultat är markerade med (\*).



FIGUR 29. Samband mellan sonderingsresultat ( $q_c$ , FR) och jordart enligt Sanglerat och Schimertmann, Holms resultat är redovisade med (\*).

TABELL 12. Förhållande mellan mantelfriktion och spetsmotstånd, FR i % för olika jordar enligt Holm (1979).

	Sand	Silt	Lera
FR, %	0,2-1,1	2,2-3,9	> 10
	mv = 0,39	mv = 3,1	

## 6.6 Beräkning av plattors bärförmåga

Plattors brottlast beräknas som regel ur den generella bärighetsekvationen (Terzaghi 1943)

$$q_f = c_u \cdot N_c + p_0 N_q + 0,5 B N_\gamma$$

Muhs och Weiss (1971) rapporterar för plattor på finsand, mellansand och grusig sand följande samband mellan bärighetsfaktorerna  $N_\gamma$ ,  $N_q$  och spetsmotståndet  $q_c$ .

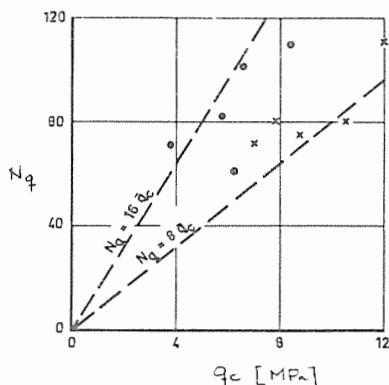
$$N_\gamma = 6,3 q_c^{-5}$$

$$N_q = 5,9 q_c^{-1}$$

med  $q_c$  mätt i MPa.

I FIGUR 30 redovisas resultat av Dahlberg (1975) för sambandet mellan bärighetsfaktorn  $N_q$  och spetsmotståndet  $q_c$ .

Som framgår visar de båda försöksserierna skilda resultat. Detta kan dock i viss mån förklaras av de olika plattdimensioner som användes vid försöken. Bärighetsfaktorernas skalberoende har påvisats bl a av De Beer (1974) och Kerisel (1961).



FIGUR 30. Förhållande mellan  $N_q$ - och  $q_c$ -värden enligt Dahlberg (1975).

I litteraturen förekommer även angivelser av hur det tillåtna grundtrycket för plattor kan beräknas direkt från spetstrycksönderingsresultat. Bland dessa kan nämnas:

$$q_a = \frac{q_c}{15} \quad \text{ett värde som härstammar från kanadensiska erfarenheter}$$

$$q_a = \frac{q_c}{10} \quad \text{L'Herminier (1961) för normala grundplattor på fast sand med grundläggningsdjup = 1 m.}$$

Den senare formeln har även införts i "Canadian Manual on Foundation Engineering" för enklare byggnader. För andra fall rekommenderas Meyerhofs metod från 1956 som med 3-faldig säkerhet mot brott ger tillåten grundpåkänning ur uttrycket:

$$q_a = q_c \cdot B(1+D/B)/40$$

Meyerhof anger att värdet på tillåten grundpåkänning skall divideras med 2 vid grundläggning på lerig sand eller när grundvattenytan ligger vid eller över grundläggningsnivån. Om grundvattenytan ligger djupare än  $1,5 B$  under plattan påverkas inte bärförmågan av grundvattnet.

Med hänsyn till uppkommande sättningar har man funnit att lägre värden än vad som ovan angivits kan behöva användas. Erfarenheten har visat att tillåtet grundtryck kan beräknas ur följande formler varvid uppkommande sättningar erfarenhetsmässigt blir mindre än 25 mm.

$$q_a = \frac{q_c}{30} \quad \text{för } B \leq 1,2 \text{ m}$$

$$q_a = \frac{q_c \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2}{50} \quad \text{för } B > 1,2 \text{ m}$$

Som  $q_c$  ansätts här medelbärdet ner till  $B$  meters djup.

För att belysa dessa formlers tillämpning kan det i avsnitt 5.51 visade exemplet användas.

Tillåtet grundtryck med hänsyn till jordens bärförmåga kan beräknas enligt Meyerhof ovan till

$q_a = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 3(1+1,5/3)/40 = 0,34$  MPa om hänsyn tas till den högt belägna grundvattenytan. Om sättningarna skall begränsas till 25 mm kan tillåtet grundtryck beräknas till  $q_a = \frac{6(1+0,3/3)^2}{50} = 0,145$  MPa. Enligt en senare artikel av Meyerhof (1965) kan dock detta värde ökas med 50% utan att sättningarna blir större än 25 mm. Resultatet blir då  $q_a = 0,22$  MPa.

Den svenska byggnormen ger för det aktuella fallet, om spetstryckmotståndet 6 MPa antas motsvara 30 hv/0,2 m (Bergdahl 1974), ett tillåtet medelgrundtryck av

$q_a = \sigma_m = B \cdot n(1-B/3L) = 3 \cdot 0,225(1-3/3 \cdot 3) = 0,45$  MPa, vilket överstiger de värden som erhålls med Meyerhofs formel ovan. Enligt Bronormerna blir det tillåtna grundtrycket 0,57 MPa med samma förutsättningar.

## 6.7 Beräkning av plattors sättning

I likhet med vad som ovan redovisats för dynamisk sondering finns i litteraturen några metoder för beräkning av plattors sättning baserade på resultat av spetstrycksondering redovisade. Dessa metoder bygger på att jordens kompressibilitet eller sättningsmodul bestäms ur trycksonderingsresultat. Metoderna ger vidare möjlighet att beräkna sättningen skiktvis, vilket är en fördel, eftersom jordens egenskaper varierar såväl vertikalt som horisontalt.

I TABELL 13 sammanfattas beräkningsgången för de tre vanligaste sättningsberäkningsmetoderna, Jorden (1977).

TABELL 13. Sammanställning över sättningsberäkningsmetoder utgående från sonderingsresultat med spetstrycksönd.

	De Beer 1948-67	Meyerhof 1965	Schmertmann 1978
Formel	$s = \frac{H}{L} \frac{2,3}{C} \log \left( \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \right) \Delta H$	$s = \frac{H}{L} \frac{2,3}{C} \log \left( \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma'}{\sigma_0'} \right) \Delta H$	$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta p \frac{2B}{L} \left( \frac{I_z}{E} \right) \Delta z$ för $L/B=1$ $s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta p \frac{4B}{L} \left( \frac{I_z}{E} \right) \Delta z$ för $L/B > 10$
Sättningsmodul	$C = 1,5 \cdot \frac{q_c}{\sigma_0'}$	$C = 1,9 \cdot \frac{q_c}{\sigma_0'}$	$E = 2,5 q_c$ vid axial symmetriskt spänningstillstånd ( $L/B=1$ ) $E = 3,5 q_c$ vid plant spänningstillstånd, $L/B > 10$
Koefficienter			$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{E_0}{\Delta p} \right)$ $C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{\text{tid}(\text{år})}{0,1} \right)$ $I_z$ ur diagram

Utöver dessa tre metoder har Thomas (1968) och Webb (1969) redovisat metoder att beräkna sättningar med hjälp av trycksonderingsresultat.

Thomas metod innefattar enligt Michell et al (1978) ett laboratoriesamband mellan  $q_c$  och  $E$ . Spänningar beräknas enligt elasticitetsteori. Metoden tycks enligt Schmertmann allvarligt underskatta sättningarna. Sannolikt är laboratoriesambandet mellan  $q_c$  och  $E$  ej helt korrekt.

Webbs metod bygger enligt Michell et al (1978) på ett samband mellan  $q_c$  och  $E$  bestämd med hjälp av skruvplatteförsök. Den liknar Schmertmanns metod men kräver en beräkning av tillskottsspänningarna enligt Boussinesq.

För att få en uppfattning om sättningsberäkningsmetodernas användbarhet har i avsnitt 6.7 nedan de i TABELL 13 redovisade metoderna tillämpats på en tänkt grundplatta som för de dynamiska sonderingsmetoderna i avsnitt 5.5.

## 6.71 Beräkningsexempel, förutsättningar

Beräkning av uppkommande sättning görs på samma fundament som det som redovisades i kapitel 5.51. Sandens fasthet har bestämts med spetstrycksondering till  $q_c = 6$  MPa. Vid jämförelse mellan det dynamiska sonderingsmotståndet  $N_{30}$  och  $q_c$  har sambandet  $q_c$  (MPa) =  $0,4 \cdot N_{30}$  (sl/0,3 m) använts i likhet med Meyerhof ovan. Se vidare FIGUR 8.

## 6.72 Beräkning enligt De Beer (1965)

- Dela in jorden i skikt med tjockleken  $\Delta H$ . I detta fall väljs  $\Delta H = 1,0$  eller  $2,0$  m.
- Beräkna spetsmotståndets medelvärde, bestämt med spetstrycksond, för varje skikt. I detta fall antas detta värde vara konstant = 6 MPa.
- Beräkna sättningen i varje skikt och summera enligt formel i TABELL 13.  $\Delta\sigma'$  bestäms med elasticitetsteori. Beräkningarna utförs till det djup där tillskotts-spänningarna gått ner till ca 10% av rådande effektivtryck. Ökningen av trycket på grundläggningsnivån har satts till 0,167 MPa, jfr FIGUR 8. I detta fall har beräkningen baserats på spänningstillskott under plattans mittpunkt enligt Boussinesq. För ett styvt fundament kan man istället räkna spänningstillskottet under den s k karakteristiska punkten, dvs punkter under ett fundament som får samma deformation oberoende av fundamentets styvhet.

Skikt nr	$\Delta H$ (m)	$\sigma'_0$ (kPa)	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$C=1,5 \cdot \frac{q_c}{\sigma'_0}$	s (m)
1	1,0	38	164	237	0,0070
2	1,0	53,5	140	168	0,0076
3	1,0	65,5	110	137	0,0072
4	1,0	77,5	87	116	0,0065
5	1,0	89,5	70	101	0,0057
6	1,0	101,5	57	89	0,0050
7	2,0	125,5	37	72	0,0072
8	2,0	149,5	28	60	0,0057
9	2,0	173,5	20	52	0,0042
					$\Sigma = 0,056$

Sättningen  $s = 0,056$  m

## 6.73 Beräkning enligt Meyerhof (1965)

- Beräkningsgången är analog med föregående metod.

C beräknas som  $1,9 \cdot \frac{q_c}{\sigma'_0}$

$$s = \frac{1,5}{1,9} \cdot 0,056 = 0,044 \text{ m}$$

## 6.74 Beräkning enligt Schmertmann (1970/1978)

- Dela in jorden i skikt med tjockleken  $\Delta H$ . I detta fall väljs  $\Delta H = 1 \text{ m}$ .

- Beräkna E för varje skikt som  $E = 3,5 q_c$  vid långsträckta plattor eller

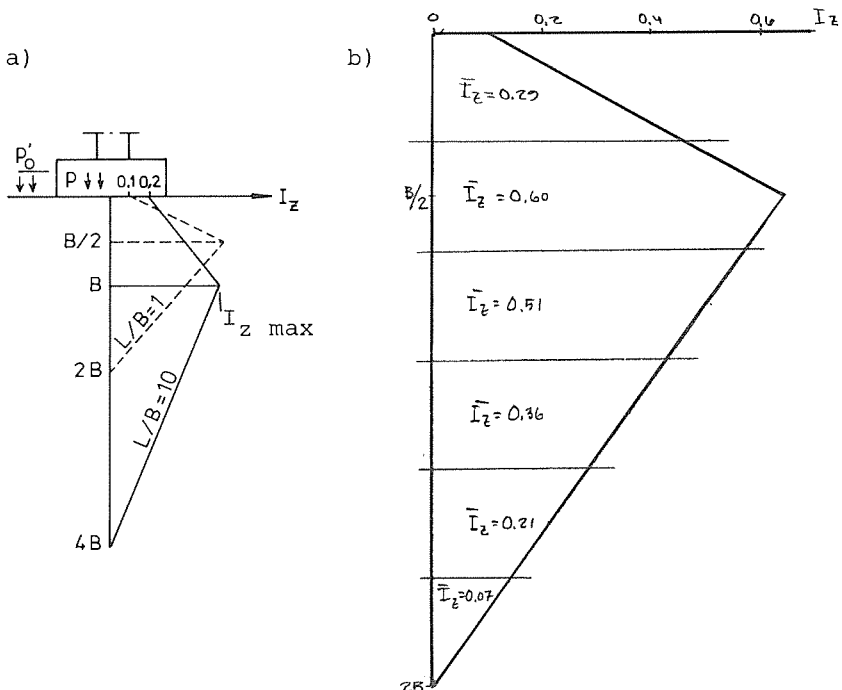
$E = 2,5 \cdot q_c$  vid kvadratiska plattor.

- Beräkna maxvärdet av influensfaktorn  $I_z$  ur uttrycket:

$$I_{z, \max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta p}{\sigma'_0}}$$

$\sigma'_0$  beräknas med djupet  $B/2$  för kvadratisk platta och med djupet  $B$  med långsträckt platta, jfr FIGUR 31a.

- Bestäm faktorn  $I_z$  ur FIGUR 31b för varje skikt och beräkna sättningen enligt formel i TABELL 13.



FIGUR 31 a) Influensdiagram för  $L/B=1$  och  $L/B \geq 10$  enligt Schmertmann

b) Influensfaktorn  $I_z$  för aktuellt exempel.



Skikt nr	$\Delta H$ (m)	E (kPa)	$I_z$	s (m)
1	1,0	15000	0,29	0,0027
2	1,0	15000	0,60	0,0055
3	1,0	15000	0,51	0,0047
4	1,0	15000	0,36	0,0033
5	1,0	15000	0,21	0,0019
6	1,0	15000	0,07	0,0006
				$\Sigma$ 0,0187

- Korrigera beräknat värde med hänsyn till grundläggningsdjup,  $C_1$ , och belastningstid,  $C_2$ .

$$C_1 = 1 - 0,5 \left[ \frac{28,5}{(167 - 28,5)} \right] = 0,90$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{\text{tid}(\text{år})}{0,1} \right) = \text{/efter 10 år/} = 1,4$$

$$s = 0,0187 \cdot 0,9 \cdot 1,4 = 0,023 \text{ m}$$

#### 6.75 Sammanställning av sättningsberäkningar baserade på spetstrycksondering

Resultaten av de ovan i kap 6.71-6.74 redovisade beräkningarna har sammanställts i TABELL 14.

TABELL 14. Sammanställning av sättningsberäkningar för en fingerad platta.

Författare	Årtal	Sättning i mm
De Beer	1948-1967	56
Meyerhof	1965	44
Schmertmann	1978	23

Av TABELL 14 framgår att de beräknade sättningarna ligger mellan 23 och 56 mm. De beräknade sättningarna, åtminstone enligt De Beer och Meyerhof, förefaller erfarenhetsmässigt något för stora med hänsyn till antagna förhållanden. Vid jämförelse med de resultat som beräknats ur SPT-försök, TABELL 9, finner man att

här beräknade sättningar överstiger vad de på SPT-försök baserade formlerna gett till resultat. En orsak till divergensen kan vara översättningen mellan SPT-resultat och spetstrycksonderingsresultat ( $q_c = 0,4 \cdot N$ ) som är en förutsättning för att beräkningarna skall kunna jämföras.

Om man i likhet med vad som diskuterats under senare år, exempelvis "Discussion Session 7 Vol 4 p. 239. Proc 7'th ECSMFE 1979, Brighton", sätter  $E = 4 \cdot q_c$  erhålls med Schmertmanns metod sättningen  $s = 14$  mm som överensstämmer med vad huvuddelen av de SPT-baserade formlerna givit.

## 7 BESTÄMNING MED VIKTSONDERING

Endast ett fåtal uppgifter om sambandet mellan viktsonderingsmotstånd och jordparametrar har publicerats. Främst bland dessa kan nämnas våra normer som anger gränser för lagringstäthet bestämd med viktsond. Antalet utredningar som närmare studerat dessa relationer är få. Förklaringen härtill torde främst vara att viktsondens användning är begränsad till Norden och i någon mån Japan, vidare är dess verkningssätt så komplicerat att några teoretiska modeller knappast går att ställa upp.

De relationer som finns uppställda redovisas nedan.

## 7.1 Bestämning av lagringstäthet

Svensk Byggnorm (1980) och Statens Vägverks Bronormer (1976) ger gränser för olika fasthet i sand respektive friktionsjord. Även i Bygg (1959) finns relationer mellan lagringstäthet och viktsonderingsmotstånd.

TABELL 15. Jordens fasthet bestämd med viktsond enligt svenska regler.

	SBN (1980) halvvarv/0,2m	Bronormen (1976) halvvarv/0,2 m	Bygg (1959) halvvarv/0,2m
Mycket lös			0
Lös	1-15		<7
Medelfast		>10	7-25
Fast	>15	>30	>25

Som synes stämmer de angivna sambanden mellan lagringstäthet och sonderingsmotstånd sinsemellan ej överens. Detta beror sannolikt på att fasthetsbegreppen kopplats till olika bärighetsekvationer där man i större eller mindre grad tagit hänsyn till uppkommande sättningar.

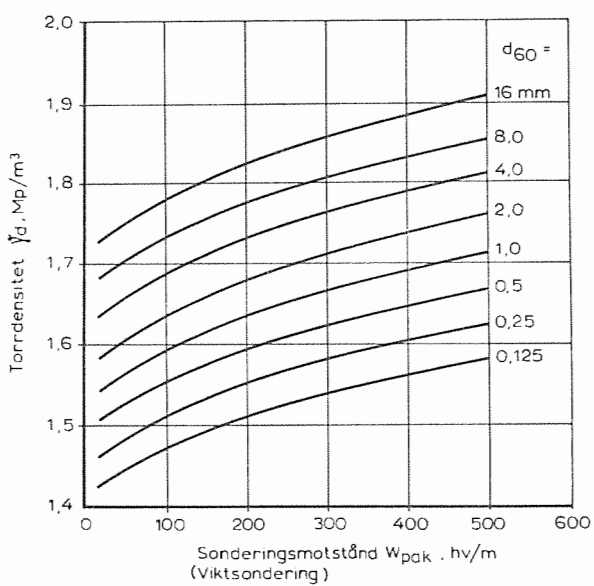
Helenelund (1966) och Bergdahl (1974) har redovisat sammanställningar över fasthetsbestämning i sand med viktsond. Dessa baseras på jämförelser mellan viktsonderingsmotstånd och dynamiska motstånd för hejarsond respektive SPT-försök. Härvid har fasthetsbestämningar enligt Terzaghi & Peck (1948) använts som bas.

TABELL 16. Jordens fasthet bestämd med viktsond.

Lagring	$D_r$	Bergdahl hv/0,2 m	Helenelund hv/0,2 m
Mycket lös	0-0,15	< 8	<10
Lös	0,15-0,35	8-20	10-30
Normal	0,35-0,65	20-60	30-60
Fast	0,65-0,85	60-100	60-100
Mycket fast	0,85-1,00	>100	>100

En jämförelse mellan TABELLERN 15 och 16 visar att vad som anges i svenska normer som löst respektive fast ej överensstämmer med det fasthetsbegrepp som används internationellt. Detta kan utgöra ett problem för t ex svenska konsulter och entreprenörer som arbetar i utlandet med undersökningar och grundläggningsarbeten bl a genom att man inte kan jämföra med svenska referensprojekt.

En mer detaljerad studie av sambandet mellan viktsonderingsmotstånd och jordens fasthet har gjorts av Tammerinne (1973), som dock ej har valt den relativa lagringstätheten utan torr densiten och kornstorleken  $d_{60}$  som parameter. Av FIGUR 32 som återger Tammerinnes resultat framgår bl a att kornstorleken kan ha större inverkan på sonderingsmotståndet än en förändring i lagringstätheten. Detta förhållande bör man således ta hänsyn till vid en klassindelning av friktionsjord efter sonderingsmotstånd.



FIGUR 32. Samband mellan viktsonderingsresultat och jords torrdensitet enligt Tammerinne (1973).

## 7.2 Bestämning av sättningsmodul

Helenelund (1966) har i sin ovan relaterade rapport också presenterat ett samband mellan sättningsmodul och sonderingsresultat med svensk viktsond.

TABELL 17. Samband mellan viktsonderingsresultat och sättningsmodul enligt Helenelund (1966).

hv/0,2 m	sättningsmodul, MPa
10-30	10-20
30-60	20-50
60-100	50-80

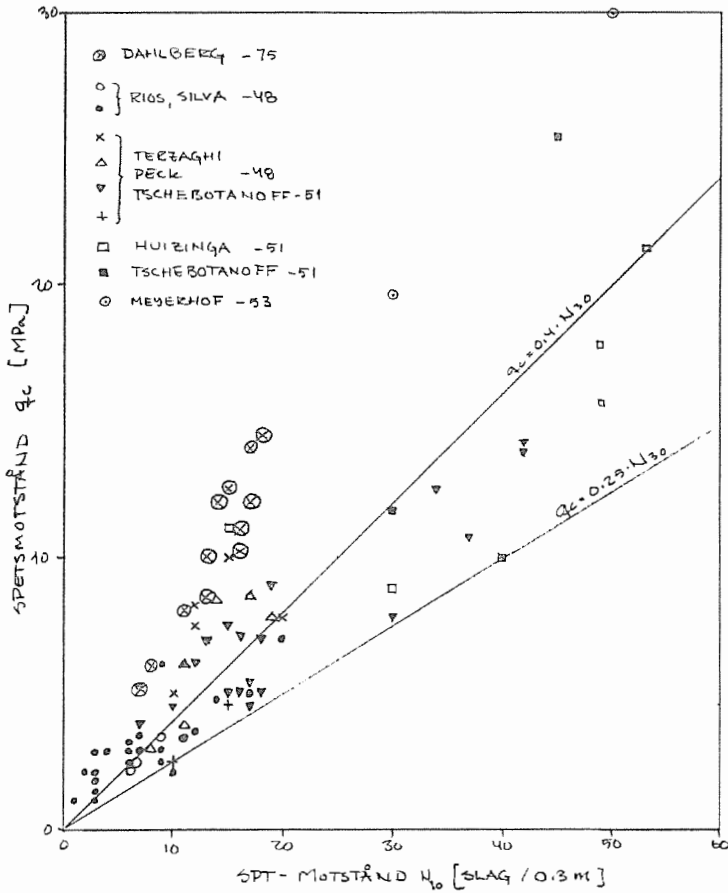
## 8. JÄMFÖRELSE MELLAN RESULTAT FRÅN OLIKA SONDERINGAR

Som framgår av bl a denna rapport förekommer ett stort antal sonderingsmetoder i världen beroende på olika traditioner och geologiska förhållanden. Det har dock varit en gemensam strävan att ur sonderingsresultat utvärdera jordens egenskaper. Det är därför naturligt att när samband mellan sonderingsmotstånd och jordparametrar presenterats har man genom jämförande sonderingar sökt överföra erfarenheterna från ett område till ett annat. Som en följd härav förekommer i litteraturen en rad rapporter med sådana jämförelser. De vanligaste hänför sig till de vanligaste sonderingsmetoderna, SPT-försök och spetstrycksondering.

### 8.1 Jämförelse mellan SPT-försök och spetstrycksondering

Samband mellan SPT-försök och spetstrycksondering har redovisats av ett flertal forskare. Sambanden kan redovisas på formen  $q_c = k \cdot N_{30}$  ( $q_c$  i MPa och  $N_{30}$  i slag/0,3 m). Tex har Meyerhof (1956) gjort en sammanställning av ett flertal forskares resultat FIGUR 33. I diagrammet redovisas också resultat från undersökningar av Dahlberg (1975). Enligt denna, som omfattar lös till fast sand, bedöms en undre gräns för faktorn  $k$  vara 0,25 medan medelvärdet antas vara ca 0,4. I en senare

sammanställning har Meyerhof (1976) redovisat nedanstående TABELL 18 som anger k-värden enligt flera forskare och för flera olika jordar.



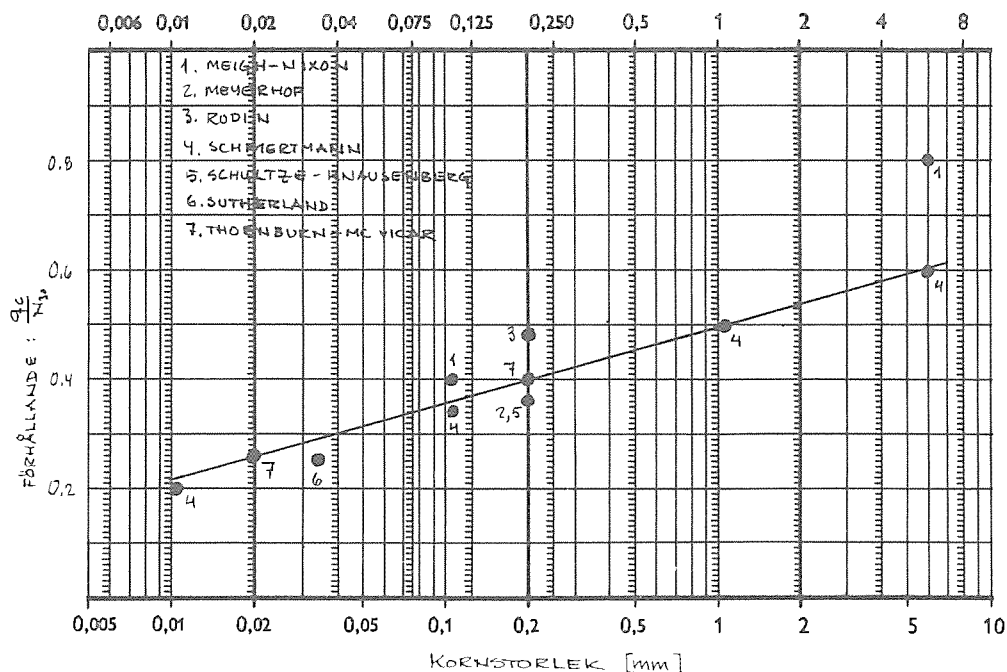
FIGUR 33. Samband mellan spetstrycksondering och SPT-försök enligt Meyerhof (1956) och Dahlberg (1974).

TABELL 18. Sammanställning av jämförelser mellan SPT-försök och spetstrycksonderingsresultat enligt Meyerhof (1976).

Författare	år	k	jordart m m
C L Crowther	1963	0,24	silt, amerikansk trycksond efter den holländska
Lacroix	1972	0,6	finsand
"-	1972	0,8	sand
Schmertmann	1970	0,2	silt, sandig silt
"-	1970	0,3- 0,4	fin-mellansand, ngt siltig sand
"-	1970	0,5- 0,6	grovsand, ngt grusig sand
"-	1970	0,8- 1,0	sandigt grus och grus
Dahlberg	1974	0,6- 0,7	sand
Meyerhof	1956	0,4	

Som framgår av TABELL 18 visar Schmertmanns undersökningar (1970) att konstanten k varierar med jordarten så att ju grövre jord desto högre värde på konstanten k. En mer detaljerad studie av detta jordartsberoende has gjorts av Rodin et al (1974). Enligt denna undersökning varierar k från 0,2 i silt till 0,6 å 0,8 i grus, jfr FIGUR 34. Vid användning av de ovan redovisade sambanden mellan SPT-försök och spetstrycksonderingsresultat måste man beakta att undersökningarna har utförts med olika slag av utrustningar vilka ej alltid stämmer med idag gällande europeisk standard.





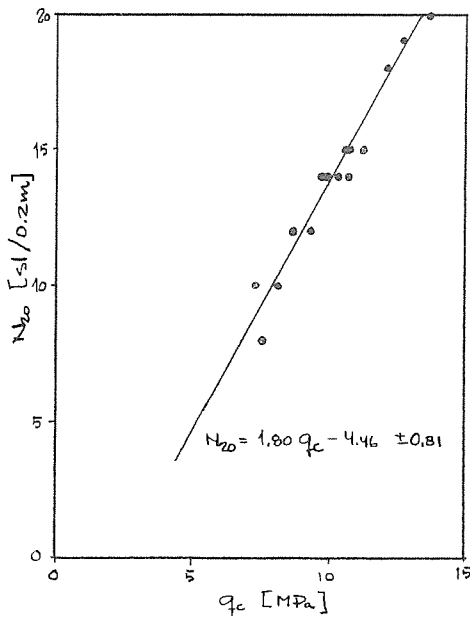
FIGUR 34. Samband mellan koefficienten  $k$  och jordarten enligt Rodin et al (1974).

## 8.2 Jämförelse mellan hejarsondering och spetstrycksondering

Inom ramen för Svenska geotekniska föreningens Sonderingskommitté verksamhet utfördes redan under 60-talet vissa jämförelser mellan olika sonderingsmetoder, t ex Rehnman & Wennerstrand (1965). Dessa studier, som bl a omfattade jämförelser mellan hejarsondering och trycksondering (SGI maskinsond) ledde dock till den slutsatsen att mer objektiva undersökningsmetoder (utrustningar) måste tas fram innan sådana jämförelser varmeningsfulla. Som en följd härav har också hejarsondering typ HfA och spetstrycksondering utvecklats och standardiserats. Med dessa utrustningar har Dahlberg (1974), som en del i sitt omfattande undersökningsmaterial, jämfört hejarsondering (HfA)

med spetstrycksondering, jfr FIGUR 35. Det skall dock observeras att spetstrycksonden ej är helt identisk med svensk geoteknisk standard idag. Resultatet visar att det i det undersökta materialet finns ett entydigt samband mellan hejarsonderingsmotståndet och spetstrycksonderingsmotståndet.

Under senare tid har flera liknande jämförelser gjorts bl a vid SGI men dessa har ännu ej sammanställts och publicerats.



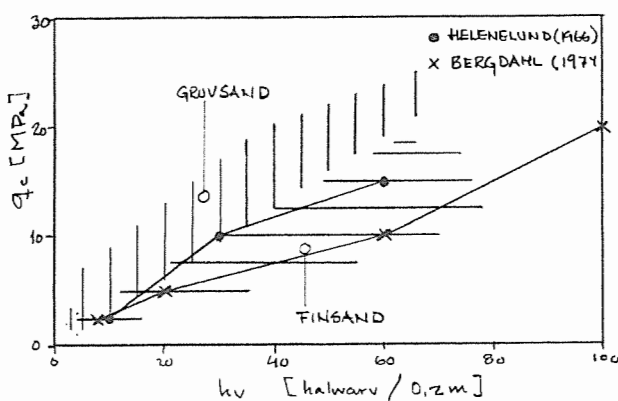
FIGUR 35. Samband mellan spetstrycksonderingsmotstånd  $q_c$  och hejarsonderingsmotstånd  $N_{20}$  enligt Dahlberg (1975).

### 8.3 Jämförelse mellan viktsondering och spetstrycksondering

I litteraturen finns endast ett fåtal direkta jämförelser mellan viktsondering och spetstrycksondering. Text visar Tammerinne (1974) resultat från undersökningar i en finsand och en grovsand, FIGUR 36. Dessa

resultat visar att man även mellan dessa båda sonderingsmetoder har ett jordartsberoende. Sålunda erhålls för ett visst spetsmotstånd  $q_c$  ett högre viktsonderingsmotstånd i finsand än i grovsand. Om man omvänt har uppmätt ett visst viktsonderingsmotstånd för att därav bestämma tillåtet grundtryck kommer man i finsand att erhålla en lägre säkerhetsfaktor än i grovsand. Detta resonemang förutsätter att  $q_c$  bättre svarar mot jordens egenskaper än viktsonderingsmotståndet.

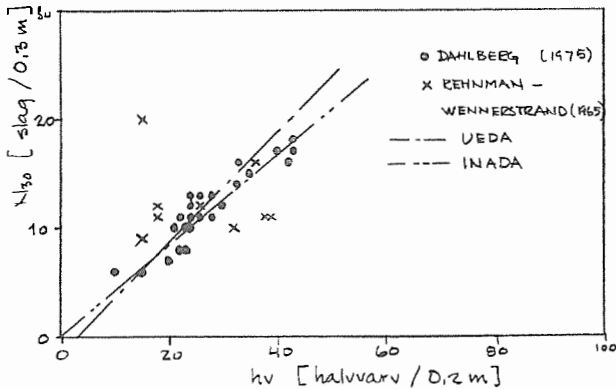
För jämförelse har i FIGUR 36 även inritats de samband mellan viktsonderingsmotstånd och spetsmotstånd som kan härledas från Helenelund (1966) och Bergdahl (1974).



FIGUR 36. Samband mellan spetsstrycksotteringsmotstånd  $q_c$  MPa och viktsonderingsmotstånd i sand enligt Tammerinne (1974) m fl.

#### 8.4 Jämförelse mellan viktsondering och SPT-försök

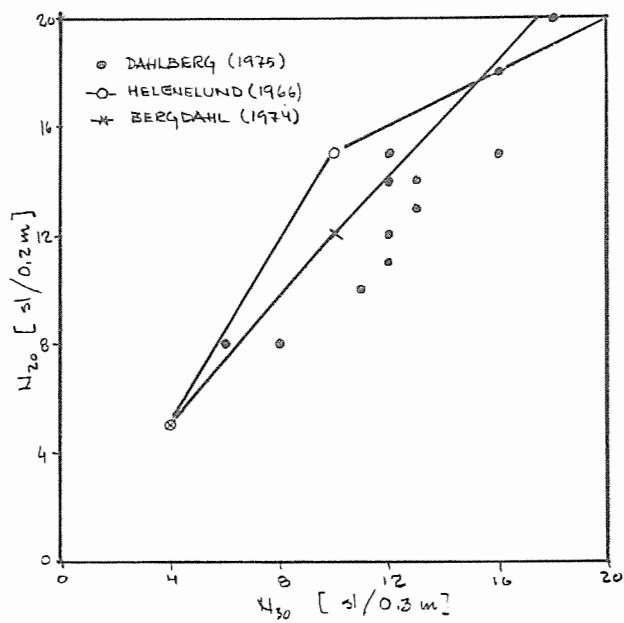
I FIGUR 37 har gjorts en sammanställning av de jämförelser mellan viktsondering och SPT-försök som påträffats vid litteraturstudien. Det framgår här att resultaten från Dahlberg (1975) och dem från Japan stämmer väl överens medan några resultat enligt Rehnman och Wennerstrand (1965) visar avvikande resultat.



FIGUR 37. Förhållande mellan svensk viktsondering och SPT-försök i sand.

#### 8.5 Jämförelse mellan hejarsondering och SPT-försök

Jämförelsen mellan hejarsondering och SPT-försök är av stor betydelse för oss eftersom denna utgör en bas för överföring av den erfarenhet som finns knuten till SPT-försök till svenska förhållanden. Emellertid finns få sådana jämförelser gjorda. I FIGUR 38 redovisas resultaten från Dahlberg (1975) och de som gjorts av Helenelund (1966) och Bergdahl (1974). Eftersom jämförelsematerialet är begränsat bör man här eftersträva ytterligare undersökningar bl a för fastare jord. Resultaten tyder på att hejarsonderingsmotståndet  $N_{20}$  (slag/0,2 m) nära överensstämmer med  $N_{30}$  (slag/0,3 m). Detta kan synas något egendomligt, eftersom fallhöjden vid SPT-försök är 50% högre än vid hejarsondering.



FIGUR 38. Förhållande mellan hejarsondering enligt metod HfA och SPT-försök i sand.

## 9. SLUTSATSER

Denna rapport redovisar hur sonderingsmetoder kan användas för utvärdering av främst friktionsjords egenskaper och hur beräkning av sättningar vid plattgrundläggning i sandjord kan utföras på basis av sonderingsresultat

Den utförda litteraturstudien visar att det finns ett flertal möjligheter att med ledning av resultat från statistiska eller dynamiska sonderingar utvärdera jords egenskaper t ex friktionsvinkel, relativ lagringstäthet och sättningsmodul. Vidare anvisas metoder för beräkning av tillåtet grundtryck och sättningar för plattfundament.

### 9.1 Bestämning av friktionsvinkel $\phi$

Enligt en sammanställning av Muromachi et al (1974) kan sands friktionsvinkel bestämmas direkt ur resultat från SPT-försök även om spridningen i resultaten är förhållandevis stor. Jfr FIGUR 1. I medeltal kan friktionsvinkeln uppskattas ur formeln:

$$\phi^{\circ} = 20 + 3,5\sqrt{N_{30}}$$

där  $N_{30}$  = antal slag per 0,30 m sjunkning enligt SPT-försök för  $5 \leq N_{30} \leq 50$ .

Spridningen kan uppskattas till  $\pm 5^{\circ}$ . En del av denna spridning kan anses bero på att man vid SPT-försök använt olika utrustningar och olika håltagningsmetoder.

Eftersom SPT-försök normalt ej utförs i Sverige har man gjort vissa jämförelser mellan SPT-försök och hejarsonderingresultat enligt metod HfA. Tyvärr är antalet sådana jämförelser begränsat men preliminärt

kan man anta att

$$N_{20} \approx N_{30}$$

där  $N_{20}$  = hejarsonderingsmotståndet enligt svensk geoteknisk standard metod HfA: slag 10,2 m.

Vid hejarsondering bör endast spetsmotståndet användas, dvs mantelfriktionen bör subtraheras från totalmotståndet.

Ett flertal samband mellan spetsmotståndet  $q_c$  från spetstrycksondering och friktionsvinkeln i sand finns också sammanställda i denna rapport. Den bästa överensstämmelsen har uppnåtts med den av Meyerhof (1976) föreslagna kurvan. Jfr FIGUR 23. Denna ansluter nära till sambandet:

$$\phi^{\circ} = 29 + 2,5 \sqrt{q_c}$$

där  $q_c$  anges i MPa. Sambandet kan anses gälla inom området  $2 \text{ MPa} \leq q_c \leq 40 \text{ MPa}$ . För att få fram friktionsvinkeln i annan friktionsjord än ren sand bör man enligt Meyerhof öka friktionsvinkeln i sandigt grus med  $5^{\circ}$  medan den i siltig sand bör minskas med  $5^{\circ}$ .

## 9.2 Bestämning av lagringstäthet, $D_r$

Denna genomgång har visat att sonderingsmotståndets variation med relativa lagringstätheten i hög grad beror av jordens sammansättning och överlagringstrycket i jorden. Skall en sådan bestämning göras bör kalibrering med densitetsbestämning på annat tillförlitligt sätt först göras i den aktuella jorden.

Normalt är dock lagringstätheten ointressant ur ingenjörsmässig synpunkt eftersom den ju endast är en av de parametrar som bestämmer jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper.

Emellertid finns det behov av att klassa friktionsjord efter fasthet på sätt som normalt görs i andra länder enligt t ex Terzaghi-Peck (1948). Jfr TABELL 19. Detta bör dock ej kallas relativ lagringstäthet utan förslagsvis relativ fasthet som kan sägas motsvara vissa hållfasthets- och deformationsegenskaper.

TABELL 19. Förslag till indelning av sand efter relativ fasthet.

Relativ fasthet	$q_c$ , MPa	<sup>*)</sup> $N_{30}$ slag/ 0,3 m	<sup>**)</sup> $N_{20}$ slag/ 0,2 m	hv/0,2 m
Mkt löst	<2,5	>4		<10
Löst	2,5-5,0	4-10		10-30
Medelfast	5,0-10,0	10-30		30-60
Fast	10,0-20,0	30-50		60-100
Mkt fast	>20,0	>50		>100

<sup>\*)</sup> Slag per 0,3 m sjunkning vid SPT-försök

<sup>\*\*)</sup> Slag per 0,2 m sjunkning vid HfA-sondering. (Vid stora djup skall detta värde reduceras så att det endast avser spetsmotståndet.)

Det skall dock anmärkas att den i TABELL 19 angivna indelningen i fasthetsklasser ej stämmer överens med de uppgifter om friktionsjords fasthet som anges i svenska normer. Det är dock önskvärt att vi gör en anpassning till internationellt accepterad klassindelning.

Som ovan nämnts motsvarar dessa fasthetsvärden i sand en viss hållfasthet och en viss kompressibilitet i den genomsonderade jorden. På basis av den gjorda undersökningen har i nedanstående TABELL 20 gjorts en sammanställning av de värden på inre friktionsvinkel och sättningensmodul i sand som författarna idag finner mest relevanta.



TABELL 20. Förslag till bedömning av inre friktionsvinkel och sättningsmodell efter relativ fasthet.

Relativ fasthet	Inre friktionsvinkel (°)	Sättningsmodul E (MPa)
Mycket löst	<30	<10
Löst	30-33	10-20
Medelfast	33-38	20-30
Fast	38-42	30-60
Mycket fast	<42	>60

Eftersom bedömningarna ur SPT-försök respektive spetsstrycksonderingar ej är helt överensstämmande har i TABELL 20 angivits ungefärliga medelvärden för friktionsvinklar och sättningsmoduler. De sålunda angivna värdena bör tills vidare normalt användas endast för överslagsberäkningar.

Vid utvärdering av jordens fasthet enligt TABELL 19 ovan bör man välja det lägsta av erhållna värden om flera sonderingsmetoder använts. Spetstrycksondering anses ge de mest relevanta värdena. Viktsondering kan ge för höga värden i grovt grus och i siltig jord, dvs sonderingsmotståndet blir ofta högre än vad som motsvarar jordens hållfasthets- och kompressionsegenskaper.

### 9.3 Bestämning av sättningsmodul, E

Undersökningen har visat att det förekommer ett stort antal redovisade samband mellan sonderingsmotstånd och sättningsmodul för såväl statiska som dynamiska sonderingsmetoder. Spridningen i resultaten är dock betydande. Detta antas bero dels på olikheter i sonderingsmetoderna, dels på olikheter att bestämma sättningsmodulen (skruvplatta, plattförsök, ödometer).

Anmärkningsvärt är den stora skillnaden mellan de sättningsmoduler som erhålls ur SPT-försök respektive spetstrycksondering. De förra är ofta väsentligt högre än de som erhålls med spetstrycksondering förutsatt att de normala relationerna mellan  $q_c$  och  $N_{30}$  antas gälla. De i TABELL 20 angivna värdena är därför ungefärliga medelvärden, huvudsakligen baserade på resultat från undersökningar med spetstrycksönd.

### 9.4 Bestämning av plattors bärförmåga eller tillåtet grundtryck

Såväl för dynamiska som statiska sonderingsmetoder finns metoder för att direkt ur sonderingsresultat och geometriska förhållanden beräkna bärförmågan eller det tillåtna grundtrycket för plattor på friktionsjord. Flera av dessa tar hänsyn till uppkommande sättningar så man erhåller tillåtna grundtryck vid en maximal sättning av 25 mm. Den direkta kopplingen mellan sonderingsmotstånd och tillåtet grundtryck förefaller vara bättre än den tvåpunktsbegränsning som finns i såväl SBN 80 som i Bronormerna.

Om angivna relationer mellan viktsonderingsmotstånd och resultat från SPT-försök eller spetstrycksondering antas gälla, erhåller man med de redovisade utländska dimensioneringsmetoderna ofta förhållandevis låga grundpåkänningar.

### 9.5 Beräkning av grundplattors sättning i sand

Ett flertal metoder för sättningsberäkning för grundplattor på sand har sammanställts i rapporten både för statisk och dynamisk sondering. För att belysa användningen av dessa har ett exempel med en tänkt grundplatta genomräknats. Resultaten av dessa beräkningar tyder på att flera av dessa metoder ger rimliga värden på sättningarna medan andra bedöms ge för stora sättningar.

Motsvarande metoder för sättningsberäkning används normalt ej i Sverige idag, varför detta avsnitt bedöms vara av särskilt stort värde.

### 9.6 Bedömning av jordart

För spetstrycksondering redovisas en del erfarenheter av hur man ur förhållandet mellan den lokala mantelfriktionen och spetsmotståndet, FR, kan avgöra vilken jordart sondspetsen befinner sig i. Redovisade erfarenheter stämmer ej med svenska erfarenheter i absoluta tal men de inbördes relationerna är riktiga, dvs ju grovkornigare jord desto lägre värde på FR.

### 9.7 Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet

I många länder används spetsmotståndet för trycksond för att bestämma den odränerade skjuvhållfastheten i lera. Spridningen i resultaten är dock som vanligt stor. Normalt anses dock

$$q_c = 15 c_u$$

för leror med skjuvhållfasthet större än 50 kPa. Vid lösare leror bedöms bl a sensitiviteten ha en stor inverkan, varför resultatet blir osäkrare.

### 9.8 Jämförelser mellan resultat från olika sonderingar

Studien visar också att det genom jämförelser mellan olika sonderingsresultat finns möjlighet att över-

sätta resultat från en typ av sondering till motstånd för en annan metod. Sambanden är emellertid ej unika utan beroende av den aktuella jordarten.

Dessa översättningsmöjligheter är en förutsättning för att man skall kunna överföra erfarenheter som knyts till en metod, t ex SPT-försök, till svenska förhållanden. Genom att samla jämförelser mellan resultat från olika sonderingar i olika jordar bedöms det möjligt att överföra erfarenheter från t ex dimensionering av grundplattor och sättningsberäkning för dessa till svenska sonderingsmetoder och jordar.

10. FÖRSLAG TILL FORTSATT FORSKNINGS- OCH  
UTVECKLINGARBETE

Den här redovisade studien har visat att sonderingsresultat i stor utsträckning används för utvärdering av jords egenskaper i andra länder. Så borde också kunna bli fallet i Sverige, speciellt sedan vi nu efter många år fått en god sonderingsstandard med mer objektiva metoder.

Härför erfordras att vi under en period systematiskt söker göra jämförelser mellan typiskt svenska metoder som viktsondering och hejarsondering samt nyare metoder som spetstrycksondering och SPT-försök. Sådana jämförelser är också nödvändiga för att vi skall kunna berika de svenska grundläggningsreglerna till att omfatta något mer än fasthet uttryckt i 0, 10, 15 eller 30 halvvarv/0,2 m.

Eftersom de utomlands använda dimensionerings- och beräkningsmetoderna inte ger entydiga resultat är det också av betydelse att vi genom många försök, t ex plattförsök och uppföljningar av färdiga konstruktioner, prövar olika utländska metoder för att därigenom få fram lämpliga undersöknings- och beräkningsmetoder. Härigenom skulle man kunna få en anpassning av de svenska grundläggningsreglerna till jords egenskaper. Av speciellt intresse bedöms metoderna för sättningsberäkning i friktionsjord vara för den svenska marknaden eftersom vi idag saknar lämpliga sådana metoder.

Av intresse är också att studera de nuvarande tillåtna grundpåkänningarna enligt Svensk Byggnorm i jämförelse med internationellt använda. Kanske har vi här ett kunnande som kan exporteras?

Vidare bör jämförelser göras med insituprovningsmetoder, t ex pressometer- och skruvplatteförsök i friktionsjord och vingprovning i lerjord för att söka bedöma sonderingsmetodernas begränsning jämfört med dessa metoder.

## 11. LITTERATURFÖRTECKNING

- Al-Awkati Z (1975): On Problems of Soil Bearing Capacity at Depth, Duke University, at Durham, N.C.
- Alemayehu Teferra (1976): Beitrag zur mittelbaren Bestimmung des Steifemoduls aus Sondierungen in nichtbindigen Böden. Die Bautechnik.
- Bazaraa, A.R.S. (1967): Use of the SPT for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand. Thesis, Univ. Illinois, Urbana, Ill. 381 pp.
- Begemann, H.K.S.P. (1965): The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng., Vol. 1, Montreal.
- Bergdahl U (1974): Penetration tests in cohesionless soils in Sweden. Borros AB, Stockholm.
- Bergdahl U: Interpretation of static cone penetrometer tests for foundation design. Swedish geotechnical institute.
- Bergdahl U, Dahlberg R (1973): Utveckling av den svenska hejarsonderingsmetoden, BFR rapport R 72:1973.
- Bergdahl U, Möller B (1980): Utveckling av hejarsonderingsmaskin för jordparameterbestämning. STU-rapport 77-4188.
- Byers R K, Chabai A J (1977): Penetration calculations and Measurements for a Layered Soil Target. Int. J. for Numerical and analytical methods in geomechanics, Vol 1, No 2.
- Dahlberg R (1974): Penetration Testing in Sweden. ESOPT Vol 1, Stockholm.
- Dahlberg R (1975): Settlement characteristics of pre-consolidated natural sands. BFR document D1:1975.
- Dayal U, Allen J H, Jones J M (1975): Use of an impact penetrometer for the evaluation of the in-situ strength of marine sediments. Marine Geotechnology, Vol 1, No 2.
- Dayal U, Allen J H (1975): The effect of penetration rate on the strength of remoulded clay and sand samples. Canadian Geotechnical Journal, Vol 12, No 3.
- De Beer E E (1945): Etudes des Fonditions fur pilotis et des Fondation directes. Annal des Travaux Publics de Belgique. Brussels.

- De Beer E E (1967): Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. Proc. Symp. Bear. Cap. Settl. Found. Duke Univ. 1967, Lecture 3, pp 15-33.
- Durugunough H T, Mitchell J K (1975): Static penetration resistance of soils. Conference on in-situ measurement of soil properties, North Carolina State University. Proceedings Vol 1.
- Eide O (1974): Correlation between Cone Tip Resistance and Field Vane Shear Strength, ESOPT Proc. Vol 2:1, Stockholm.
- Francke E (1973): Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von nicht-bindigen Baugrund durch Sondierungen.
- Garvad T E A (1976): Standard penetration resistance in cohesionless soils. Soils and Foundations, Vol 16, No 4.
- Hansbo S (1975): Användning av trycksonderingsutrustning typ Nilcon vid grundundersökning. Särtryck och Preliminära Rapporter nr 58. Statens geotekniska institut.
- Helenelund K V (1966): On the bearing capacity of frictional soils (på finska). VTT Sarja III Rohennus 97.
- Holden J C (1975): Research on performance of soil penetrometers. Country roads board of Victoria.
- Holden J C (1975): The determination of deformation and shear strength parameters for sands using the electrical friction-cone penetrometer. Nordisk geoteknikermöte i Köpenhamn.
- Holm G (1979): Trycksond, en studie av förutsättningar för fortsatt standardisering. Opublicerad.
- Jorden E E (1977): Settlement in sand - methods of calculating and factors affecting. Ground Engineering 10.
- Kallstenius T (1961): Development of two modern continuous sounding methods. Proc. 5th ICSMFE, Paris.
- Krämer H J (1977): Vergleichende Untersuchungen von Rammsonden mit verschiedenen Fallgewichten und Spitsquerschnitten. Baumachine und Bautechnik, April.
- Krämer H J (1977): Sondierwiderstand-Grabwiderstand. Baumachine und Bautechnik, November.
- L'Herminier R (1961): Cours de Méchanique des Sols au Centre des Hautes Etudes des Construction, Paris.

- Louw J M (1977): Estimating settlements on cohesionless soils from SPT data. Die Siviele Ingenieur in Suid-Afrika, December.
- Marcuson W F, Bieganousky W A (1977): Laboratory standard penetration tests on fine sands. ASCE Geotechnical Engineering Division Vol 103, No GT6, June.
- Marcuson W F, Bieganousky W A (1977): SPT and relative density in coarse sands. ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol 103, No GT 11, November.
- Martin R E (1977): Estimating foundation settlements in residual soils. ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol 103, No GT 3, March.
- Meyerhof G G (1956): Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. ASCE Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 82, No SM 1, Jan.
- Meyerhof G G (1965): Shallow foundations, ASCE Vol 91. SM 2, pp 21-31.
- Meyerhof G G (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundations. ASCE Geotechnical Engineering Division. Vol 102, No GT 4, March.
- Michell J K, Lunne T A (1978): Cone resistance as measure of sound strength. ASCE Geotechnical Engineering Division, No GT 7, July.
- Muhs, H , Weiss, K (1971): Untersuchungen von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeten Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. Berichte aus der Bauforschung, Heft 69, Berlin.
- Muromachi, T , Oguro, I , Miyashita, T (1974): Penetration testing in Japan. Proc. Europ. Symp. on Penetr. Test. Vol I, Stockholm.
- Möller, B (1980): Bedömning av lerors sensitivitet ur vikt- och trycksonderingsresultat. Statens geotekniska institut, Varia, Linköping.
- Parry, R (1971): A direct method of estimating settlement in sands from SPT-values. Proc. Conf. Midlands Soil Mech. and Found. Eng. Soc. pp. 29-37. Birmingham.
- Parry, R (1977): Estimating bearing capacity in sand from SPT-values. ASCE, GT9, 1014-1019.



- Peck R, Hanson W E, Thornburn T H (1959, 1974): Foundation Engineering, John Wiley & Sons, New York.
- Pile K C (1975): Correlation between actual and predicted settlements for a large test footing. Australia-New Zealand conference on geomechanics, 2, Brisbane.
- Rehman S-E, Wennerstrand J (1965): Jämförelser mellan olika sonderingsmetoder. Examensarbete i geoteknik Kungl tekniska högskolan, Stockholm.
- Rodin et al (1974): Penetration testing in United Kingdom. ESOPT Vol 1, Stockholm.
- Sanglerat G (1972): The penetrometer and soil exploration, Amsterdam.
- Schmertmann J H (1970): Static cone to compute static settlement over sand. ASCE Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 96, No SM 3, May.
- Schmertmann J H (1975): The Measurement of In-Situ Shear Strength. Proceedings ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, Vol 2.
- Schmertmann J H (1976): An updated correlation between relative density  $D_r$  and Fugro-type electric cone bearing,  $q_c$ . Contract report DACW 39-76-M 6646. Waterways Experiment Station, Vicksburg. Miss.
- Schmertmann J H, Hartmann J P, Brown P R (1972): Improved strain influence factor diagrams. ASCE Geotechnical Engineering Division No GT 8, Aug.
- Schultze E, Melzer K-J (1965): The determination and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings. Proceedings of the sixth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Canada.
- Schultze E, Sherif G (1973): Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. Proc. 8th ICSMFE Moscow (1.3), 225-230.
- Tammerinne M (1973): Bestämning av torrdensitet hos sand- och grusjordarter samt grova siltjordarter på grund av sonderingsmotståndet. Nordisk geoteknikermöte i Trondheim. 24-26 Augusti 1972, Oslo.
- Tammerinne (1974): Relation between Swedish weight sounding and Static penetration test resistance of two sands. ESOPT Vol 2:1, Stockholm.

- Tassios, T P, Anagnostopoulos (1974): Penetration Testing in Greece. Proc. Europ. Symp. on Penetration Testing, Vol I, Stockholm.
- Terzaghi K (1943): Theoretical Soil Mechanics. Chapman & Hall Ltd, London.
- Vesic A S (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass. ASCE Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 98, No SM3.
- ESOPT (1974) Proceedings of the European symposium on penetration testing in Stockholm June 5-7, Vol 1, 2:1, 2:2.
- Report of the Sub-Committee on the penetration test for use in Europe. Proc. IXth ICSMFE, Tokyo, 1977.
- Svenska Geotekniska Föreningen (1979): Rekommenderad standard för sondering.



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT  
Swedish Geotechnical Institute  
S-581 01 Linköping  
Tel: 013/11 51 00

Serien "Rapport" ersätter våra tidigare serier: "Proceedings (27 nr)", "Särtryck och Preliminära rapporter" (60 nr) samt "Meddelanden" (10 nr).

The series "Report" supersedes the previous series: "Proceedings (27 Nos)", "Reprints and Preliminary Reports" (60 Nos) and "Meddelanden" (10 Nos).

#### RAPPORT/REPORT

No.	År	Pris kr (Sw.crs)
1. Grundvattensänkning till följd av tunnelsprängning. <i>P. Ahlberg, T. Lundgren</i>	1977	50:-
2. Påhängskrafter på långa betongpålar. <i>L. Bjerin</i>	1977	50:-
3. Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. <i>K.V. Helenelund</i>	1977	30:-
4. Basic behaviour of Scandinavian soft clays. <i>R. Larsson</i>	1977	40:-
5. Snabba ödometerförsök. <i>R. Karlsson, L. Viberg</i>	1978	25:-
6. Skredriskbedömningar med hjälp av elektromagnetisk fältstyrkemätning - provning av ny metod. <i>J. Inganäs</i>	1978	40:-
7. Förebyggande av sättningar i ledningsgravar - en förstudie. <i>U. Bergdahl, R. Fogelström K.-G. Larsson, P. Liljekvist</i>	1979	40:-
8. Grundläggningskostnadernas fördelning. <i>B. Carlsson</i>	1979	25:-
9. Horisontalarmerade fyllningar på lös jord. <i>J. Belfrage</i>	1981	50:-

## RAPPORT/REPORT

No.		År	Pris kr (Sw.crs)
10.	Tuveskredet 1977-11-30 Inlägg om skredets orsaker.	1981	50:-
11a.	Tuveskredet geoteknik		
11b.	Tuveskredet geologi	1981	50:-
11c.	Tuveskredet hydrogeologi	1981	40:-
12.	Drained behaviour of Swedish clays. <i>R. Larsson</i>	1981	50:-
13.	Long term consolidation beneath the test fills at Väsby, Sweden <i>Y.C.E. Chang</i>	1981	100:-
14.	Bentonittätning mot lakvatten <i>T. Lundgren, L. Karlqvist, U. Qvarfort</i>	1982	60:-
15.	Kartering och klassificering av lerområdets stabilitetsförut- sättningar. <i>L. Viberg</i>	1982	80:-
16.	Geotekniska fältundersökningar. Metoder - Erfarenheter - FoU-behov. <i>E. Ottosson (red.)</i>	1982	60:-
17.	Symposium on Slopes on Soft Clays.	1983	190:-
18.	The Landslide at Tuve November 30 1977. <i>R. Larsson, M. Jansson</i>	1982	75:-
19.	Släntstabilitetsberäkningar i lera Skall man använda totalspänningsanalys, effektivspänningsanalys eller kombinerad analys? <i>R. Larsson</i>	1983	60:-
20.	Portrycksvariationer i leror i Göte- borgsregionen. <i>J. Berntson</i>	1983	150:-
21.	Tekniska egenskaper hos restpro- dukter från kolförbränning - en laboratoriestudie. <i>B. Möller, G. Nilson</i>	1983	65:-

RAPPORT/REPORT

No.	År	Pris kr (Sw.crs)
22. Bestämning av jordegenskaper med sondering - en litteraturstudie. <i>U. Bergdahl, U. Eriksson</i>	1983	75:-



**STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT**

**Besöksadr.: Olaus Magnus väg 35, LINKÖPING**

**Postadr.: 581 01 LINKÖPING, tel 013-11 51 00**