

Hållfasthet i friktionsjord

Rolf Larsson

FÖRORD

I denna skrift informeras om de olika faktorer som bestämmer hållfastheten i friktionsjord. Med friktionsjord avses sand och grövre jord.

Hållfastheten, eller friktionsvinkeln, är en mycket betydelsefull parameter vid alla slags konstruktioner i och på friktionsjord samt vid utvärdering av naturlig släntstabilitet i denna typ av jord. Detta till trots, har friktionsvinkeln i Sverige ofta utvärderats schablonmässigt och enligt oklara regler. De senare bygger dessutom på relativt gamla undersökningar och senare tids forskningsrön har inte medtagits i bedömningarna.

För att bättre belysa hur hållfastheten i friktionsjord beror av olika faktorer har en genomgång gjorts av tillgänglig geoteknisk litteratur inom området. Ytterligare material finns inom angränsande ämnesområden som t ex vägbyggnad, men har på grund av dels olika provningsmetoder och annan nomenklatur och dels bristande tillgänglighet endast i några fall använts som komplement i denna sammanställning.

Genomgången har resulterat i modifierade empiriska samband för friktionsvinklar i olika material, vilka bland annat också tar hänsyn till mineralsammansättning och spänningsnivåer. Förslag ges också till vilka provningsmetoder som bör användas för bestämning av hållfastheten i friktionsjord och vilka parametrar som bör bestämmas.

Skriften vänder sig till alla som i sin verksamhet har anledning att försöka bedöma eller att prova hållfastheten i friktionsjord.

Linköping i maj 1989

Rolf Larsson

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

BETECKNINGAR	2
1. INLEDNING	4
2. REKOMMENDATIONER FÖR SAMBAND OCH BESTÄMNING AV FRIKTIONSVINKLAR	5
3. FAKTORER SOM PÅVERKAR FRIKTIONSVINKELN	8
4. KROSSNING	11
5. INVERKAN AV DE EGENSKAPER OCH FÖRUTSÄTTNINGAR SOM NORMALT... ANVÄNDS FÖR BESKRIVNING AV FRIKTIONSJORD OCH BELASTNINGSFALL	14
● Mineral	
● Kornstorlek	
● Gradering	
● Kornform	
● Vätning	
● Anisotropi	
● Packning	
● Relativ lagringstäthet	
● Plane-strain	
6. TEORIER	22
7. METODER FÖR BESTÄMNING AV FRIKTIONSVINKELN	25
8. EMPIRISKA VÄRDEN SOM TIDIGARE ANVÄNTS FÖR FRIKTIONSVINKLAR I SVERIGE	30
9. OBSERVATIONER AV FRIKTIONSVINKELNS SPÄNNINGSBEROENDE	33
10. NYARE SAMBAND	35
11. DISKUSSION AV DE NYARE SAMBANDEN	40
REFERENSER	43

BETECKNINGAR

B_R	Relativ krossning, B_T/B_P
B_P	Krossningspotential
B_T	Total krossning
c'	Hållfasthetsparameter
C_U	Graderingstal
d	Korndiameter
d_m	Medelkorndiameter (d_{50})
e	Portal
F	Faktor
I_D	Lagringstäthet
I_R	Dilatansindex
JCS	Tryckhållfasthet hos sprickvägg i berg
JRC	Råhetskoefficient för bergspricka
K	Konstant
n	Porositet
p'	Isotropt medeltryck, $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$
p'_{CRIT}	Kritiskt isotropt tryck där alla dilatanseffekter upphör, $I_R=0$
Q	Parameter i dilatansindex
R	Råhetskoefficient
S	Partikelhållfasthet, funktion av tryckhållfasthet och partikelstorlek
α	Lutningskoefficient enl. Baligh 1976
α	$\arctan (-d\varepsilon_v/d\varepsilon_y)$, vinkel som beskriver dilatansgraden
ε_1	Relativ kompression i största huvudspänningens riktning

ε_Y	Relativ skjuvdeformation
ε_V	Relativ volymändring
ϕ'	Friktionsvinkel
ϕ'_O	ϕ' vid $\sigma'_N=272$ kPa enl Baligh 1976
ϕ'_{res}	Friktionsvinkel vid residualhållfasthet i bergsprickor
ϕ'_b	Basfriktionsvinkel ($\approx \phi'_{cv}$)
ϕ'_{mob}	Mobiliserad friktionsvinkel
ϕ'_{cv}	Friktionsvinkel vid kritisk lagring (Konstant volym vid skjuvning)
$\phi'_{cv_{DSS}}$	ϕ'_{cv} utvärderat ur direkt skjuvförsök eller skjuvboxförsök
$\phi'_{cv_{TR}}$	ϕ'_{cv} utvärderat ur triaxialförsök (alternativt plane-strain försök)
ϕ'_{μ}	Friktionsvinklar innehållande olika hållfasthetskomponenter enl. Rowe 1962 ϕ'_{μ} = glidfriktion mellan två ytor av samma mineral, $\phi'_f = \phi'_{\mu} +$ förbrukad energi vid partiklarnas sidorörelser, $\phi'_r = \phi'_f + s_k$ inre dilatans
ϕ'_f	
ϕ'_r	
ϕ'_{TORR}	Friktionsvinkel i torrt material
$\phi'_{VÅT}$	Friktionsvinkel i vattenmättat material
σ'	Effektivspänning
σ'_1	Största effektiva huvudspänningen
σ'_2	Mellersta effektiva huvudspänningen
σ'_3	Minsta effektiva huvudspänningen
σ'_N	Normalspänning
τ	Skjuvspänning

Övriga beteckningar definieras direkt i de figurer eller under de formler i vilka de förekommer.

1. INLEDNING

Hållfastheten i friktionsjord anges som regel i form av en friktionsvinkel ϕ' och mobiliserbar skjuvspänning i jorden antas vara en direkt funktion av normalspänningen i glidytan σ'_N

$$\tau = \sigma'_N \tan \phi'$$

ϕ' (eller $\tan \phi'$) betraktas ofta som en materialkonstant. I mera utvecklade uttryck för friktionsvinkeln tas främst hänsyn till jordens lagringstäthet. Friktionsvinkeln uppskattas ofta ur empiriska samband och då tas ibland också hänsyn till faktorer som graderingstal, kornens rundhet och kornstorleken. Vid uppbyggande av dessa empiriska samband har dock som regel ingen hänsyn tagits till att:

- olika mineral har olika friktions-egenskaper.
- kornens rundhet också förändrar jordens packningsegenskaper.
- kornens hårdhet och sprickighet förändrar inverkan av lagringstätheten.

Detta har medfört att olika effekter har såväl underskattats som överdrivits och i en del fall kan vara rent motsatta de som anges av empirin.

En del empiriska samband avser att ge vinklar med inbyggd säkerhet att användas vid schablonberäkningar för dimensionering medan andra samband söker ge mer sanna värden. Denna skillnad framgår dock inte alltid klart.

Ett välkänt faktum är att brottgränskurvan som regel är krökt, dvs förhållandet mellan skjuvhållfasthet och normalspänning minskar med ökande spänningsnivå. Detta kan också uttryckas som att friktionsvinkeln minskar med ökande normalspänning.

Denna variation kan vara mycket stor men ingår inte på något sätt i de empiriska samband som tidigare använts i geotekniken i Sverige. Detta trots att förhållandet har varit känt åtminstone de senaste 50-åren och att det med nödvändighet beaktas t ex inom dammbyggnadstekniken där mycket stora variationer i spänningsnivåer uppstår i olika delar av höga jorddammar.

På senare tid har dock förhållandet uppmärksamats också inom svensk geoteknik. Det påverkar numera val av friktionsvinkel vid plattgrundläggning på packad sprängsten enligt Vägverkets beräkningshandledning från 1986. Samma år kom en notis från SGI om de nya empiriska samband för friktionsvinkeln i ensgraderad sand som presenterats av Bolton (1986).

Vid utvärdering av friktionsvinklar ur spetstrycksondering försöker man också internationellt beakta att spänningsnivån vid sonderingen är avsevärt högre än vid det naturliga spänningsstillståndet och att den utvärderade friktionsvinkeln kan behöva modifieras.

2. REKOMMENDATIONER FÖR SAMBAND OCH BESTÄMNING AV FRIKTIONSVINKLAR

Hållfastheten i sand och grövre jord uttrycks lämpligen med en friktionsvinkel ϕ' , vilken är en sekantvinkel. I enlighet med vad som alltmer kommit i bruk utomlands kan friktionsvinkeln ϕ' uppdelas i två komponenter; en basfriktionsvinkel som i huvudsak beror av kornens mineralsammansättning och i någon mån av kornens form samt en komponent som beror av lagringstäthet, spänningsnivå, kornhållfasthet, kornform och deformationsvillkoren vid det aktuella belastningsfallet. Friktionsvinkeln ϕ' för ett material med en bestämd kornfördelning kan då generellt uttryckas som

$$\phi' = \phi'_{cv} + \mu F I_D [(Q - \ln p') - 1]$$

$$\phi' \geq \phi'_{cv}$$

där ϕ'_{cv} = Friktionsvinkeln vid
kritisk lagring

μ och Q = Parametrar i dilatansindex
 $F = 3$ för triaxialfallet och
 5 för plane-strain.

I_D = Lagringstäthet och
 p' = Isotropt medeleffektivtryck,
 $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$

För ensgraderad sand med huvudmineralen kvarts eller fältspat kan ϕ' utvärderas empiriskt med användande av $\phi'_{cv} = 33^\circ$ för kvarts respektive 37° för fältspat, $\mu = 1$ och $Q = 10$ med p' uttryckt i kPa. Noggrannheten blir då normalt inom $\pm 2^\circ$, men felet kan bli större, speciellt för mycket rundkornig sand men också för mer kantiga korn vid låga spänningar.

För mycket rundkornigt material ökar Q något ($Q \approx 11$) medan μ minskar till mellan 0,5 och 1,0. Dessutom sjunker ϕ'_{cv} med maximalt 3° utom vid mycket höga spänningar där det förblir oförändrat.

För månggraderat material ökar främst parametern Q till cirka 12. För packade jordar måste dock hänsyn tas till vad som nämns under punkten vätning i kapitel 5.

De empiriska relationernas giltighet för spänningsnivåer under 100 kPa blir, liksom uppräkningsen för plane-strain från triaxialförsök, alltmer osäkra eftersom spänningen minskar. Det bör också observeras att det är förväntade värden på den maximala hållfastheten som uppskattas utan några inbakade säkerheter.

Vid dimensionering för grundläggning har man oftast använt betydligt lägre vinklar. Dessa lägre vinklar har varit försiktigt valda med inbakade säkerheter för bl. a. faktorer som variationer i materialegenskaper och lagringstäthet samt varierande deformationer och mobiliseringsgrad av skjuvhållfastheten i jordmassan. I en del fall har också tillåtna deformationer vägts in i bedömningen. Vid jämförelse med den maximala hållfastheten är dessa försiktigt valda friktionsvinklar normalt betydligt lägre, speciellt i fast lagrad jord vid låga spänningsnivåer, men de kan också vara för höga vid mycket höga spänningsnivåer.

Val av friktionsvinkel för beräkningar och tillhörande säkerhetsfaktor eller partialsäkerhetskoefficienter görs med ledning av det aktuella problemets natur, säkerheten i friktionsvinkelns och övriga parametrars bestämning samt erforderlig säkerhet mot brott eller stora deformationer. Vid eventuellt användande av äldre "försiktigt" valda parametrar får dessutom beaktas dels vilka säkerheter som redan är inbakade i parametrarna, dels om parametrarna verkligen är på "säkra" sidan.

Vid bedömning av friktionsvinkeln i andra friktionsjordar får beaktas att:

- ϕ'_{cv} beror på kornens mineral-sammansättning
- parametern μ kan variera med främst kornform och ytråhet och
- parametern Q varierar med kornens tryckhållfasthet, kornform och graderingstal

Dessutom får hänsyn tas till faktorer som kornstorlek, sprickighet och vattnets inverkan.

Bestämning av hållfasthetsegenskaperna för ett friktionsmaterial på laboratorium utförs lämpligen genom triaxialförsök. Försöken utförs helst med så stora prover att materialet i sin helhet provas och inga fraktioner utsluts. Provdiametern skall vara minst 20 ggr korndiametern vid ensgraderat material eller 10 ggr största kornstorlek vid månggraderat material. Alternativt kan hållfastheten i packade stenfyllningar uppskattas ur Barton & Kjaernsli's (1981) samband under förutsättning att stenmaterialets enaxiella tryckhållfasthet bestämts, (se kapitel 10).

Hållfasthetsprovning bör normalt utföras på vattenmättade prover, även om inpackningen i vissa fall görs i torrt tillstånd för att efterlikna in situ

förhållanden. Materialet bör ha haft fri tillgång till vatten i minst ett dygn innan skjuvningen utförs. Ett minimum av tre försök erfordras och nytt material måste användas vid varje försök. Försöken utförs normalt som:

1. Försök med mycket fast lagring och låg spänningsnivå ($\sigma'_3 \approx 50$ kPa)
2. Försök med mycket fast lagring och hög spänningsnivå ($\sigma'_3 \approx 1000$ kPa)
3. Försök med löst lagrat material.

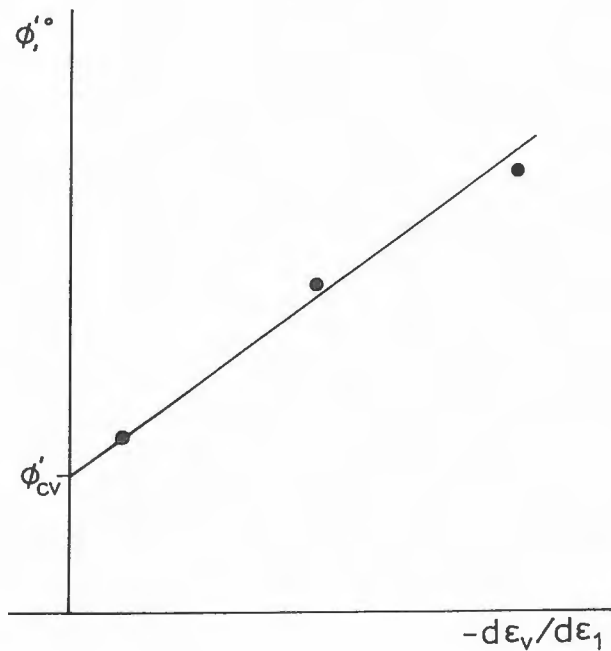
Spänningen i främst punkt 2 kan behöva modifieras för olika material så att det kritiska trycket (där ingen volymökning sker) inte överskrids. Den angivna spänningsnivån (≈ 1000 kPa) kan också behöva modifieras med hänsyn till tillgänglig utrustning och apparatur. Lägre spänningsnivåer kan användas men då ökar behovet av kompletterande försök.

Försöken utförs dränerade med konstant celltryck och kontinuerlig registrering av vertikal tillskottslast ($\sigma_1 - \sigma_3$), vertikaldeformation (ϵ_1) och volymändring (ϵ_v). Friktionsvinkeln vid brott utvärderas för de olika försöken som

$$\phi' = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

där ϕ' är en sekantvinkel

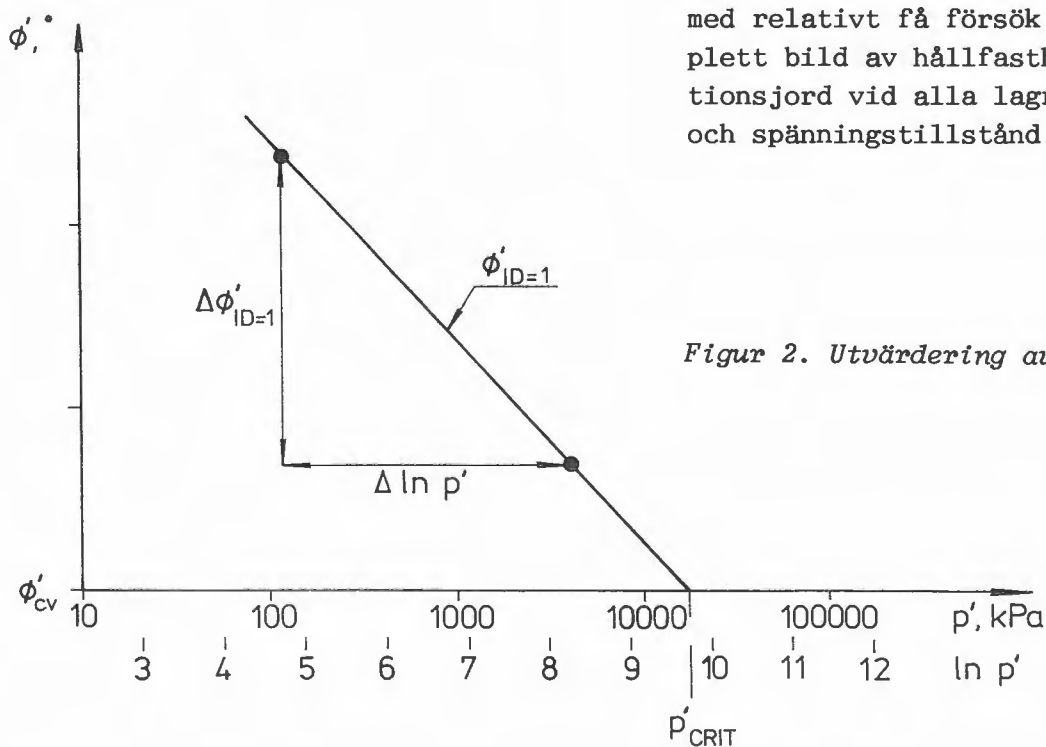
Dilatansgraden ($-\partial\epsilon_v / \partial\epsilon_1$) vid brott utvärderas för de olika försöken och plottas mot ϕ' . Därefter extrapoleras den räta sammanbindningslinjen till $\partial\epsilon_v / \partial\epsilon_1 = 0$ där ϕ'_{cv} utvärderas, Fig. 1.



Figur 1. Utvärdering av ϕ'_{cv}

De uppmätta friktionsvinklarna vid fast lagring kan nu korrigeras för variationer i lagringstätheterna i den mån de skiljer sig från 1,0 enligt

$$\phi'_{I_D=1} = \phi'_{cv} + \frac{\phi' - \phi'_{cv}}{I_D}$$



Figur 2. Utvärdering av p'_{CRIT} och μ .

där I_D = lagringstäthet efter konsolidering.

Friktionsvinklarna för fastaste lagring ($\phi'_{I_D=1}$) plottas nu mot

$\ln p'$ [$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ vid brott],

Fig. 2.

Punkterna sammanbinds och den rätta linjen extrapoleras tills den skär linjen $\phi' = \phi'_{cv}$. p'_{CRIT} utvärderas i skärningspunkten och faktorn Q beräknas som

$$Q = \ln p'_{CRIT} + 1$$

Till sist utvärderas faktorn μ ur linjens lutning som

$$\mu = \frac{\Delta \phi'_{I_D=1}}{3 \Delta \ln p'}$$

Med hänsyn till spridning i försöksresultaten är det alltid tillrådligt att utföra kompletterande försök. Även då en sådan komplettering utförs, kan man med relativt få försök erhålla en komplett bild av hållfastheten i en friktionsjord vid alla lagringstätheter och spänningstillstånd.

3. FAKTORER SOM PÅVERKAR FRIKTIONSVINKELN

Vid skjuvning i en granulär massa (bestående av korn) sker förskjutningen av de enskilda kornen genom att de rullar, glider och vrids i förhållande till varandra. Rörelseriktningen för de enskilda kornen följer minsta motståndets lag. Den går därför sällan rakt i huvuddeformationsriktningen utan rörelserna sker delvis uppåt, nedåt och tvärs deformationsriktningen beroende på förekomster av hålrum och motståndet i olika riktningar. Endast i undantagsfall med mycket avlånga partiklar och då alla partiklarna orienterats parallellt med skjuvriktningen kan en någorlunda ren glidning uppstå.

● Hålrumsförekomst

Motståndet mot skjuvdeformationer, friktionsvinkeln, beror till stor del av förekomsten av hålrum i kornmassan. Finns inte tillräckligt med hålrum tvingas jordmassan att expandera mot de omgivande spänningarna (dilatera) för att kornen skall få möjlighet att förskjutas i förhållande till varandra. Förekomsten av hålrum påverkas dels av om jorden är fast eller löst lagrad och dels av dess gradering. Fastare lagring och ökande graderingstal ger båda mindre hålrumsförekomst. Hålrumsförekomsten kan uttryckas som portal, e , eller porositet, n . Då erforderligt hålrumsinnehåll för att jorden inte skall behöva expandera varierar mellan olika jordar beroende främst på kornform och gradering, används oftare parametrarna lagringstäthet I_D och graderingstalet C_U för att beskriva dess tillstånd.

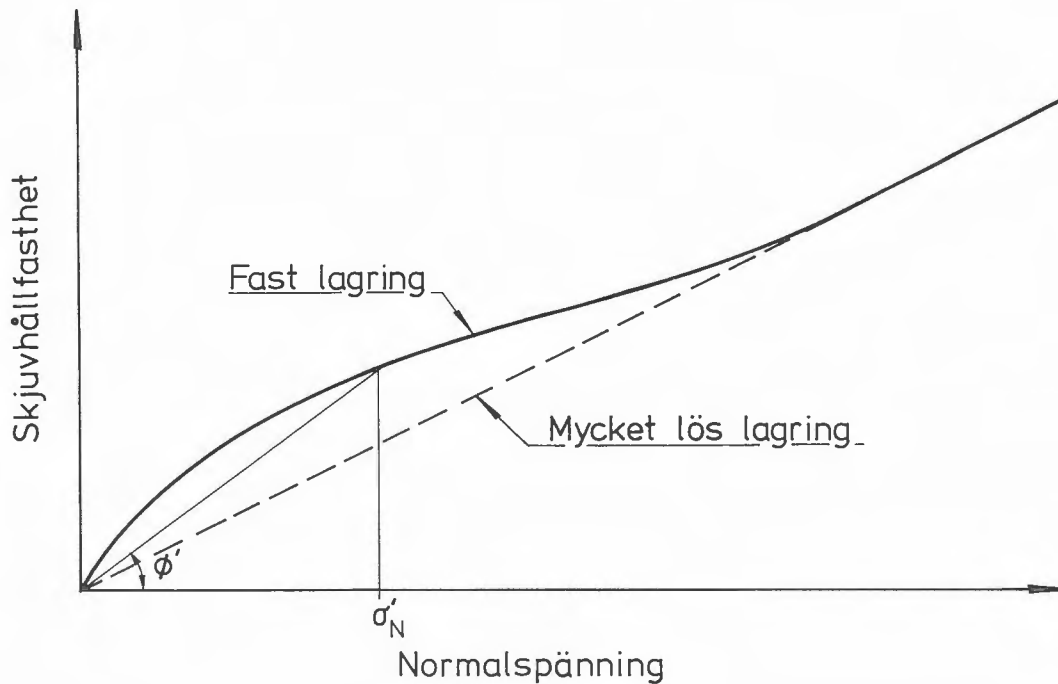
● Mineralsammansättning och kornform

Skjuvmotståndet beror också på kornens mineralsammansättning, form och ytråhet. Olika mineral har olika friktionsegenskaper. En slätare yta och rundare kornform ger lägre motstånd mot glidning, vridning och rullning. Å andra sidan ger den rundare och slätare formen bättre anliggning i kontaktpunkterna mellan kornen och risken för att kornen krossas i kontaktpunkterna minskar. Då kontaktpunkterna krossas tvingas kornen inte avvika lika mycket från huvuddeformationsriktningen som annars, varför jordmassans expansion minskar och skjuvmotståndet minskar. Krossningen minskar också med minskande kornstorlek eftersom antalet kontaktpunkter i jordmassan ökar då kornstorleken minskar.

I en del material påverkas hårdheten och krossningsbenägenheten av vatten. Vattentillsats har då ofta som effekt att hårdheten minskar och krossningsbenägenheten ökar.

Krossningsbenägenheten ökar också med ökande spänningsnivå. Vid mycket höga spänningar blir krossningen så stor att alla tendenser till expansion undertrycks oavsett hur fast lagrat materialet är.

Den sammantagna effekten av materialets tendens att dilatera vid fastare lagring och den tilltagande krossningen vid högre tryck är att sambandet mellan skjuvhållfasthet och normalspänning blir S-format, Fig. 3.



Figur 3. Samband mellan skjuvhållfasthet, normalspänning och lagringstäthet i friktionsjord.

För fast lagrad friktionsjord erhålls höga friktionsvinklar vid låga normalspänningar. Med ökande normalspänning ökar krossningen och friktionsvinkeln sjunker. Detta kan uttryckas genom att ange hållfasthetsparametrarna c' och ϕ' med giltighet för ett begränsat spänningsområde men i de flesta fall anges endast ϕ' som utvärderas som en sekantvinkel från origo. Alla friktionsvinklar som behandlas i denna skrift är sekantvinklar. Vid mycket höga tryck är krossningen så stor att ingen volymökning sker och friktionsvinkeln blir nära nog konstant och ungefär lika med den vinkel som erhålls för mycket löst lagrat material vid långt driven deformation.

Vid låga normalspänningar resulterar dilatanseffekterna i att hållfastheten vid fast lagring kan vara mer än dubbelt så hög som hållfastheten vid lös lagring. Efter att brott inträffat i det fastare materialet sjunker dock

skjuvmotståndet och närmar sig asymptotiskt hållfastheten för lös lagring allteftersom deformationen ökar.

● Anisotropi

Andra faktorer som påverkar skjuvhållfastheten är anisotropi d.v.s. olika egenskaper i olika riktningar. Vid markant avlånga partiklar med parallell orientering erhålls olika friktionsvinklar beroende på spänningarnas och deformationernas riktningar.

Detta kan också påverka hållfastheten vid stor deformation i de fall avlånga partiklar som från början haft en godtycklig orientering under skjuvningens gång får en orientering som är parallell med skjuvriktningen.

En annan typ av anisotropi beror på avsättningen. Också för mer runda korn kan en viss skillnad i hållfasthet noteras beroende på om största huvudspänningen sammanfaller med avsättningsriktningen eller avviker från denna. Likaså kan en viss inverkan av packningsmetod spåras så att t ex stampning kan ge högre friktionsvinkel än vibrering, även om lagringstätheten blir densamma. Denna inverkan är dock begränsad.

● Randvillkor

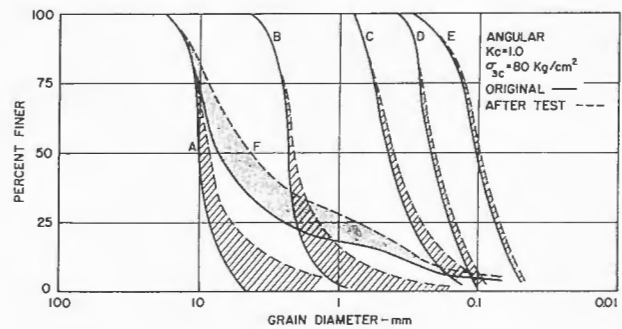
En annan faktor som starkt påverkar friktionsvinkeln är de yttre randvillkoren d.v.s. vilka begränsningar för spänningar och deformationer som råder. Det fall som normalt är relevant för in situ förhållanden är plane-strain fallet som motsvarar en långsträckt belastning. Jordmassans deformationer är då begränsade till att ske i två riktningar medan spänningarna i den tredje riktningen utvecklas så att inga deformationer uppstår i denna riktning. Detta förhållande medför att kornens rörelser begränsas och försvåras i jämförelse med triaxialfallet där rörelser kan ske i alla riktningar. Skjuvmotståndet (friktionsvinkeln) blir därmed högre vid plane-strain- än i triaxialfallet. Det senare kan dock vara relevant i speciella fall där horisontalspänningarna är lika i alla riktningar typ cirkulära eller kvadratiske plattor och silotryck eller vid sondering. De flesta bestämningar av friktionsvinklar utförs i triaxialapparat och de flesta empiriska samband hänförs till denna försökstyp varför värdena får modifieras för plane-strain fallet.

4. KROSSNING

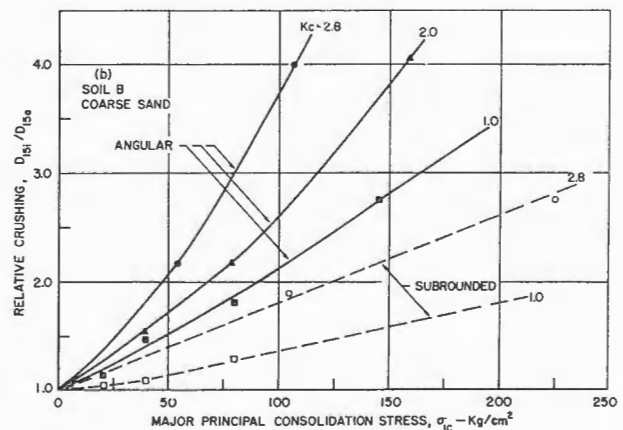
Att friktionsvinkeln minskar med ökande spänningsnivå beror i huvudsak på den krossning som inträffar vid skjuvningen och som förhindrar de dilatans-effekter som annars skulle uppstått. Krossningen kan vara mycket stor. Barton & Kjaernsli (1981) anger att normalt kan upp till 40 % av de enskilda kornen krossas. Krossningen kan dock vara total. Thompson (1971) redovisar ett fall där sprängsten av granit - gnejs, med inbäddade svaghetsplan och med stenstorleken 200 mm, vid försök bröts ned till en glimmerartad sandlik massa, vars friktionsegenskaper dessutom var avsevärt sämre än det ursprungliga bergmaterialets. Krossningen under skjuvningen kan, speciellt i ensgraderade material, vara så stor att brottdeformationen blir av en sådan storleksordning att den inte kan uppnås med den aktuella försökstypen, t ex Marsal (1971), Kjellman & Jakobson (1955).

Den första större undersökningen av krossningens storlek gjordes av Lee & Farhoomand (1967). De redovisade försök på krossad granit med olika kornstorlekar och graderingar under olika spänningsförhållanden. Krossningen mättes genom att jämföra siktkurvorna före och efter försöken och som mått valdes förhållandet mellan d_{15} före och efter försök, Fig. 4 och 5. Försöken visade att

- Krossningen ökar med ökande kornstorlek
- Krossningen ökar när graderingstallet minskar
- Krossningen ökar med ökande spänningsnivå och
- Krossningen ökar, synbarligen exponentiellt, med ökande skjuvspänningsnivå då det isotropa trycket är detsamma.



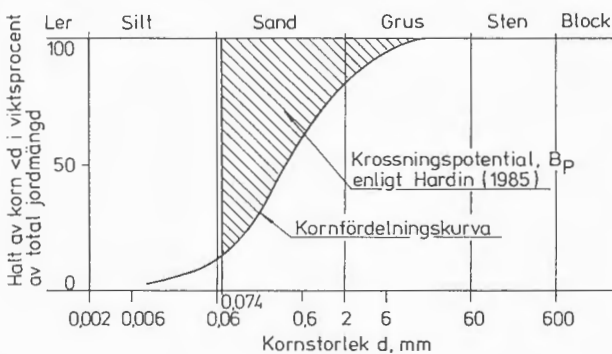
Figur 4. Siktkurvor före och efter skjuvförsök på material med olika initieell kornstorlek enligt Lee & Farhoomand (1967).



Figur 5. Relativ krossning för sand med kantiga respektive rundade korn vid olika spänningstillstånd enligt Lee & Farhoomand (1967).
 $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$.

Försök utfördes också på korn som i laboratoriet rundats genom nötning. De visade att krossningen minskade starkt med ökande rundning. Försöksförfarandet var något omdiskuterat på sin tid.

En stor sammanställning av krossning i olika friktionsmaterial gjordes av Hardin (1985). Hardin definierade en krossningspotential B_p som ytan i diagrammet för kornstorleksfördelning mellan siktcurvan och den vertikala linjen för $d = 0,074$ mm, Fig. 6. Denna gräns valdes delvis på grund av att den i USA är nedre gränsen för siktnings och sandfraktionen, delvis på den empiriska observationen att krossningen i siltfraktionen är mycket liten.



Figur 6. Krossningspotential enligt Hardin (1985).

Vidare definierades total krossning B_T som skillnaden i B_p före och efter försöken. Den relativa krossningen B_R är B_T / B_p .

Genom studier av den krossning som rapporterats i ett stort antal referenser i litteraturen fann Hardin att den totala krossningen empiriskt kan beräknas ur

$$B_T = \frac{B_p S^{nb}}{1 + S^{nb}}$$

$$\text{där } nb = \frac{h^2}{(1 + e_i)ns}$$

h är hårdheten enligt Moh's hårdhetsskala vilken också indirekt är ett mått på hållfastheten. Ungefärliga värden på h är enligt Hardin:

Normal kvartssand	7.5
Mjuk kvartssand	6.3
Ottawa sand Ham River sand	
Basalt	6.3
Fältspatsand	
Granit	
Amfibol	
Sandsten	
Dolomit	
Kalksten	
Vittrad granit	
Granit - gneiss	
Sand med aggregatpartiklar	
	≈ 5.3
	≈ 4.5

ns är en formfaktor:

Kantiga korn	25
Halvkantiga korn	20
Halvrunda korn	17
Runda korn	15

e_i är det initiella portalet.

$$S = \frac{(1 + e_i)ns}{800 h^2} \frac{p'}{p_a} \left[1 + 9 \left[\frac{\tau}{p'} \right]^3 \right]$$

$$\text{där } p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \text{isotropt tryck}$$

$$\text{och } p_a = 100 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \text{skjuvspänning}$$

Sambandet visar att krossningen ökar med

- Kornstorlek (större B_p)
- Kantighet (större n_s)
- Spänningsnivå (större p')
- Relativ skjuvspänningsnivå (större kvot τ / p')
- Initieellt portal e_i
- Minskande hårdhet h

I de fall hårdheten minskar vid vätning ökar också krossningen därvid.

Hardins studie kompletterar och utvidgar således Lee & Farhoomand's (1967) resultat. Krossningen minskar också i Hardin's samband indirekt med ökande gradering då portalet minskar med ökande gradering.

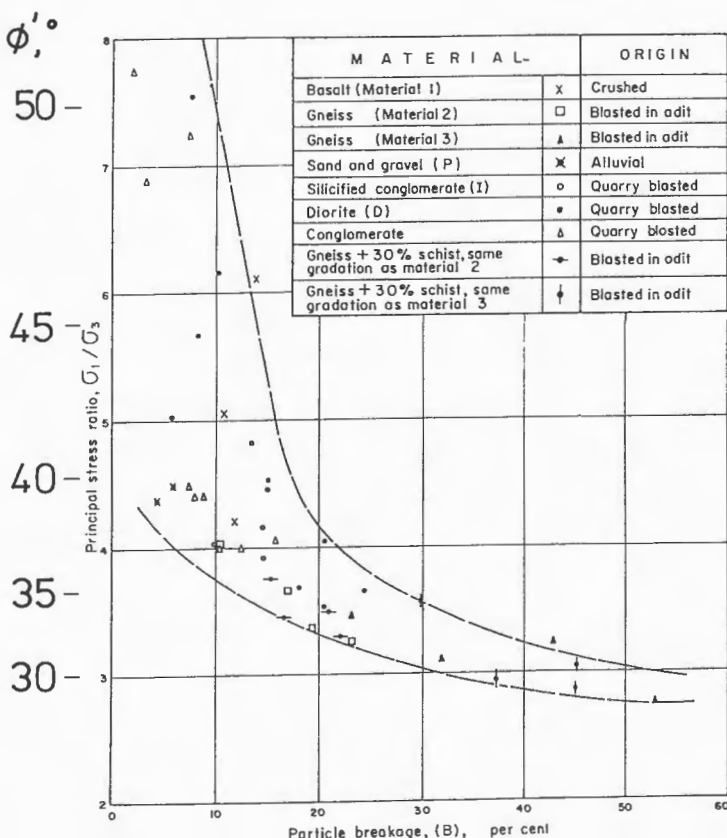
Vidare ökar krossningen markant vid vätning av sprickiga korn, vilket dock kan vara svårt att relatera till en hårdhetsfaktor.

Att direkt översätta den totala krossningen till en kvantitativt bestämd faktor i friktionsvinkeln kan idag inte göras, men som visats av Marsal (1967) kan friktionsvinkeln i hög grad relateras till krossningen, Fig. 7.

Det faktum att rundade korn och högt graderingstal resulterar i en relativt låg krossning har många gånger resulterat i att rundat älvgrus visat sig ha bättre hållfasthetsegenskaper än sprängsten vid höga och medelhöga spänningar, t ex Marsal (1973), Thompson (1971), Nitchiporovitch & Rasskazov (1969).

Ett svenskt exempel på krossningens betydelse i sprängsten har redovisats av Andersson (1981). I detta fall ledde en alltför stor krossning till ras i en 17 m hög tillfartsbank till en bro.

Figur 7. Friktionsvinkel som funktion av krossning enligt Marsal (1967).



5. INVERKAN AV DE EGENSKAPER OCH FÖR- UTSÄTTNINGAR SOM NORMALT ANVÄNDS FÖR BESKRIVNING AV FRIKTIONSJORD OCH BELASTNINGSFALL

● Mineral

Inverkan av de mineral som ingår i kornen är tvåfaldig, dels beror friktionen mellan kornen på mineralet dels beror kornens hårdhet och hållfasthet och därmed krossningen på ingående mineral.

Friktionen vid konstant volym ϕ'_{cy} kan för ren kvarts antas vara $\approx 32^\circ$ och för fältspat $\approx 40^\circ$. Ren kvartssand är relativt vanlig men i övrigt innehåller kornen oftast olika mängder av skilda mineral varför man som regel talar om korn med huvudsakligt innehåll av ett visst mineral. Ungefärliga värden på ϕ'_{cy} blir då för olika typer av sand:

Kvarts	33 ⁰
Fältspat	} 37 ⁰
Kalcit	
Klorit	

Motsvarande ungefärliga värden för bergarter är

Granit	32 - 37 ⁰
Gnejs	25 - 32 ⁰
Kalksten	35 - 42 ⁰
Sandsten	27 - 37 ⁰
Lersten	27 - 29 ⁰

Vid blandmaterial blir övergången i friktion ungefär rätlinjig med halterna av de ingående mineralen eller bergarterna, (Goel 1978). Vid mycket varierande kornstorlekar där t. ex. ett grusmaterial blandas med en finjord kan övergången bli mer språngartad. Är finjordshalten större än 40 % bestäms egenskaperna av finjorden enligt Lowe (1964). Denna halt kan dock variera något beroende på sammansättningarna,

t. ex. Vasileva et al (1979), Rao et al (1975) och också beroende på hur finjordshalten definieras.

Krossningsegenskaperna för sandmaterial är inte undersökta i detalj men generellt är fältspat och kalcit mjukare och har högre krossningsbenägenhet än kvarts (t ex Koerner 1970, Hardin 1986).

Krossningen av bergarter beror på hårdhet och tryckhållfasthet. Tryckhållfastheten varierar starkt för samma bergart. Till de hårdaste bergarterna hör normalt:

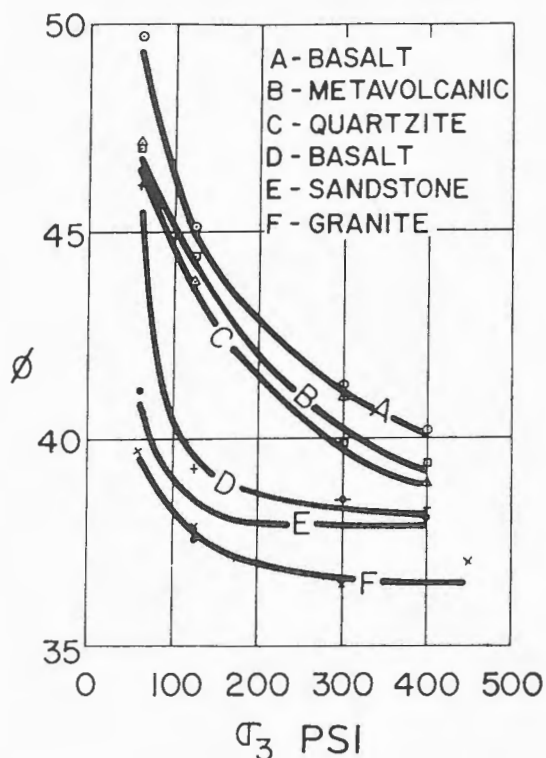
Basalt, Diabas och Kvartsit

Till de medelhårda hör normalt: Granit, Dolomit, kristallin Kalksten och hård Sandsten.

Till de mjukaste bergarterna hör: Skiffer, Krita och mjuka former av Kalksten och Sandsten.

Även om hållfastheten kan variera stort för samma bergart varierar den oftast mycket lite inom samma geografiska område. Ett undantag är gnejs, där mycket lokala partier kan vara väsentligt mer lättkrossade än andra, vilket kan ge en mycket skiftande kvalitet på krossprodukterna. Exempel på detta kan ses i resultaten från de försök på makadam av gnejsgranit som utfördes av Kjellman & Jakobson (1955).

Exempel på inverkan av olika bergarter kan återfinnas i t. ex. Lep's sammanställning (1970), Marsal (1967 och 1971) och illustreras här med resultat presenterade av Leslie (1969), Fig. 8.



CRUSHED ROCK NATURAL GRADATION

TYPE AND ORIGIN	UNCONFINED STRENGTH, PSI	SPECIFIC GRAVITY	*ABRASION LOSS, %	
			CLASS A	CLASS B
A BASALT (NAPA)	25,000	2.86	15	13
B METAVOLCANIC (NEW HOGAN DAM)	20,000	2.84	13	12
C QUARTZITE (CARTERS DAM)	30,000	2.72	26	25
D BASALT (COUGAR DAM)	17,000	2.75	21	21
E SANDSTONE (LAUREL DAM)	-	2.64	86	99
F GRANITE (BUCHANAN DAM)	10,000	2.69	69	93

C_u 9.0

*ASTM C 131

Figur 8. Friktionsvinkel för krossmaterial av olika bergarter enligt Leslie (1969).
(1 PSI ≈ 7 kPa)

Vidare påverkas skilda mineral olika av vätning. En del mineral påverkas praktiskt taget inte alls av vatten medan andra, som kalcit och speciellt glimmer, får väsentligt nedsatta hållfasthetsegenskaper.

● Kornstorlek

Inverkan av kornstorleken på hållfastheten i silt, sand och grus är något omtvistad då motstridiga resultat erhållits. Enligt all teori skall krossningen öka och friktionsvinkeln minska med ökande kornstorlek. Med ökande kornstorlek minskar antalet kontaktpunkter varvid spänningen i dessa ökar och krossningen tilltar. Enligt Billam (1971) ökar dessutom för ett flertal mineral hållfastheten i enskilda korn då diametern minskar. För kvarts skulle hållfastheten kunna uttryckas som $K d^{-0.6}$, vilket betyder att partiklarnas hållfasthet skulle vara cirka 4 ggr högre i silt än i sand, som i sin tur skulle ha cirka 4 ggr högre partikelhållfasthet än grus. Vid försök att bestämma vinkeln mellan partiklar och en plan yta av samma mineral befanns också att ϕ' minskade med 5° för varje 10-potens som korndiametern ökade. Rowe (1972) tillskrev detta de ökande kontakttrycken.

För stenfyllning och sprängsten kan det anses etablerat att friktionsvinkeln sjunker vid ökande stenstorlek och speciellt vid stor sprickfrekvens och vattentillsättning. Bortsett från en undersökning av Hennes (1952), som för krossad basalt och rundkornigt grus angav att friktionsvinkeln för packat material inom kornstorleksintervallet 0,2 - 20 mm skulle öka 5° per log d, visar undersökningar som regel att friktionsvinkeln minskar med ökande kornstorlek, t. ex. Becker et al (1972), Thiers & Donovan (1981), Zeller & Wulliman (1957), Goel (1978), Barton & Kjaernsli (1981), Leslie (1969). Ytterligare ett avvikande resultat erhöles av Kjellman & Jakobson (1951), som dock utförde sina försök på gnejsgranit (se inverkan av mineral) varför inga direkta slutsatser om kornstorlekens betydelse kan dras ur detta resultat.

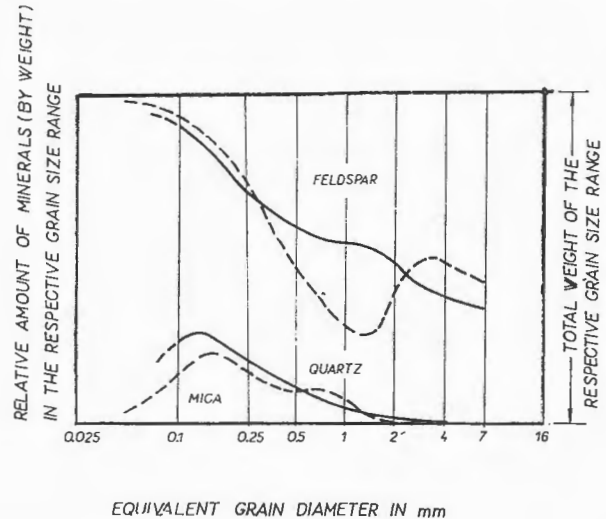
Detta förhållande, att hållfastheten är lägre då stenstorleken ökar, medför att man inte utan vidare kan skala ned materialets kornfördelningskurva för att t. ex. kunna utföra försök i vanliga triaxialapparater. I Barton & Kjaernsli's samband tas hänsyn till detta på så vis att t ex dilatansseffekterna vid en stenstorlek av 200 mm antas vara endast en tredjedel av de som uppmäts i ett triaxialförsök med kornstorleken 2 mm. En sådan översättning är dock grov varför all nedskalning bör undvikas. Speciellt de stora dammbyggnadslaboratorierna använder sig av mycket stora provningsutrustningar för att kunna utföra fullskaleförsök.

I sand och grus tyder ett flertal resultat på att friktionsvinkeln minskar med ökande kornstorlek:

Material	Inverkan av kornstorlek	Referens
Sand och grus	- 5° per log d	Koerner (1970)
Sand 0.2-2 mm	- 3° per log d	Kirkpatrick (1965)
3-30mm	- 4° per log d	Marachi, Seed and Chan (1969)
Grus	Ingen eller svagt negativ per log d	Donaghe & Cohen (1978)
Sand och grus	Ingen	Bishop (1948)

Å andra sidan finns de erfarenheter som ligger till grund för den danska byggnormen och ett antal empiriska relationer som använts i Sverige. Enligt dessa skulle friktionsvinkeln öka cirka 2° per log d.

En möjlig förklaring till den skillnad i resultat som erhållits har givits av Feda (1971). Feda visar att mineralinnehållet i korn med samma ursprung kan variera kraftigt med korndiametern, Fig. 9.



Figur 9. Exempel på variation av ingående mineral i korn med olika storlek men med samma ursprung enligt Feda (1971). Streckade och heldragna kurvor representerar två olika material.

Den ökning i fältspatsinnehållet med ökande kornstorlek som visas i exemplet skulle helt eller delvis kunna överskugga den mer mekaniska effekten av kornstorleken.

En annan möjlig förklaring till skillnaden i erhållna resultat och använda relationer kan vara att förutom hållfastheten också risken för poröverttryck i den finkornigare jorden vägts in i de senare försiktigt valda värdena.

Vid försök med mer homogena material som glaskulor och blykulor erhålls en klar minskning av friktionsvinkeln med ökande kornstorlek, Skinner (1969), Kirkpatrick (1965). Den renodlade effekten av kornstorlek kan således antas vara att friktionsvinkeln för fast lagrat material minskar med ökande kornstorlek på grund av ökad krossning. Inom sand -mellangrusfraktionerna är den ofta måttlig och kan helt eller delvis upphöra på grund av att mineralsammansättningen i kornen kan vara olika för olika kornstorlekar. För grövre material och speciellt sprickiga korn är effekten påtaglig och måste beaktas.

● Gradering

Att ett månggraderat material ger högre friktionsvinklar än ensgraderade material är väl etablerat och ingår i de flesta empiriska samband. De flesta undersökningarna med avseende på friktionsvinklar har dock utförts på ensgraderat material eller material i deras naturliga gradering. Någon systematisk studie av graderingens inverkan vid olika lagringstätheter och spänningsnivåer har veterligt inte utförts.

Graderingens inverkan kan antas vara av två slag. Dels minskar portalet vid ökande gradering och därmed ökar materialets tendens att dilatara vid skjuvning, dels ökar antalet kontaktpunkter i jordmassan varvid krossningen minskar och det kritiska trycket p'_{crit} , där all volymökningstendens undertrycks, kan förväntas öka. En uppdelning på de två komponenterna är svår att göra på befintligt underlag.

Liksom hållfastheten vid extremt höga tryck är oberoende av initiell lag-

ringstäthet kan man anta att den är oberoende av initiell gradering (praktiskt taget allt krossas i vilket fall) och ϕ'_{cv} kan antas oförändrat. Vid lägre tryck kan dock graderingen antas ha en viss inverkan på ϕ' även för lös lagring. Det är osannolikt att en så lös struktur kan byggas upp i ett månggraderat material att det helt saknar tendens att öka sin volym vid skjuvning. Denna egenskap kan antas vara begränsad till ensgraderade jordar med i huvudsak kantiga korn.

Att graderingen har stor betydelse för friktionsvinkeln i stenfyllningar har visats av t ex Leslie (1968) och Marsal (1967).

Några ungefärliga värden på friktionsvinkelns ökning med ökande graderings-tal kan hämtas ur litteraturen. Chen Liang-Shengs värden från 1948 antyder en ökning i friktionsvinkel av 3° för löst och 6° för fast lagrat material då C_U ökar från cirka 2 till 10 à 40 vid triaxialförsök med $\sigma'_3 \approx 100$ kPa. Motsvarande värden från skjuvbox-försök är 4° respektive 8° (Bishop 1948). För fast lagrat material anger Donaghe & Cohen (1978) en ökning av 3° då C_U ökar från 3 till 9 och Feda (1971) en ökning med 8° då C_U ökar från 1,2 till 24. Pike (1973) anger att $\tan \phi'$ ökar med cirka 30% för månggraderat material jämfört med ensgraderat, vilket ungefär motsvarar en ökning av ϕ' med 7° . Den största ökningen $9,5^\circ$ kan utläsas ur Marsal's (1971) värden för en lättkrossad kalksten då C_U ökade från 2 till 7.

I den danska byggnormen (1977) anges att ϕ' ökar cirka 5° då C_U ökar från 2 till 15, oavsett lagring, och i de empiriska värden som presenterades av Hansbo (1975) ökar ϕ' från ensgraderad sand och grus till sand- respektive grusmorän med 7 à 8° oavsett lagring.

Av tillgängliga data skulle man kunna göra det preliminära antagandet att en ökning av graderingen från cirka 2 till 20 ökar det kritiska trycket med en 10-potens. Ytterligare ökning av graderingen har en mycket liten inverkan. Vidare kan ifrågasättas om mycket låga lagringstätheter är relevanta för *in situ* förhållanden med månggraderade material eller om man vid användande av ett uttryck liknande Bolton's (1986) för dessa material kan använda en undre gräns för lagringstätheten; t. ex. $I_D \geq 0,5$.

● Kornform

Som påpekats av De Beer (1965) är det inte så lätt att bedöma inverkan av kornform. Förutom att friktionen mellan partiklarna och tendensen att dilatera påverkas, förändras dessutom packbarheten och portalen vid lösaste och fastaste lagring samt krossningsegenskaperna. Kornform och ytjämnhet brukar också behandlas synonymt så att man talar om runda och släta partiklar, i motsats till kantiga och råa. Kirkpatrick (1965) visade dock att ovala partiklar gav högre dilatans och friktionsvinkel än runda partiklar med samma ϕ'_{cv} . Att ϕ'_{cv} för runda och släta sandpartiklar kan bli ett par grader lägre än för kantiga partiklar har visats, se kapitel 11. Motsvarande har det visat sig att lättklinker med tät jämn yta och helt sfäriska korn har några grader lägre friktionsvinkel än motsvarande material med ojämna yta och form, (Olofsson 1989). Att krossningen minskar med ökande rundhet hos partiklarna har tidigare omnämnts. Vid samma absoluta densitet (samma portal eller porositet) blir friktionsvinkeln störst för kantiga korn vid låga och medelhöga spänningar.

För blockmaterial som används till skyddslager i vågbrytare anger Hedar (1985) att den naturliga rasvinkeln är minst 3^0 lägre för rundade block än för skarpkantad sprängsten. Spänningsnivån i dessa skyddslager är måttlig. Enligt Donaghe & Cohen (1978) kan friktionsvinkeln vid samma densitet vara cirka 3^0 högre för kantiga korn. Packas jorden och spänningarna ökas kan effekten bli den omvända så att friktionsvinkeln blir upp till 3^0 högre för det rundkorniga materialet. Motsvarande effekter har uppmätts av Pike (1973). Den ökande packningstendensen för rundkornigt material märks också vid lös lagring. Så fann både Bishop (1948) och Kjellman & Jakobson (1955) att runda partiklar även i lös lagring var såpass tätt packade att de alltid tenderade att öka sin volym vid skjuvning.

Mycket stora effekter av rundhet har rapporterats av Eerola & Ylosjoki (1970) och Holubec & D'Appolonia (1973) men i dessa undersökningar har runda och kantiga partiklar jämförts utan hänsyn till att också mineralen i partiklarna varit helt olika.

Enligt den danska byggnormen och en del empiriska samband som använts i Sverige görs avdrag med 3^0 för rundade och 5^0 för extremt rundade korn. Koerner (1970) föreslog ett avdrag med 6^0 . Det finns dock anledning att modifiera dessa avdrag. Betraktar man uttrycket

$$\phi' = \phi'_{cv} + \mu \cdot 3 I_D [(Q - \ln p') - 1]$$

finner man att mycket rundade korn kan antas

- minska ϕ'_{cv} ett par grader
- minska faktorn μ
- öka faktorn Q och
- öka I_D (och e) vid lös naturlig lagring alternativt lös utfyllning.

Resultatet blir att avdraget för rundade korn kan vara stort för fast lagrat material vid låga spänningar, men bör vara mindre vid lösare lagring och vid högre spänningar. Vid mycket höga spänningar blir friktionsvinkeln högre för det rundade materialet. Vid extremt höga spänningar har materialets ursprungliga kornform inte någon större betydelse då en mycket stor del av materialet krossas.

En annan typ av inverkan av kornform uppstår då partiklarna är mycket flakformiga och orienteras parallellt, (se också under punkten anisotropi). I dessa fall kan glidplan utbildas där partiklarna förskjuts med mycket liten inverkan av dilatanseffekter. Exempel härpå finns t ex då tippad fjällskiffer använts som strandskoning, (Olofsson 1989).

• Vätning

För sand brukar anges att skillnaden i friktionsvinkel, beroende på om materialet är vått eller torrt, är liten utom i delvis vattenmättad jord där "falsk kohesion" kan uppträda. Detta är en sanning med modifikation. För kvartssand har uppmätts (Miura & Yamaguchi 1975) att krossningen ökar och dilatansen därmed minskar i vått tillstånd. Den resulterande skillnaden i friktionsvinkel är dock mindre än 1 grad. Motsvarande rapporterar t ex Kildalen et al (1982), Christoffersen & Lunne (1983) och Koerner (1970) att skillnaden mellan $\phi'_{VÄT}$ och ϕ'_{TORR} för kvartssand är mycket liten. Koerner anger vidare att det samma gäller för fältspat och klorit, men kalcit och speciellt glimmer får väsentligt nedsatta hållfasthetsegenskaper vid vätning.

Lee et al (1967) visar att hållfastheten i sand kan reduceras drastiskt ($5-7^{\circ}$) vid vätning om sanden innehåller aggregatpartiklar. Ännu större effekter har konstaterats vid SGI i fall där det visat sig att "sandmaterialet" utgjorts av leromvandlat berg.

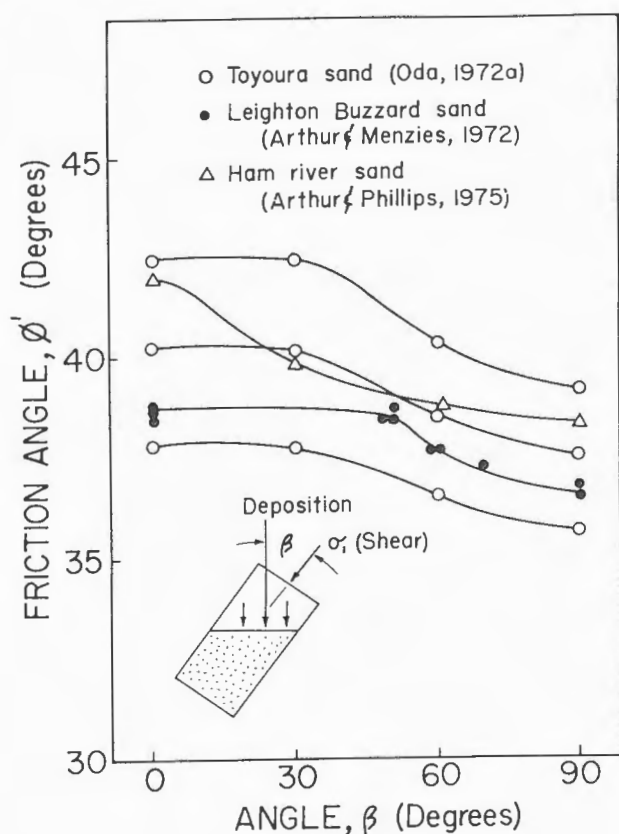
För grövre fraktioner och speciellt utsprängt och krossat material med stor sprickfrekvens är det klarlagt att vätning i hög grad nedsätter hållfastheten i kontaktpunkterna, ökar krossningen och minskar friktionsvinkeln, (Zeller & Wulliman 1948, Marsal 1967, Barton & Kjaernsli 1981).

För utfylld och packad jord och speciellt för månggraderad jord med finjordsinnehåll (typ morän), som packats på torra sidan om den optimala vattenhalten, kan vätning till stor del radera den struktur som byggts upp. Jorden blir då mer kompressibel och friktionsvinkeln sjunker.

Vid all provning av friktionsmaterial måste hänsyn tas till inverkan av vätning, såvida det inte är klarlagt att inverkan kan försummas för det aktuella materialet. Inverkan måste beaktas dels vid inpackningen, där vätning som regel ger ett tätare packat material upp till en optimal vattenkvot, och dels vid själva skjuvningen. För material som är naturligt våta eller som skall packas i vått tillstånd bör materialen få tillgång till vatten under minst ett dygn innan de packas in och provas. För material som packas torrt eller endast delvis mattenmättade och sedan utsätts för vattnets inverkan, bör proven efter inpackning och konsolidering utsättas för vattenpåverkan under minst ett dygn innan skjuvningen utförs.

• Anisotropi

Anisotropi i friktionsmaterial brukar främst observeras för mycket avlånga partiklar som är orienterade i samma riktning (struktureanisotropi). Denna typ av anisotropi är påtaglig, t ex för avlånga sädeskorn (Hartlén & Johansson 1981). Också i sand med mer sfäriska korn kan en viss anisotropi spåras, beroende på om sanden belastas i samma riktning som den avsatts, eller om största huvudspänningen har en annan riktning (spänningsanisotropi). Enligt en sammanställning av Ladd et al (1977) kan en skillnad av cirka 2° uppmätas, Fig. 10.



Figur 10. Anisotropi i sand på grund av avsättningseffekter enligt Ladd et al (1977).

Senare undersökningar har i stort sett givit samma resultat (Arthur et al 1977, Tatsuoka 1987). Avsättningsformen är inte helt representativ för de flesta naturligt avsatta jordar, där eventuell inverkan av anisotropi på friktionsvinkeln som regel kan försummas. Den kan dock ha ett visst intresse för stora modellförsök i laboratorium där sanden ofta strilas ned med fritt fall med en bestämd fallhöjd. Också i fält kan en mindre anisotropi skapas genom olika utläggnings-, belastnings- och packningsförfaranden.

• Packning

Packningsmetoden har också inverkan på friktionsvinkeln. Vid försök på sand i triaxialapparat har det visat sig att man får en något högre friktionsvinkel om jorden packas genom att en stång stöts ned i materialet än om motsvarande lagringstäthet åstadkommes genom vibrering (Ladd et al 1977, Christoffersen & Lunne 1983). Skillnaden för vanlig sand är marginell. I mer lättkrossade material och vid kraftigare packningsarbete kan effekterna bli avsevärda. Är packningsimpulserna tillräckligt stora krossas kornen i anliggningspunkterna. På detta vis kan ett mycket tätt lagrat material åstadkommas där anliggningsytorna i kontaktpunkterna dessutom förstörats så att stora tillskottsspänningar efteråt kan tillföras utan att någon större krossning uppstår. Att mycket höga friktionsvinklar kan skapas på detta vis i t ex kalksten har visats av Pike (1973). Det kan således i vissa fall närmast vara en fördel om materialet är relativt lättkrossat. Förutsättningen är att packningen är så kraftig att kornen i hög grad krossas i kontaktpunkterna och att spänningarna därefter är lägre än de som skulle givit motsvarande krossning i ett opackat material.

Inverkan av vattenkvot vid packning har behandlats under punkten vätning.

● Lagringstäthet

Lagringstätheten har visat sig vara ett bra mått på vilka dilatanseffekter som kan påräknas i jorden. Ju högre lagringstätheten är, desto mer tenderar materialet att öka sin volym vid skjuvning och desto högre blir friktionsvinkeln. Inverkan av lagringstätheten är störst i det lägre spänningsregistret och avtar med ökande spänningar. Den finns dock med långt upp mot de extremt höga spänningarna, eftersom det kritiska trycket (där allt material krossas) ökar med ökande lagringstäthet.

I undantagsfall med mycket språnggraderad jord kan lagringstätheten bli ett något oegentligt mått, eftersom mindre korn i dessa fall kan förekomma i porerna mellan större korn utan att på något sätt deltaga i eller påverka skjuvprocessen.

● Plane - strain

Plane-strain försök har utförts i mycket begränsad omfattning, jämfört med triaxialförsök. Av tillgängliga resultat framgår dock att den uppräknings- ϕ' PLANE-STRAIN = 1,1 · ϕ' TRIAX som ofta avvänts är ett grovt medelvärde som dessutom ofta är på osäkra sidan. Vid lös lagring och vid högre spänningar är skillnaden i friktionsvinklar mindre, medan den är större vid fast lagring om spänningarna samtidigt är låga. Bolton's (1986) förslag att i plane-strain fallet använda uttrycket

$$\phi' \approx \phi'_{cv} + 5 I_D [(Q - \ln p') - 1]$$

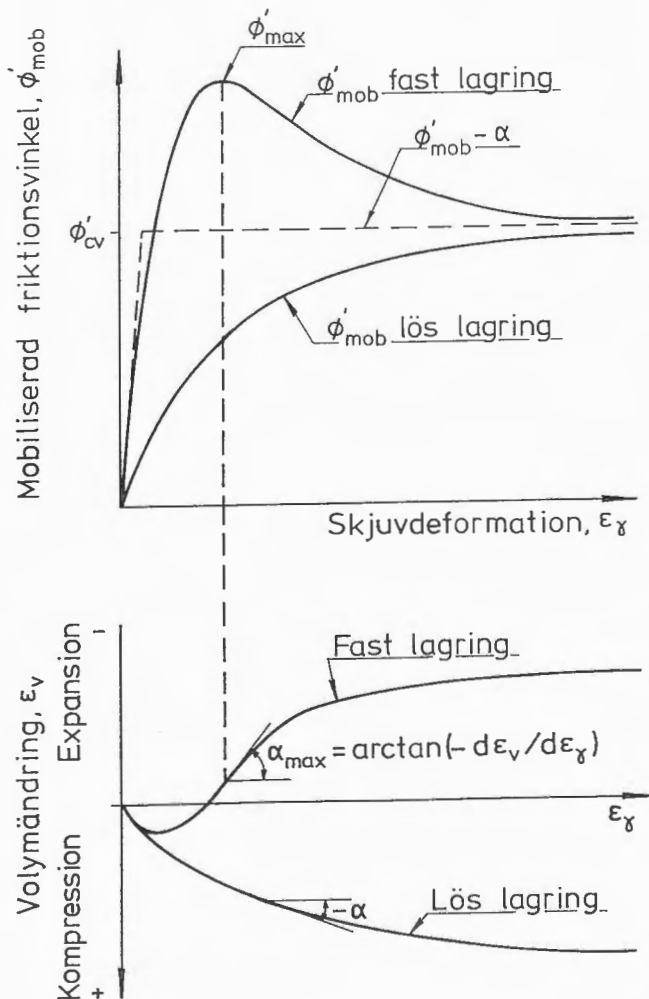
jämfört med

$$\phi' \approx \phi'_{cv} + 3 I_D [(Q - \ln p') - 1]$$

för triaxialfallet motsvarar, med införande av korrektionen $\mu \cdot I_D$ i båda fallen, i stort sett de skillnader som uppmätts. Underlaget är dock begränsat varför en viss försiktighet med uppräknings- ϕ' av vinklar från triaxialförsök kan vara på sin plats. Bolton föreslog att i plane-strain fallet skulle en vinkel mer än 20° högre än ϕ'_{cv} inte användas utan konfirmerande försöksresultat.

6. TEORIER

Ett stort antal teorier och modeller har presenterats för att förklara hållfastheten i friktionsmaterial. De kan alla användas för att illustrera inverkan av den volymändring som inträffar under skjuvningen, men ingen kan anses vara fullkomlig. I de enklaste modellerna simuleras skjuvningsförloppet av en kropp med en konstant friktionsvinkel ϕ'_{cv} mot underlaget. Kroppen förskjuts utefter ett plan med en varierande lutning (α) vilken bestäms av hur jorden komprimeras eller expanderar (dilaterar) under skjuvningen, Fig. 11.



ϕ'_{cv} är den friktionsvinkel som mobiliseras vid konstant volym ($\alpha=0$) och den mobiliserade friktionsvinkeln under skjuvförloppets alla delar ϕ'_{mob} kan sedan i stort uttryckas som

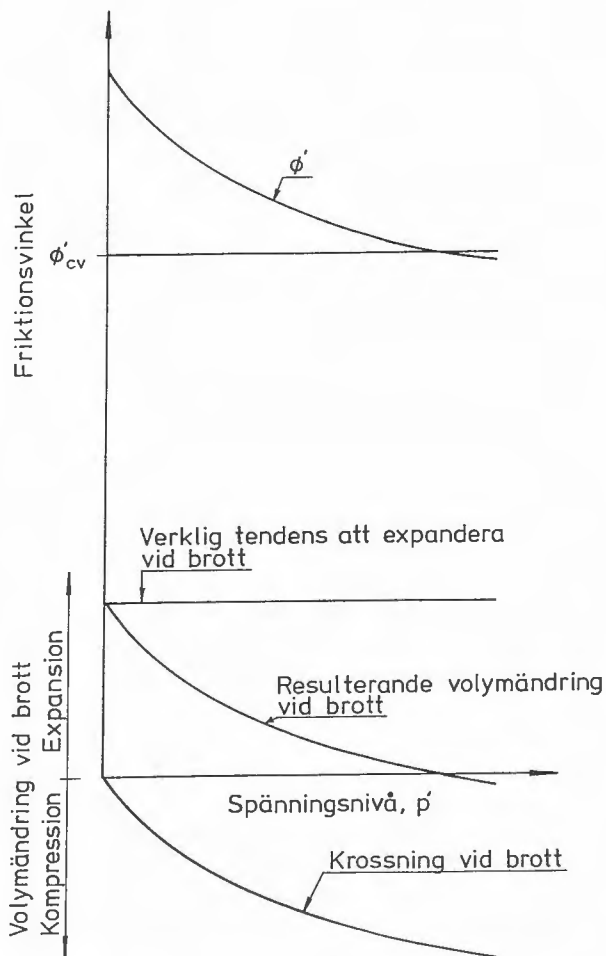
$$\phi'_{mob} = \phi'_{cv} + \alpha,$$

utom för en liten initiell del där en till stor del elastisk sammantryckning sker. ϕ' vid brott beror således på den maximala lutningen, α_{max} . Denna beror i sin tur på materialets volymökning vid brott, vilken ökar med ökande gradering och lagringstäthet men minskar med ökande spänningar och krossning, Fig. 12.

Vid stora deformationer planar volymändringskurvorna ut vid såväl fast som löst lagrat material varvid α går mot 0° och ϕ'_{mob} närmar sig asymptotiskt ϕ'_{cv} oavsett initiell lagringstäthet.

I andra modeller för skjuvning i friktionsjord betraktas det extra arbete som förorsakas av dilatansen och i den mest utarbetade teorin som presenterats av Rowe (1962, 1964 och 1969), betraktas den energi som åtgår vid skjuvningen.

Figur 11. Samband mellan volymändring och mobiliserad friktionsvinkel vid skjuvning.

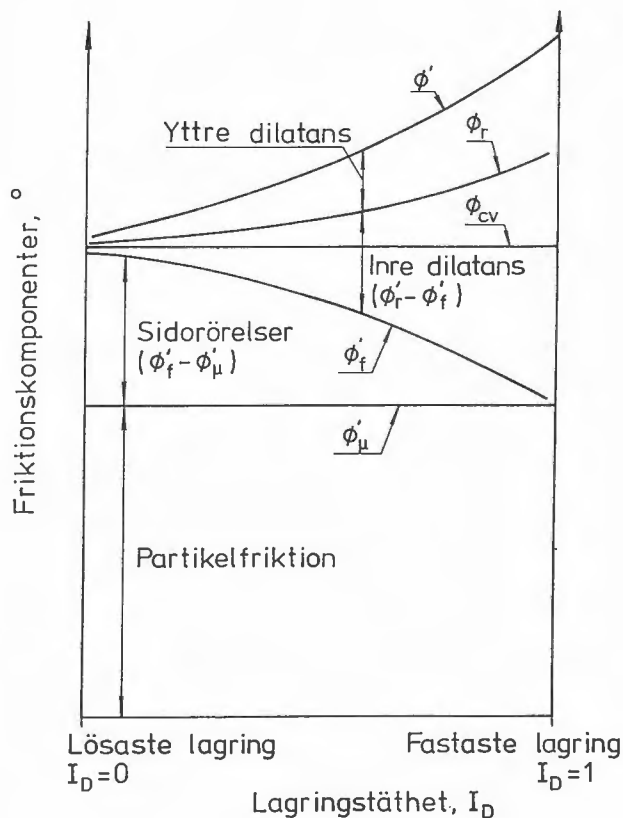


Figur 12. Inverkan av spänningsnivån på volymändring vid brott och friktionsvinkeln i fast lagrad friktionsjord.

Denna mer utarbetade teori delar dessutom upp friktionen i flera komponenter vilka antas bestå av

- friktionen vid glidning mellan två ytor av det aktuella mineralet ϕ'_μ
- den extra energi som åtgår för att partiklarnas rörelse inte sammanfaller med skjuvriktningen ($\phi'_f - \phi'_\mu$)

- den extra energi som åtgår på grund av att partiklarna "klättrar över" varandra innan de kan falla ned i nästa hålrum, så kallad inre dilatans som inte påverkar volymen hos jordmassan, ($\phi'_r - \phi'_f$). Fig. 13.



Figur 13. Friktionskomponenter enligt Rowe.

I löst lagrade material skulle, enligt Rowe, såväl ϕ'_r som ϕ'_f vara ungefär lika med ϕ'_{cv} .

Alla tre vinklarna (ϕ'_f , ϕ'_r och ϕ'_{cv}) är då betydligt större än ϕ'_μ vilket betyder att partiklarna sidorörelser skulle vara betydande, medan den inre dilatansen är minimal. Vid fastare lagring minskar sidorörelserna och därmed ϕ'_f , medan ϕ'_r ökar på grund av en kraftig ökning av den inre dilatansen, allt under förutsättning att teorin är riktig.

Rowes "stress-dilatancy theory" har använts i stor utsträckning inom forskningen och har i många fall givit goda resultat. Det samma gäller de övriga modellerna. Bolton (1986) visade att skillnaden mellan den enklaste modellen, där $\phi' = \phi'_{cv} + \alpha$, jämförd med Rowes teori i plane-strainfallet, där skillnaden är störst, endast är 20 % av värdet på α .

Redan (1969) visade Skinner att förändringar i partikelfriktionen ϕ'_μ inte medförde motsvarande förändringar i ϕ'_{cv} eller ϕ' . För de vanliga mineralen kvarts och fältspat är ϕ'_μ för torrt material endast en bråkdel av motsvarande värde för vått material. ($6-7^\circ$ jämfört med $24-27^\circ$). Samtidigt visar alla försök på sand med dessa mineral entydigt på att friktionsvinkeln är något högre för torrt än för vått material samtidigt som volymändringsegenskaperna är i stort sett desamma. Det finns således anledning att, liksom Koerner (1970), ifrågasätta om parametern ϕ'_μ , som den hittills definierats och bestämts, är en relevant hållfasthetskomponent i en granulär massa, utom möjligen i det fall parallellorienterade avlånga partiklar rutchar utför ett glidplan.

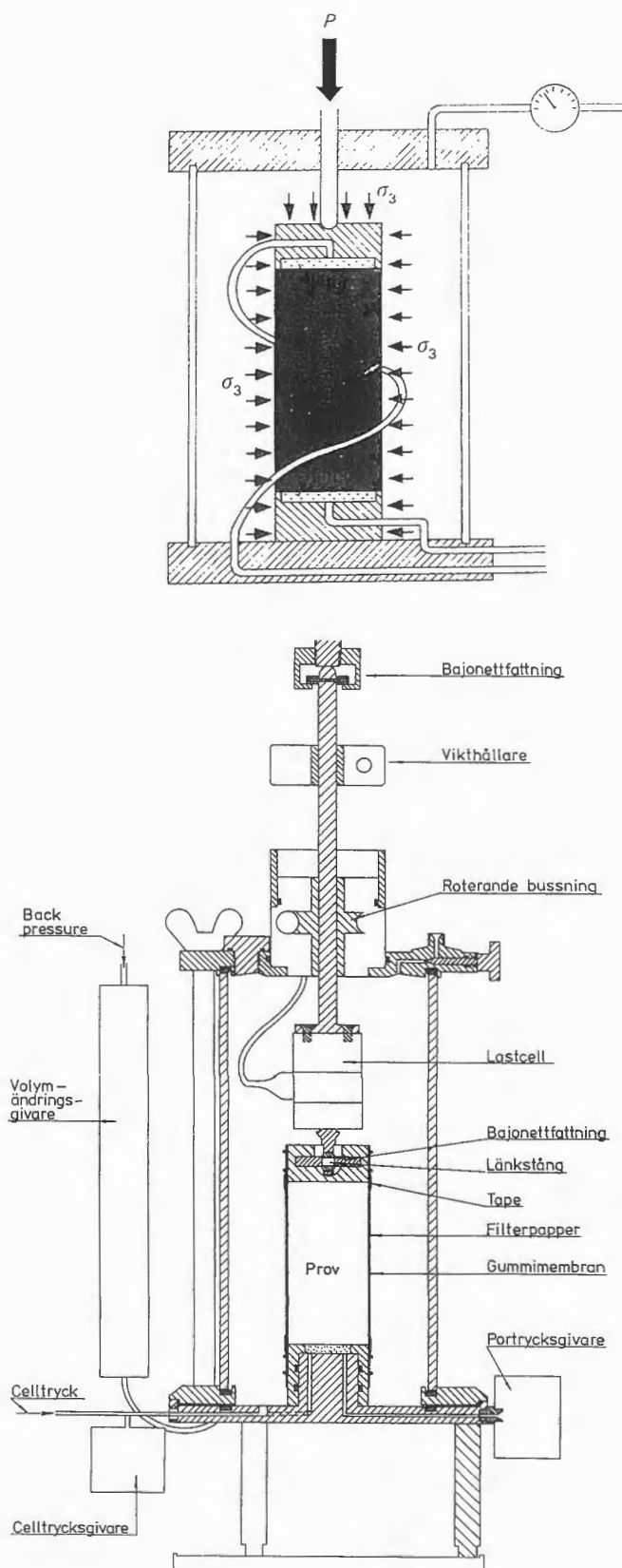
7. METODER FÖR BESTÄMNING AV FRIKTIONSVINKLAR

• Triaxialförsök

De flesta bestämningar av friktionsvinklar utförs med triaxialförsök. Härvid innesluts ett jordprov i ett gummimembran så att det sedan kan utsättas för ett allsidigt tryck, Fig. 14.

Proverna har oftast ett cirkulärt tvärsnitt och höjden 2-2,5 ggr diametern. Andra tvärsnitt och lägre höjder förekommer. Provdiametern skall vara minst 20 ggr korndiametern vid ensgraderat material eller 10 ggr största kornstorlek vid månggraderat material.

Proverna placeras normalt i en cell som vätskefylls. Provet belastas allsidigt genom att trycket i cellvätskan regleras. Genom cellens topp löper en laststång med vilken det vertikala trycket kan ökas eller minskas i förhållande till det allsidiga vätskestrycket. Dränering av provet kan ske vid provets ändytor. Provet får som regel konsolidera för ett förutbestämt spänningstillstånd varpå vertikallasten ökas. Alternativt kan vertikalspänningen minskas eller vätskestrycket regleras, medan vertikalspänningen hålls konstant. I friktionsmaterial utförs som regel dränerade försök och provets volymändring mäts då kontinuerligt under försöket. Odränerade försök kan utföras på vattenmättade prover med registrering av porvattentrycket. Ur spänningssvågen erhålls härvid ett värde på friktionsvinkeln vid konstant volym, ϕ'_{cv} .



Figur 14. Principskiss och detaljritning av triaxialcell.

Triaxialceller tillverkas normalt för prover av storlek upp till ca 150 mm diameter. I dessa kan jord med kornstorlek upp till och med fingrusfraktionen provas. Vanliga celler kan användas för tryck upp till cirka 2000 kPa.

För större prover används ofta vakuum-triaxialapparater, där ingen cell används utan trycket inuti gummimembranet sänks med hjälp av en vakuum-pump. Provstorleken kan göras mycket stor men användningen är begränsad till torra prover och allsidiga tryck under 100 kPa.

Speciella triaxialapparater har tillverkats vid forskningsinstitutioner och vid några dammbyggnadslaboratorier. Triaxialapparater för höga tryck och med provdiameter av upp till cirka 1,5 m finns.

Felkällorna i triaxialförsök är främst friktion i genomföringen för laststängen genom cellens topp, friktion i provets ändtor och inverkan av gummimembranet. Den första kan elimineras delvis med roterande bussningar och andra friktionsminskande åtgärder, eller helt genom kraftmätning invändigt i cellen. Friktionen i provets ändtor kan till stor del reduceras med olika lager av fett och gummidukar och inverkan kan dessutom reduceras genom att provhöjden hålls 2-2,5 ggr diametern. Vid högre prover riskeras knäckning. För inverkan av gummispänningarna finns ett antal teorier som används för att korrigera för dessa.

I de flesta fall innebär nämnda felkällor inga större problem, men vid extremt låga spänningar ökar betydelsen och dessutom tillkommer faktorer som inverkan av materialets egenvikt, mätnoggrannhet med mera. Inhomogena prover försvårar alltid tolkningen av resultaten.

● Plane-strain försök

Plane-strain försök används för att efterlikna deformationsfallet vid långsträckt belastning som ofta är mest relevant för förhållandena *in situ*, Fig. 15.

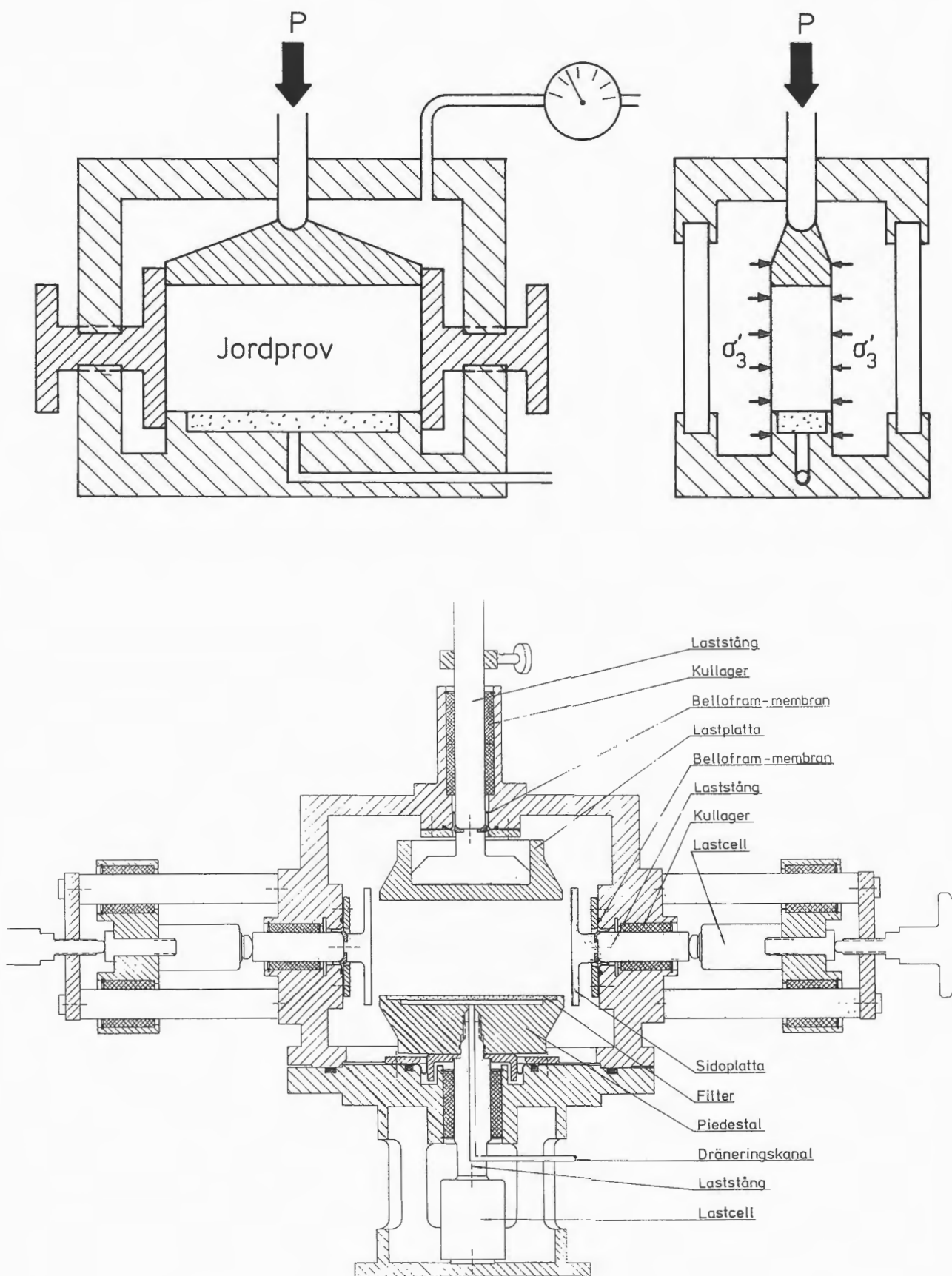
I likhet med triaxialförsöket innesluts provet i ett gummimembran och placeras i en cell. Plane-strain proverna har dock ett rektangulärt tvärsnitt och i cellen finns stela plattor som anbringas mot provets kortsidor för att förhindra deformationer i denna riktning. Proverna konsolideras för önskat spänningstillstånd och skjuvas genom att vertikalspänningen ökas. Försöken kan, i likhet med triaxialförsöken, utföras dränerade eller odränerade.

Plane-strain försök är mycket komplicerade att utföra. Nästan all apparatur är specialtillverkad och finns nästan uteslutande på forskningslaboratorier. Felkällorna är desamma som för triaxialförsöket, men dessutom tillkommer inverkan av friktion vid provets kortsidor.

Friktionsvinkeln ur såväl triaxialförsök som plane-strain försök utvärderas som en sekantvinkel ur

$$\sin \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

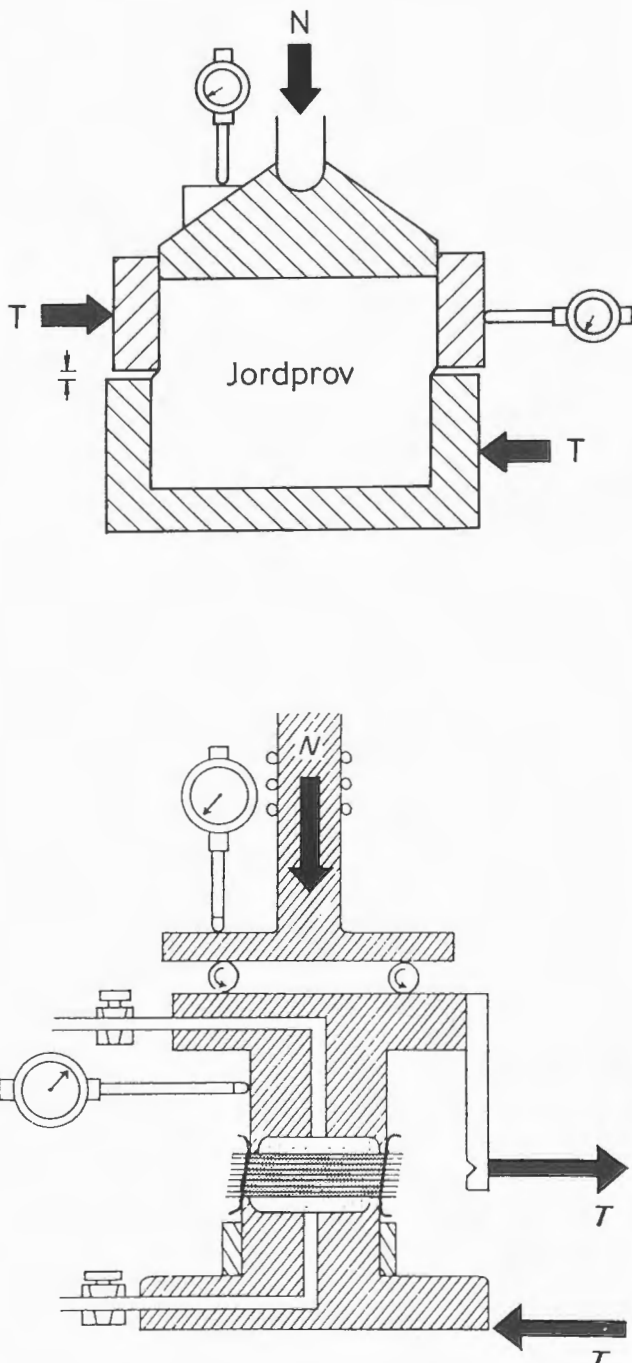
där σ'_1 = största huvudspänningen och σ'_3 = minsta huvudspänningen.



Figur 15. Principskiss och detaljritning av plane-strain apparat

● Direkta skjuvförsök och skjuvboxförsök

Direkta skjuvförsök och skjuvboxförsök har använts i stor utsträckning för bestämning av friktionsvinklar, Fig. 16.



Figur 16. Principskisser av skjuvbox (överst) och direkt skjuvapparat.

Speciellt skjuvboxförsöken har varit populära, då de är relativt enkla att utföra och dessutom kan mycket stora skjuvboxar tillverkas för en rimlig kostnad. Direkta skjuvförsök och skjuvboxförsök är dock speciella i det avseendet att huvudspänningarna i provet inte är kända. Endast skjuvspänningen τ i en horisontell yta och den vertikala normalkraften σ'_N mot denna yta mäts medan huvudspänningarnas storlek och riktning är okända. Friktionsvinkeln utvärderas ur $\tau = \sigma'_N \tan \phi'$. I försöket påtvingas dessutom provet det speciella förhållandet att det inte komprimeras horisontellt. De stela boxhalvorna i skjuvboxen medför stor risk för inhomogena deformationer och risk för progressivt brott, vilket medför ytterligare en felkälla.

Försök med en apparat för direkt skjuvning, försedd med avancerad instrumentering, har visat att den utvärdering av skjuvförsöket som normalt kan göras underskattar den mobiliserade friktionsvinkeln, eftersom det i de flesta fall inte är horisontalplanet som är mest kritiskt. Vid de utförda försöken på en typ av sand var skillnaden i storleken $2-4^\circ$, (Roscoe et al 1967). Det har teoretiskt visats att i specialfallet med kritisk lagring (det vill säga att volymen är konstant under skjuvningen), medför konstruktionen av den direkta skjuvapparaten där provet inte kan komprimeras i horisontalplanet att den friktionsvinkel som utvärderas ϕ'_{cvDSS} förhåller sig till motsvarande vinkel utvärderad ur ett triaxialförsök, ϕ'_{cvTR} som

$$\tan \phi'_{cvDSS} = \sin \phi'_{cvTR} \quad (\text{Rowe 1969})$$

Detta har senare belagts vid försök på svenska jordar, (Börgesson 1981). För kvartssand underskattas vinkeln ϕ'^{cv} med cirka 5° och för sand med fälts-patsmineral ännu mer, om den utvärderas ur direkta skjuvförsök eller skjuvboxförsök.

Någon generell uppskattning av skillnader i friktionsvinklar från direkta skjuvförsök och triaxialförsök vid andra lagringstätheter, då provets volym förändras under skjuvningen, låter sig inte göras.

Direkta skjuvförsök och skjuvboxförsök har ofta använts med motiveringen att de är billiga och enkla samt ger resultat på "säkra" sidan. Hur mycket på "säkra" sidan resultaten är, eller ens om detta påstående är generellt, kan dock inte uppskattas. Skillnaden vid fast lagring har ofta rapporterats vara liten och i enstaka fall omvänd.

8. EMPIRISKA SAMBAND SOM TIDIGARE ANVÄNTS FÖR FRIKTIONSVINKLAR I SVERIGE

Det första empiriska sambandet för friktionsvinklar som gavs av SGI 1946 var att ϕ' kunde väljas som:

- 30° för stenfyllning med runda stenar,
- 35° för grus, sand (och grovsilt?)* och
- 45° för stenfyllning med sprängsten.

Någon större variation var ej att räkna med, (Jakobson 1946).

Nästa samband presenterades 1959 (Cadling 1959). Det utgjordes av en liten tabell hämtad från Terzaghi & Peck (1948) med allmänna värden från skjuvboxförsök, Tabell 1.

Värdena i denna tabell skulle enligt Terzaghi & Peck minskas med $1-2^\circ$ för vattenmättat material. I tabellen införs inverkan av kornform och gradering, utan att dessa separeras. Dessutom illustrerades inverkan av kornform, gradering och lagringstäthet med resultat som räknats om från triaxialförsök presenterade av Chen Liang-Sheng (1948). Fig. 17. Illustrationen är något missvisande då lagringstätheten i triaxialförsöken med lös lagring antagits vara noll och i fast lagring 1,0. Detta sägs inte i originalartikeln och är försökstekniskt praktiskt taget omöjligt.

Tabell 1. Friktionsvinklar för sand enligt Terzaghi & Peck (1948).

Lagrings-täthet	Runda korn, jämnkornig gradering	Kantiga korn, ojämnkornig gradering
Lös	28°	34°
Fast	35°	46°

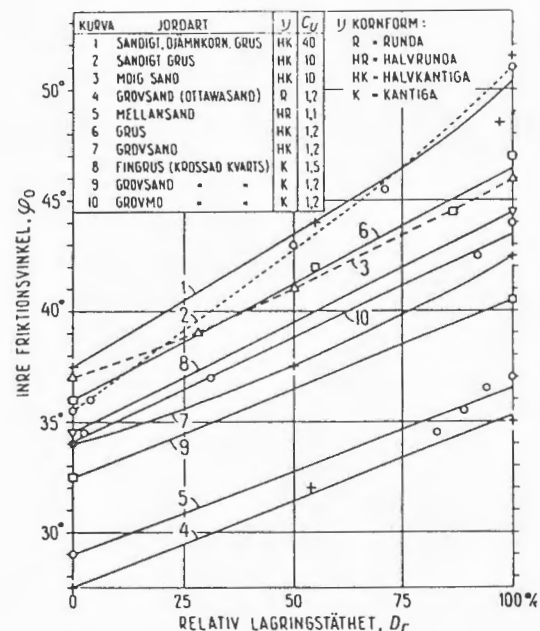


Fig 17. Friktionsvinklar omräknade från triaxialförsök presenterade av Chen Liang-Sheng (1948). (Klassificering och beteckningar enligt 1953 års system)

*) Då olika benämningssystem använts är det svårt att ange exakta jordarter och lagringstätheter. De empiriska samband som behandlas i detta kapitel härrör sig från den tid då klassificeringssystemet från år 1953 eller ännu äldre system var i bruk. Vad som i tabeller och figurer betecknas som silt eller grovmå torde därför i huvudsak motsvara vad som idag betecknas med finsand. Av samma skäl torde grusbeteckningarna motsvara dagens fin- och mellangrusfraktioner, d.v.s. material ≤ 20 mm. I SGF:s klassificeringssystem från 1981, som nu råder och som i övrigt används i denna skrift, räknas hela jordarten silt till vad som ur hållfasthetssynpunkt brukar betecknas som mellanjord.

Vidare utgörs det enda rundkorniga materialet av Ottawa sand, vilken i senare undersökningar visat sig ha något speciella egenskaper för att vara en kvartssand. Inverkan av kornform i Fig. 17 är därför betydligt överdriven.

Noteras kan att inget av dessa samband antyder någon inverkan av kornstorlek inom fraktionerna grovsilt-finsand* till grus.

Nästa rekommendation gavs 1972 (Broms 1972). I denna anges värden hämtade från Lundgren & Brinch-Hansen (1965), Tabell 2.

Tabell 2. Friktionsvinklar för friktionsjordar, enligt Broms (1972).

	Friktionsvinkel ϕ vid olika lag- ringstäthet		
	Låg	Normal	Hög
Ensgraderat	27°	32°	37°
Mellangraderat	29°	35°	41°
Välgraderat	30°	37°	44°

Värdena i tabellen avsåg sand med relativt skarpkantade korn. För fingrus och mellangrus kunde de angivna värdena ökas med 1° respektive 2°. Vid något rundade eller runda korn skulle värdena minskas med 3° respektive 5°.

*) Då olika benämningssystem använts är det svårt att ange exakta jordarter och lagringstätheter. I denna skrift används SGF:s klassificeringssystem från 1981 utom i de figurer och tabeller som tagits direkt ur litteraturen.

Detta skulle ge värden av 22-32° för rundkornig sand vilket är lägre än vad som veterligt uppmätts. Lundgren & Brinch-Hansen angav dock att värdena i tabellen var försiktigt valda riktvärden som kunde användas vid dimensionering av mindre konstruktioner om försöksvärden saknades. Det kan knappast heller ha varit avsikten att avdraget för runda korn skulle appliceras på de lägsta riktvärdena då Lundgren & Brinch-Hansen i nästa stycke angav att för ospecificerad in-pumpad sandfyllning kan en friktionsvinkel av 32° användas vid beräkningar.

Lundgren & Brinch-Hansen angav vidare att friktionsvinkeln vid plane-strain kan beräknas som

$$\phi'_{\text{PLANE STRAIN}} = 1.1 \cdot \phi'_{\text{TRIAXIAL}}$$

medan Broms anger den vara 2° till 5° högre än i triaxialfallet.

Enligt Broms (1972) skulle inte partikelmaterialet som sådant ha någon betydelse för friktionsvinkeln, utom då det innehöll glimmer. Vidare rekommenderas att en friktionsvinkel högre än 45° inte används vid beräkningar. Lundgren & Brinch-Hansens bok utgavs först 1958 och nytrycktes 1965. Då angavs att spänningsnivån inte hade någon större betydelse. Redan 1967 hade dock Brinch-Hansen reviderat denna uppfattning i en artikel om inverkan av spänningsnivån för friktionsvinkeln i sand. Detta har dock inte avspeglats i senare empiriska samband som hänförs till Brinch-Hansen.

I Hansbo's lärobok i jordmateriallära (Hansbo 1975) anges ett uttryck hämtat från Brinch-Hansen för friktionsvinklar i naturliga jordar bestämda med triaxialförsök.

$$\phi' = 26^{\circ} + 10I_D + 0,4 C_U + 1,6 \lg d_m$$

där I_D = lagringstäthet
 C_U = graderingstalet (≤ 15)
 d_m = medelkorndiametern, d_{50} ,
 (för korn ≤ 20 mm) i mm

Enligt denna formel skulle inverkan av I_D vara max 10° och av C_U vara max 6° . Friktionsvinkeln skulle öka med ökande kornstorlek så att friktionsvinkeln för grus skulle vara 5° högre än för grovsilt.

En tabell över ungefärliga värden på de friktionsvinklar som kan förväntas i olika jordar angavs också. Denna tabell återfinns även i senaste BYGG, band G (1982), och i SGI Information Nr 1 (Larsson 1981). Tabellen har senare utökats i SGI Information Nr 3 (Larsson et al 1984) med värden för silt, Tabell 3.

Tabell 3. Ungefärliga värden på friktionsvinklar i olika jordar enligt Larsson et al (1984).

Lagrings- täthet	Jordart						
	Silt	Sand	Grus	Sand- morän	Grus- morän	Maka- dam	Spräng- sten
Löst lagrad	26°	28°	30°	35°	38°	30°	40°
Fast lagrad	33°	35°	37°	42°	45°	38°	45°

Att friktionsvinkeln skulle minska med minskande kornstorlek strider mot både teori och flertalet undersökningar. Underlaget för de presenterade sambanden har inte kunnat återfinnas i litteraturen och för sambanden anges inte klart om de angivna vinklarna är försiktigt valda eller verkligen förväntade värden. Inte heller anges om andra faktorer som risken för porvattenövertryck eller stora deformationer vägts in i de angivna värdena.

Värdena för sand och grus motsvarar i stort sett de som ges i den danska fundamenteringsnormen från 1977 vilken torde bygga på samma underlag. I den senare anges klart att det är fråga om överslagsvärden som kan användas i beräkningar för normala konstruktioner och torde således vara försiktigt valda parametrar.

Bergdahl (1984) presenterar i samband med utvärdering av sonderingsresultat karakteristiska värden för friktionsvinklar i sand utan säkerhet inbakad i värdena, Tabell 4.

Tabell 4. Karakteristiska värden för friktionsvinklar, enligt Bergdahl (1984):

Relativ fasthet	Karakteristiskt värde
Mycket lös	29-32°
Lös	32-35°
Medelfast	35-38°
Fast	38-42°
Mycket fast	>42°

Bergdahl anger också att vid utvärdering av sonderingsresultat skall göras avdrag för silt och tillägg för grus, men relaterar detta till effekter som t ex negativa portryck, vilka uppstår vid sonderingen, och inte till jordens verkliga hållfasthet.

Begreppet "relativ fasthet" kan inte direkt översättas till lagringstäthet men de av Bergdahl angivna karakteristiska värdena är i storleken $4-8^{\circ}$ högre än de försiktigt valda överslagsparametrarna.

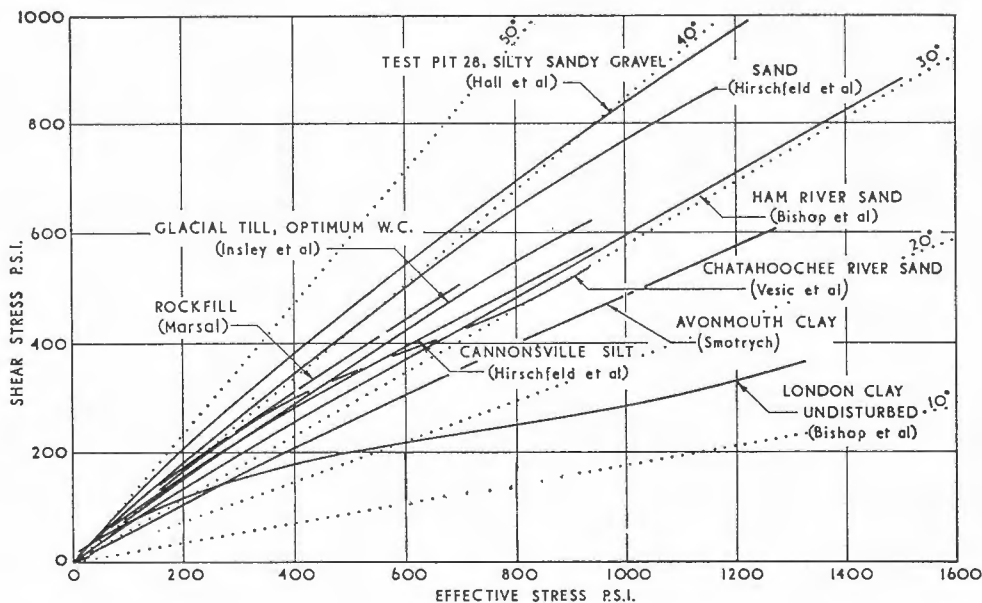
9. OBSERVATIONER AV FRIKTIONSVINKELNS SPÄNNINGSBEROENDE

Att den friktionsvinkel som kan utvecklas i hög grad beror på de rådande spänningarna har varit känt sedan länge, t. ex. Taylor & Leps 1938 och Lambe 1951, men började i högre grad uppmärksammas i början av 60-talet då Ladanyi redovisade omfattande undersökningar på sand.

En större sammanställning över sambanden mellan spänningsnivå, lagringstäthet och friktionsvinkeln i sand presenterades av De Beer 1965. Ett år senare visade Bishop (1966) i sin Rankine Lecture att friktionsvinkeln beror på dilatationseffekter och spänningsnivå i all typ av jord, Fig. 18.

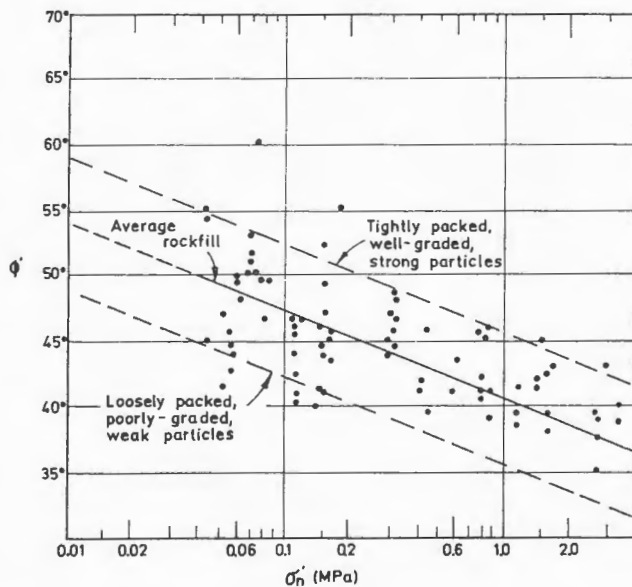
Under 60-talet utvecklades apparatur för försök med mycket höga tryck för att studera inverkan av spänningsnivån över ett mycket brett spänningsregister, t. ex. Billam (1971), Vesic & Clough (1968).

Figur 18. Skjuvhållfasthetens spänningsberoende i olika jordar enligt Bishop (1966).
(1 PSI $\approx$ 7 kPa).



Inom dammbyggnadstekniken pågick samtidigt omfattande forskning för att utröna hur olika jordmaterial uppförde sig under de mycket vida spänningsregister som blev aktuella vid uppförandet av höga dammar (upp till 300 m höga) t ex Marsal (1969) och Leslie (1969). Resultaten av dessa undersökningar summerades av Leps (1970) och visade att friktionsvinkeln för olika sten- och grusfyllningar förutom att vara starkt beroende av spänningsnivån, också beror på bergartens hårdhet och fyllningens gradering, Fig. 19. Motsvarande resultat hade också erhållits av Banks & Mac Iver (1969).

Denna formel har använts i hög utsträckning i samband med spetstrycksondering i sand för att modifiera de utvärderade friktionsvinklarna. Den är dock omständlig och fordrar omfattande undersökningar, då både ϕ'_0 och α är variabler med I_D , som dessutom varierar för olika material.



Figur 19. Friktingsvinklar i sprängstensfyllningar enligt Leps (1970).

1976 föreslog Baligh att friktionsvinkelns variation med spänningsnivån skulle beräknas ur

$$\tau = \sigma' \left[\tan \phi'_0 + \tan \alpha \left(\frac{1}{2,3} - \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) \right]$$

där $\sigma'_0 = 100 \text{ kPa}$
 $\tan \phi'_0 = \tan \phi'$ bestämt vid $\sigma'_N = 272 \text{ kPa}$
 $\alpha =$ en experimentellt bestämd faktor

10. NYARE SAMBAND

Barton & Kjaernsli visade 1981 hur man kan utvärdera hållfastheten i stenfyllningar med kunskap om en basfriktionsvinkel, bergartens hållfasthet, kornens storlek och råhet samt porositeten efter packning. Metoden baseras på samma beräkningsmetoder som används för sprickhållfasthet i berg där

$$\frac{\tau}{\sigma'_N} = \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma'_N} \right) + \phi'_{res} \right]$$

$$\text{dvs} \quad \phi' = \phi'_{res} + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma'_N} \right)$$

där JRC = Råhetskoefficient

JCS = Bergets tryckhållfasthet

ϕ'_{res} = Friktionsvinkel vid residualhållfasthet i bergsprickor

Bergart	Tryckhållfasthet MPa	
	Referens	
	Pusch(1972)	BYGG G06
Granit	70-280	75-250
Diabas	500	-
Kvartsit	200-500	125-275
Marmor	90	75-150
Sandsten	35-140	25-125
	Enl. SGI provning i Malmö	
Kalksten	5-60	25-150
Förkislad kalksten	40-150	

Både högre och lägre värden förekommer.

Råhetskoefficienten beror på sprickans form och ytornas råhet. Bergets tryckhållfasthet motsvarar enaxiell tryckhållfasthet utom vid extremt höga spänningsnivåer då den övergår till triaxialhållfastheten. Tryckhållfastheten minskar något vid vattentillförsel.

Riktvärden för ϕ'_{res} är enligt BYGG G06 (Bäckblom et al 1984):

Granit	30-35 ⁰
Gnejs	23-30 ⁰
Kalksten	33-40 ⁰
Sandsten	25-35 ⁰
Lersten	25-27 ⁰

Några entydiga samband mellan bergart och tryckhållfasthet finns inte. Typiska värden för tryckhållfasthet i olika bergarter har givits av Pusch (1972) och kan skattas ur BYGG G06:

Tryckhållfasthetens betydelse för friktionsvinkeln beror på att vid den maximala skjuvpåkänningen uppstår krossbrott i kontaktpunkterna vare sig normalspänningen är hög eller låg. Det är endast krossningens storlek som varierar så att kontaktytorna anpassas till att stå i proportion till spänning och hållfasthet.

I stenfyllning modifieras uttrycket för ϕ' till

$$\phi' = R \log \left(\frac{S}{\sigma'_N} \right) + \phi'_b$$

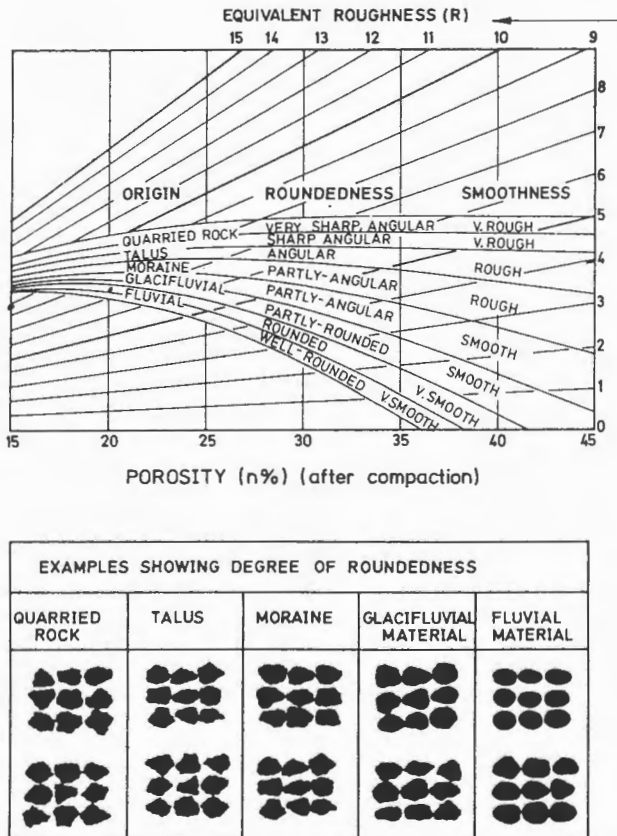
där R = råhetsfaktor

S = korntryckhållfasthet

ϕ'_b = basfriktionsvinkel

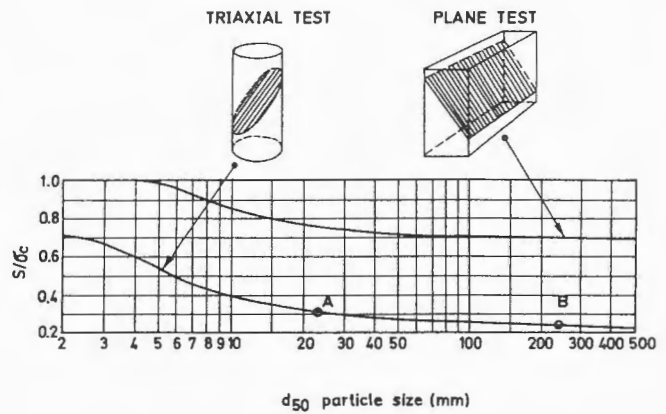
ϕ'_b är några grader högre än ϕ'_{res} och motsvarar ungefär ϕ'_{cv} .

Råhetsfaktorn R beror på kornform, materialtyp och porositeten efter packning och kan tas ur diagram. Man skiljer grovt på sprängsten, naturligt nedrasat berg, morän, isälvsediment och älvsediment. Kornens rundhet och ytornas släthet ökar karakteristiskt enligt denna indelning och faktorn R minskar därmed, Fig. 20.



Figur 20. Diagram för råhetsfaktorn R , enligt Barton & Kjaernsli (1981).

Kornhållfastheten S beror förutom på bergmaterialets enaxliga tryckhållfasthet, här betecknad σ_c , också på korndiametern. S minskar med ökande kornstorlek inom intervallet $d_{50} = 2-500$ mm vilket främst anses bero på att sprickfrekvensen ökar i de större kornen, Fig. 21.



Figur 21. Utvärdering av kornhållfasthet S ur enaxiell tryckhållfasthet (σ_c) i bergmaterialet enligt Barton & Kjaernsli (1981).

Vattenbegjutning kan minska tryckhållfastheten och kornhållfastheten, speciellt i sprickiga korn. Barton & Kjaernslis diagram gäller för triaxialförsök på packade grus- och stenfillsningar. Lagringstäthet och gradering påverkar råhetsfaktorn genom porositeten. Detta är något grovt då en minskning av porositeten genom ökad packning har en avsevärt större inverkan på friktionsvinkeln än om motsvarande minskning åstadkoms genom en ökning av graderingstalet (Pike 1973). Relationen för plane-strain är inte hämtad från försöksresultat utan är beräknad med antagande att plane-strainförsök ger $2-4^\circ$ högre friktionsvinkel.

Barton & Kjaernsli's formler visar klart sambandet mellan kornens hållfasthet och mobiliserbar friktionsvinkel vid fasta lagringar. Inverkan av partiklarnas form illustreras också men kan övervärderas om man inte beaktar att runda och släta partiklar normalt har en lägre sprickfrekvens, en högre kornhållfasthet och oftast är mera lättpackade.

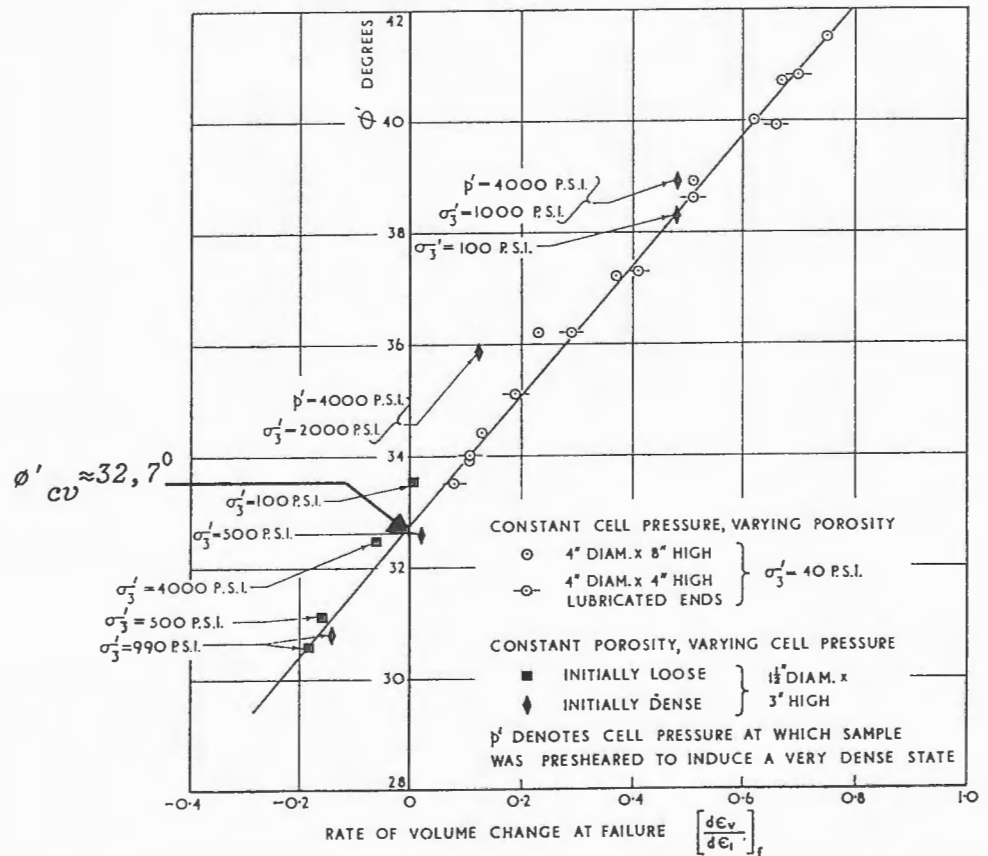
Bolton (1986) gjorde en sammanställning av försöksresultat på sand som rapporterats i litteraturen. Bolton konstaterade att:

- Oavsett vilken modell som används för att illustrera förhållandet mellan mobiliserad friktionsvinkel och volymändring så kan $\phi' - \phi'_{cv}$ antas vara en linjär funktion av dilatansgraden $(-d\epsilon_v/d\epsilon_1)$ vid brott.
- Ökningen av friktionsvinkeln med ökande fasthet vid samma spänningsnivå är en linjär funktion av lagringstätheten I_D
- Minskningen i friktionsvinkel med ökande spänning är en linjär funktion mot logaritmen för spänningen.
- Denna minskning gör att man vid ett kritiskt tryck inte längre får någon volymökning oavsett lagringstäthet.

- Detta kritiska tryck är lägre för lös lagring än för fast lagring.

Med ledning av detta fann Bolton att ϕ'_{cv} kan utvärderas ur ett antal försök där ϕ' och dilatansgraden vid brott är kända. Plottas ϕ' mot $(d\epsilon_v/d\epsilon_1)$ erhålls en rät linje som kan extrapoleras så att ϕ'_{cv} kan avläsas som ϕ' där ingen volymändring sker vid brott, Fig. 22.

Figur 22. Utvärdering av ϕ'_{cv} ur ett antal triaxialförsök där ϕ' och dilatansgraden vid brott utvärderats. Data från Bishop (1966).



ϕ'_{cv} för kvartssand befanns vara i storleken 33° , medan sand med fältspat som huvudmineral hade ϕ'_{cv} i storleken 37° . Motsvarande värden har rapporterats för sand och silt i Sverige (Börgesson 1981). Normala värden för ren kvarts är cirka 32° och ren fältspat 40° men oftast innehåller kornen blandmaterial. En inverkan av rundhet och släthet kan spåras då den extremt rundkorniga Ottawasanden har $\phi'_{cv} \approx 30^\circ$.

Bolton formulerade vidare ett dilatansindex I_R

$$I_R = I_D (Q - \ln p') - R$$

enligt vilket det kritiska isotropa trycket p'_{CRIT} där $I_R=0$ blir

$$\ln p'_{CRIT} = Q - R/I_D$$

p'_{CRIT} minskar enligt detta uttryck således något med minskande lagringstäthet.

Rent empiriskt erhöles en mycket god korrelation mellan I_R och $(\phi' - \phi'_{cv})$ med p' uttryckt i kPa och med $Q=10$ och $R=1$.

För triaxialförsök erhöles

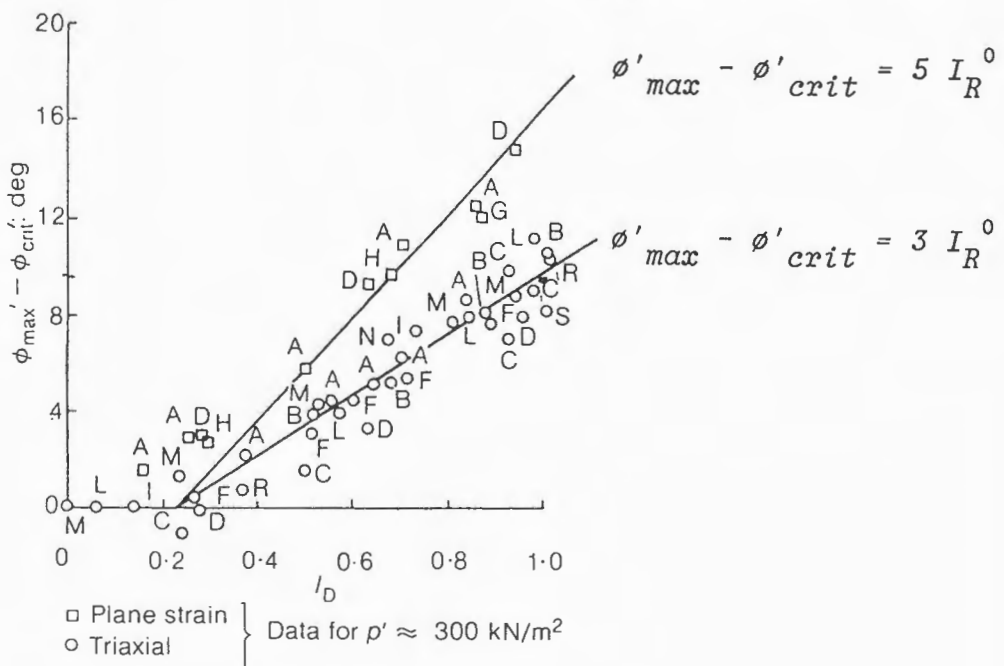
$$\phi' = \phi'_{cv} + 3 I_R$$

och för plane-strainförsök

$$\phi' = \phi'_{cv} + 5 I_R$$

med en typisk spridning av $\pm 2^\circ$ för de flesta av de 17 material som ingick i litteraturstudien, Fig. 23.

Figur 23. Inverkan av dilatansindex i plane-strain och triaxialförsök enligt Bolton (1986).



De mest markanta avvikelserna erhöjls för mycket rundade partiklar. Dessa erhöjll i princip lägre hållfasthet vid låga spänningsnivåer och en högre hållfasthet vid höga spänningsnivåer jämfört med övriga material. Detta tolkades av Bolton som att de skulle ha en extra gräns för spänningar under vilken ingen krossning inträffar. Det kan dock också tolkas som att inverkan av I_R (faktorerna 3 resp 5) är lägre samtidigt som det kritiska trycket p'_{CRIT} är högre för rundade korn.

Jämförs Boltons ekvation

$$\phi' = \phi'_{cv} - 3 + 3I_D (Q - \ln p')$$

för triaxialförsök med Barton & Kjærnsli's uttryck

$$\phi' = \phi'_b + R \log \left(\frac{S}{\sigma'_N} \right)$$

ser man att det är i princip samma uttryck och att Q kan relateras till kornens tryckhållfasthet. Detta upptäcktes också av Bolton som på basis av undersökningar av Billam (1971) föreslog att Q skulle väljas med hänsyn till kornmineral enligt

Q	Mineral
10	Kvarts och fältspat
8	Kalksten
7	Antracit
5,5	Krita

Jämför man Boltons empiriska samband för triaxialförsök

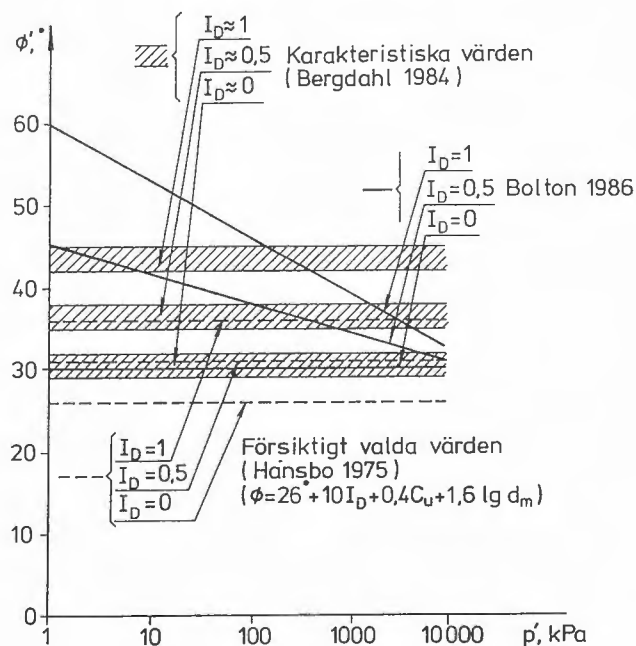
$$\phi' = \phi'_{cv} + 3I_D (10 - \ln p') - 3$$

med de riktvärden som senast angivits i Sverige av Hansbo (1975) motsvarande

$$\phi' = 26^\circ + 10 I_D + 0,4 C_U + 1,6 \lg d_m$$

för fallet tämligen ensgraderad kvartssand med $\phi'_{cv} \approx 33^\circ$ erhöjls i alla fall utom extremt höga tryck (>2000 kPa) avsevärt högre värden enligt Boltons relation.

Jämförs Boltons ekvation istället med de karakteristiska värden som angivits av Bergdahl (1984)* visar det sig att de sammanfaller för mycket löst lagrad sand. För fastare lagrad sand sammanfaller värdena vid en spänningsnivå av cirka 200 kPa. För högre spänningar är den verkliga hållfastheten lägre än för de karakteristiska värdena och för lägre spänningar blir den högre, Fig. 24.



Figur 24. Jämförelse mellan Bolton's relation för friktionsvinklar i ensgraderad sand och motsvarande karakteristiska värden enligt Bergdahl (1984)* respektive försiktigt valda värden enligt Hansbo (1975).

* Se kapitel 8, sid. 32.

11. DISKUSSION AV DE NYARE SAMBANDEN

De båda sambanden från Barton & Kjaernsli och Bolton är relativt samstämmiga trots olika utgångspunkter. De tar båda hänsyn till materialets friktion vid konstant volym, lagringstätheten och spänningsnivån. De tar också, om än i Boltons fall indirekt, hänsyn till materialets kornhållfasthet. Barton & Kjaernslis samband är dock tänkta att användas enbart för packade stenfyllningar och Boltons relation avser endast ensgraderad sand.

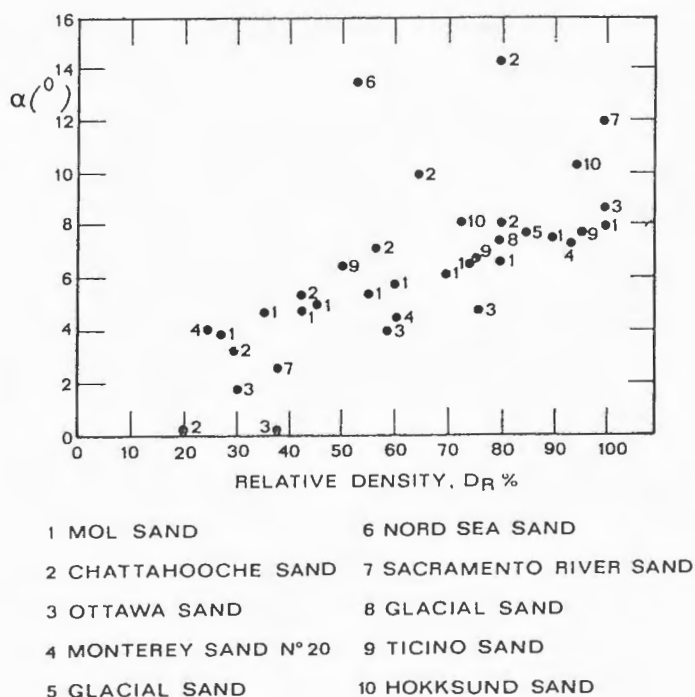
Inverkan av faktorer som kornstorlek, partikelform och gradering är därför svår att värdera även om den delvis ingår i Barton & Kjaernslis relation.

Bolton's relation har visat sig stämma mycket väl för ett stort antal sandtyper. Ytterligare material i litteraturen (Bellotti et al 1983, Kildalen et al 1982, Cristoffersen & Lunne 1983, Penman 1953, Bønding 1977, De Beer 1965, Conforth 1972, Tatsuoka 1987) bekräftar giltigheten för sand i stora drag. Relationen kan dock behöva modifieras något.

Bolton anger att ϕ'_{cv} kan väljas med hänsyn endast till mineralinnehållet till t ex 33° för kvartssand. Detta är ett bra medelvärde men för de typer av kvartssand som angetts som mycket runda och släta är motsvarande värden 30° (Ottawa sand), 30° (Karlsruhe sand, Hettler & Vardoulakis 1984), resp 31° (Dansk G-12 sand, Bønding 1977). Mycket rundade sandkorn tycks således ha en cirka 3° lägre friktion än mer skarpkantade vid konstant volym.

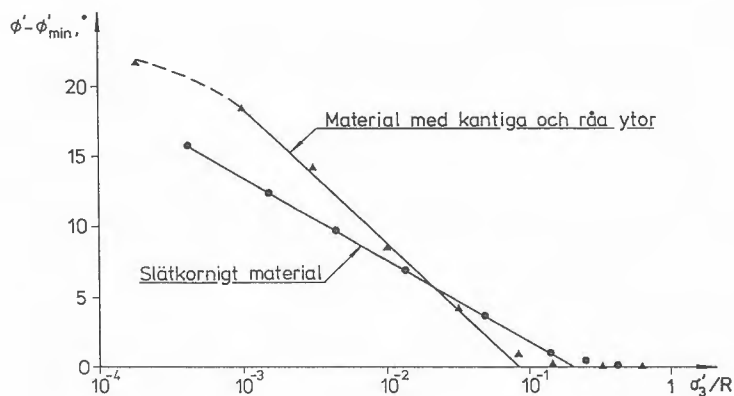
Inverkan av dilatansindex antas vara konstant och i triaxialfallet för fastaste lagring ge en minskning av friktionsvinkeln av 7° för en 10-faldig ökning av spänningsnivån. Detta är dock endast ett medelvärde. Motsvarande värde i Barton & Kjaernslis samband anges av råhetsfaktorn R vars medelvärde är i samma storleksordning men som ger en variation mellan i runda tal 3° och 10° . Motsvarande variation återfinns i en sammanställning av faktorn α i Baligh's (1976) ekvation som utförts av Bellotti et al (1983). α är ett mått på hur friktionsvinkeln minskar med spänningsökningen

$$\tan \phi' = \tan \phi'_0 + \tan \alpha \left(\frac{1}{2,3} - \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$



Figur 25. Faktorn α i Baligh's relation som funktion av lagringstäthet. Från Bellotti et al (1983).

Enligt Barton & Kjaernsli's diagram för faktorn R ökar denna kraftigt med ökande kantighet och ytråhet och minskar med rundhet och släta ytor. Samma effekt kan ses i de kurvor som plotats av Bolton. Att dilatans effekterna och ökningen av friktionsvinkeln vid lägre tryck är mindre för partiklar med släta ytor än för material med råa korn har tidigare visats av Billam (1971), Fig. 26.

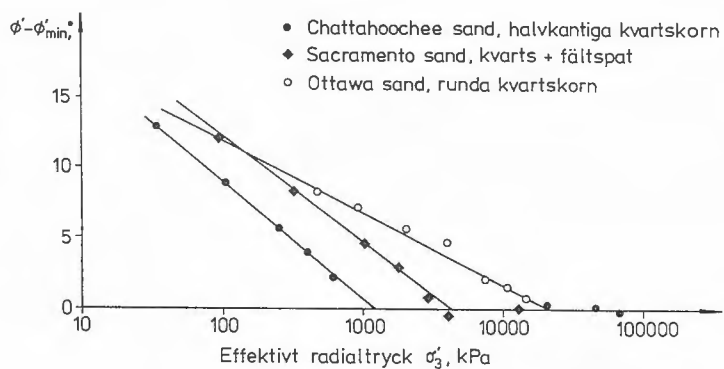


Figur 26. Jämförelse mellan dilatans effekter för släta respektive råa och kantiga partiklar.

Från Billam (1971).

R är ett mått på materialets kornhållfasthet.

Billam visar också på hållfasthetens beroende av förhållandet mellan spänningsnivån och mineralkornens hållfasthet. Resultaten antyder att det kritiska trycket skulle kunna vara högre för släta korn än för skrovliga. Motsvarande resultat, med en högre kritisk spänning för rundat material samtidigt som friktionsvinkelns tillväxt vid minskande tryck är lägre än för mera kantigt material, erhöles av Bootwell (1968), Fig. 27.



Figur 27. Samband mellan spänning och friktionsvinklar för olika typer av fast lagrad sand. Från Bootwell (1968).

Bolton's ekvation skulle således behöva modifieras till

$$\phi' = \phi'_{cv} + \mu \cdot 3 I_D [(Q - \ln p') - 1]$$

där μ är en funktion av kornform och ytråhet och Q förutom kornhållfasthet också i viss mån beror på kornform och ytråhet. Vid plane-strain byts faktorn 3 mot 5. Faktorn μ kan förväntas variera inom intervallet 0,5 - 1,5. Uttrycket tar då fortfarande inte hänsyn till materialets gradering utan gäller enbart för ensgraderad sand. Studier av graderingens inverkan visar att ett månggraderat material kan antas ha ett cirka 10 gånger högre kritiskt tryck än ett ensgraderat vilket motsvarar en ökning av faktorn Q med 2 enheter.

Ekvationen kan inte användas för spänningar högre än p'_{crit} . Enligt formeln skulle ϕ' fortsätta att minska rätlinjigt, men alla undersökningar visar att friktionsvinkeln efter att ha haft ett minimum vid spänningar strax över p'_{crit} åter ökar till värdet vid p'_{crit} och därefter blir ungefär konstant för ännu högre spänningar. Som en undre restriktion får därför införas

$$\phi' \geq \phi'_{cv} - 1 \text{ à } 2^0$$

Några av de samband som redovisades av Bolton antydde att ökningen av ϕ' inte skulle fortsätta med minskande spänningsnivå hur långt som helst varför Bolton ansåg det vara välbetänkt att inte använda sig av empiriska friktionsvinklar som i triaxialfallet överstiger ϕ'_{cv} med mer än 12° , respektive 20° i plane-strain fallet.

I en diskussion till Bolton's artikel angav Tatsuoka (1987) att spänningsnivåns inverkan minskar för spänningar under 150 kPa, för att helt upphöra under 50 kPa. Detta stämmer dock inte med övrig erfarenhet. Några resultat i Bolton's undersökning antydde en minskande men dock ej upphörande effekt av minskande spänningar vid låga spänningsnivåer. Detsamma kan noteras från Billam (1971) som redovisar en ökning, om än avtagande ända ned till en spänningsnivå av 3 kPa. Melzer (1974) uppmätte en stadig ökning ända ned till 3,5 kPa och ett flertal andra forskare, t ex Ladanyi (1960), har funnit förhållandet mellan ϕ' och $\log p'$ rätlinjigt ned till de lägsta spänningar (i storleksordningen 20 - 25 kPa) de använt vid sina försök. Hur sambandet ser ut i det allra lägsta spänningsområdet är svårt att bedöma, bland annat på grund av svårigheten att utvärdera försöken vid dessa låga spänningsnivåer där felkällorna är många och har stor betydelse. Normalt kan antas att förhållandet mellan ϕ' och $\log p'$ är rätlinjigt inom det spänningsområde som är av intresse, även om en viss försiktighet bör iakttas så att inte empirin tillämpas utanför sitt giltighetsområde för extremt låga spänningar.

Enligt Tatsuoka (1987) skulle ϕ'_{cv} vara cirka 3° högre i plane-strain fallet än i triaxialfallet. Också detta strider mot praktiskt taget all annan erfarenhet.

REFERENSER

Al-Hussani, M. M. (1972) Influence of Relative Density on the Strength and Deformation of Sand under Plane Strain Conditions. ASTM Special Technical Publication STP 523.

Alva-Huato, J. E., Mc Mahon, D. R. and Stewart, H. E. (1981) Apparatus and Testing Techniques for Static Tri-axial Testing of Ballast. ASTM Special Technical Publication STP 740.

Andersson, Ö. (1981) Rapport över raset vid bro över Ryssgraven på E18, Juni-81. Geodetaljen, Vägförvaltningen i Stockholms län.

Arthur, J. R. F. and Menzies, B. K. (1972) Inherent Anisotropy in a Sand. Geotechnique, Vol. 22, No. 1.

Arthur, J. R. F., Chua, K. S. and Dunstan, T. (1977) Induced Anisotropy in a Sand. Geotechnique, Vol. 27, No. 1.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Pasqualini, E. (1981) Cone resistance in dry N.C. and O.C. Sands. Proceedings of a Session on Cone Penetration Testing and Experience. St Louis, Missouri. ASCE, New York.

Baligh, M. M. (1976) Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division Vol. 102, GT 11, Nov. 1976.

Bandis, S., Barton, N. and Lumsden, A. (1981) Experimental Studies of Scale Effects on the Shear Behaviour of Rock Joints. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geotechnical Abstracts. Vol. 18, 1981.

Banks, D. C. and Mc Iver, B. N. (1969) Discussion on "Review of Shearing Strength of Rockfill" by Leps (1970). ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 97, No. SM5, 1971.

Barden, L., Ismail, H. and Tong, P. (1969) Plane strain deformation of granular material at low and high pressures. Geotechnique Vol. 19, No. 4.

Barton, N. and Kjaernsli, B. (1981) Shear Strength of Rockfill. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 107, No. GT7 . 1981. Också i Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon Nr. 136, Oslo.

Becker, E., Chan, C. K. and Seed, H. B. (1972) Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials in Plane Strain and Triaxial Compression Tests. Report No. TE-72-3, Geotechnical Engineering Division, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Manassero, M. E. and Pasqualini, E. (1983) Evaluation of Sand Strength from CPT. International Symposium on Soil and Rock Investigations by In-Situ Testing. Paris, Vol. 2.

Bergdahl, U. (1984) Geotekniska undersökningar i fält. Statens Geotekniska Institut. Information Nr. 2. Linköping.

Billam, J. (1971) Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures. Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium. Cambridge 1971.

Bishop, A. W. (1948) A large shear box for testing sands and gravels. Proceedings 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam. Vol. 1. Section 2e.

Bishop, A. W. (1954) Correspondence on "Shear characteristics of a saturated silt measured in triaxial compression," by Penman, A. D. M. (Geotechnique 3 312-328) Geotechnique Vol. 4. pp. 43-45.

Bishop, A. W., Webb, K. L. and Skinner, A. E. (1965) Triaxial tests on a soil at elevated cell pressures. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1. Montreal.

Bishop, A. W. (1966) Strength of soils as engineering materials. 6th Rankine Lecture. Geotechnique Vol. 16.

Bishop, A. W. (1971) Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge 1971.

Bolton, M. D. (1986) The strength and dilatancy of sands. Geotechnique Vol. 36, No. 1.

Boutwell, G. P. (1968) On the Yield Behaviour of Cohesionless Materials. Duke Soil Mechanics Series No. 7.

Brinch-Hanssen, J. (1967) Some Empirical Formulae for the Shear Strength of Molsand. Proceedings of the Geotechnical Conference in Oslo 1967. Vol. 1.

Broms, B. (1972) Jordarternas uppbyggnad. Kapitel 171 i Handboken BYGG, Del 1B. Också i Statens Geotekniska Institut, Meddelanden Nr. 10. Stockholm.

Bäckblom, G., Franzén, T. och Stille, H. (1984) Bergmateriallära och bergmekanik. Kapitel G06 i Handboken BYGG. Liber Förlag, Stockholm.

Børding, N. (1977) Triaxial state of failure in sand. Geoteknisk Institut, DGI. Bulletin No. 30, Lyngby.

Börjesson, L. B. (1981) Mechanical properties of inorganic silt. Avhandling. Institutionen för Geoteknologi, Högskolan i Luleå. 1981:09 D.

Cadling, L. (1959) Jordarternas egenskaper. Kapitel 171 i Handboken BYGG 1959. Också i Statens Geotekniska Institut, Meddelanden Nr. 5. Stockholm.

Caquot, A. & Kerisel, J. (1949) Traite de mecanique des sols. Cauthier-Villars, Paris.

Chen Liang-Sheng (1948) An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests. Proceedings 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 5. Rotterdam.

Christoffersen, H. P. and Lunne, T. (1983) Laboratory tests on Ticino sand. Norges Geotekniske Institutt. Intern Rapport Nr. 40015-5, Oslo.

Conforth, D. H. (1969) Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand. *Geotechnique* vol. 14.

Conforth, D. H. (1973) Prediction of drained strength of sands from relative density measurements. ASTM Special Technical Publication, STP 523.

Dansk Standard DS 415: Norm for fundering (1977); Dansk Ingeniörforening. Köpenhamn.

De Beer, E. E. (1965) Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. Vol. 1.

De Beer, E. E. (1970) Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique* Vol. 20, No. 4.

De Josselin de Jong, G. (1976) Rowe's stress-dilatancy relation based on friction. *Geotechnique* vol. 26, No. 3.

Drescher, A. and Vardoulakis, I. (1982) Geometric softening in triaxial tests on granular material. *Geotechnique* Vol. 32, No. 4.

Donaghe, R. T. and Cohen, M. W. (1978) Strength and deformation properties of rock fill. U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station. Soil and pavement Laboratory. Technical Report S-78-1.

Dunstan, T. (1972) The influence of grading on the anisotropic strength of sand. *Geotechnique* Vol. 22, No. 3.

Eerola, M. and Ylisjoki, M. (1970) The effect of particle shape on the friction angle of coarse grained aggregates. Proceedings 1st International Congress of the International Association of Engineering Geology. Paris. Vol. 1.

Feda, J. (1971) The effect of grain crushing on the peak angle of internal friction of a sand. Proceedings of the 4th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Goel, M. C. (1978) Evaluation of Shear Strength of Coarse Grained Soils. *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 8, No. 3.

Hansbo, S. (1975) Jordmateriallära. Almqvist & Wiksell Förlag, Stockholm.

Hardin, B. O. (1985) Crushing of Soil Particles. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 10, Oct. 1985.

Hartlén, J. och Johannesson, L.-E. (1981) Hållfasthet hos spannmål - Inverkan av kornorientering och spänningsväg. Statens Geotekniska Institut, Varia Nr. 57. Linköping.

Hedar, P. A. (1985) Vågbrytare och strandskoningar. Kapitel V26 i Handboken BYGG, Band V. Liber Förlag, Stockholm.

Hennes, R. G. (1952) The Strength of Gravel in Direct Shear. ASTM Special Technical Publication STP 131.

Hettler, A. and Vardoulakis, I. (1984) Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus. *Geotechnique* Vol. 34, No. 2.

Hirschfeld, R. C. and Poulus, S. J. (1964) High- Pressure Triaxial Tests on a Compacted Sand and an Undisturbed Silt. ASTM Special Technical Publication STP 361.

Holubec, I. and D'Appolonia, E. (1973) Effect of Particle Shape on the Engineering Properties of Granular Soils. ASTM Special Technical Publication STP 523.

Jakobson, B. (1946) Kortfattat kompendium i geoteknik 1946. Statens Geotekniska Institut, Meddelanden Nr. 1. Stockholm.

Kildalen, S., Last, N., Lunne, T. and Parkin, A. (1982) Results of triaxial tests on Hokksund sand. Norges Geotekniske Institutt, Internal Report 52108-13. Oslo.

Kirkpatrick, W. M. (1965) Effects of Grain Size and Grading on the Shearing Behaviour of Granular Materials. Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 1.

Kjellman, W. and Jakobson, B. (1955) Some relations between stress and strain in coarse-grained cohesionless materials. Statens Geotekniska Institut, Proceedings No. 9. Stockholm.

Koerner, R. M. (1970) Effect of particle characteristics on soil strength. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM4, July 1970.

Koerner, R. M. (1970) Behaviour of single mineral soils in triaxial shear. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM4, July 1970.

Ladanyi, B. (1960) Etude des relations entre les contraintes et des deformations lors du cisaillement des sols pulvérulents. Annales des Travaux Publics de Belgique, No. 3. 1960, Bryssel.

Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulus, H. G. (1977) Stress-deformation and strength characteristics. State-of -the-Art Report. Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2.

Lade, P. V. and Duncan, J. M. (1973) Cubical triaxial tests on cohesionless soil. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 99, No. SM10.

Lambe, T. W. (1951) Soil Testing for Engineers. John Wiley & Sons, New York.

Larsson, R. (1977) Basic behaviour of Scandinavian soft clays. Statens Geotekniska Institut, Rapport Nr. 4, Linköping.

Larsson, R. (1981) Drained behaviour of Swedish clays. Statens Geotekniska Institut, Rapport Nr. 12, Linköping.

Larsson, R. (1982) Jords egenskaper. Kapitel G04 i Handboken BYGG. Också i Statens Geotekniska Institut, Information Nr. 1, Linköping.

Larsson, R., Bergdahl, U. och Eriks-son, L. (1984) Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Statens Geotekniska Institut, Information Nr. 3, Linköping.

Lee, I. K. (1966) Stress-dilatancy performance of feldspar. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 92, No. SM2.

- Lee, K. L. and Farhoomand, I. (1967)** Compressibility and Crushing of Granular Soil. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1.
- Lee, K. L. and Seed, H. B. (1967)** Drained Strength Characteristics of Sands. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. SM6, Nov. 1967.
- Lee, K. L., Seed, H. B. and Dunlop, P. (1967)** Effect of moisture on the Strength of a Clean Sand. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. SM6, Nov. 1967.
- Lee, K. L. (1969)** Particle Breakage during High Pressure Testing. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Specialty Session No. 13.
- Leps, T. M. (1970)** Review of shearing strength of rockfill. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM4, July 1970.
- Leslie, D. D. (1969)** Relationships between Shear Strength, Gradation and Index Properties of Rockfill Materials. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Specialty Session No. 13.
- Lowe, J. (1964)** Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials. Proceedings 8th International Conference on Large Dams, Edinburgh.
- Lundgren, H. och Brinch Hansen, J. (1965)** Geoteknik. Teknisk Forlag, Köpenhamn.
- Marachi, N. D., Chan, C. K., Seed, H. B. and Duncan, J. M. (1969)** Strength and deformation characteristics of rock-fill materials. University of California, Berkeley, Report TE-69-5.
- Marachi, N. D., Duncan, J. M., Chan, C. K. and Seed, H. B. (1981)** Plane-Strain Testing of Sand. ASTM Special Technical Publication STP 740.
- Marsal, R. J. (1967)** Large Scale Testing of Rockfill Materials. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. SM2, March 1967.
- Marsal, R. J. (1969)** Shear Strength of Rockfill Samples. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Specialty Session No. 13.
- Marsal, R. J. (1971)** Discussion on "Review of Shearing Strength of Rockfill" by Leps (1970). ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 97, No. SM3.
- Marsal, R. J. (1973)** Mechanical Properties of Rockfill. Embankment - Dam Engineering, Casagrande Volume. John Wiley & Sons, New York.
- Melzer, K.-J. (1974)** Methods for investigating the strength characteristics of lunar soil simulant. Geotechnique Vol. 24, No. 1.
- Mitchell, J. K. (1976)** Fundamentals of Soil Behaviour. John Wiley & Sons, New York.
- Miura, N. and Yamanouchi, T. (1975)** Effect of water on the behaviour of quartz-rich sand under high stresses. Soils and Foundations. Vol. 15, No. 4.

- Newland, P. I. and Allely, B. H. (1957) Volume changes in drained triaxial tests on granular materials. *Geotechnique*, Vol. 7, No. 1.
- Nitchiporovitch, A. A. and Rasskazov, L. N. (1969) Shearing strength of coarse shell materials. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Specialty Session No. 13.
- Olofsson, T. (1989) Personlig kommunikation.
- Penman, A. D. M. (1953) Shear characteristics of a saturated silt measured in triaxial compression. *Geotechnique* Vol. 3, No. 8.
- Pike, D. C. (1973) Shear-box tests on graded aggregates. Transport and Road Research Laboratory. Report LR 584, 1973.
- Pusch, R. (1972) Kompendium i bergmekanik. TLTH / VBV.
- Rao, G. V., Priest, S. D. and Kumar, S. S. (1985); Effect of moisture on strength of intact rocks and the role of effective stress principle. *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4.
- Rico, A., Orozco, J. M. and Aztequi, E. (1977) Crushed Stone Behaviour as Related to Grading. Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1.
- Roscoe, K. H., Bassett, R. H. and Cole, E. R. L. (1967) Principal axes observed during simple shear of sand. Proceedings of the Geotechnical Conference in Oslo. Vol. 1.
- Roscoe, K. H. (1979) The influence of strains in soil mechanics. 10th Rankine Lecture. *Geotechnique* Vol. 20, pp. 129-170.
- Rowe, P. W. (1962) The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Royal Society Academy, Proceedings 269: 500-527.
- Rowe, P. W., Barden, L. and Lee, I. K. (1964) Energy components during the triaxial cell and direct shear tests. *Geotechnique* Vol. 14, No. 3.
- Rowe, P. W. (1969) The relation between the shear strength in sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Geotechnique* Vol. 19, No. 1.
- Rowe, P. W. (1971) Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge.
- Saada, A. S. and Townsend, F. C. (1981) Laboratory Strength Testing of Soils, State of the Art. ASTM Special Technical Publication STP 740.
- Schmertmann, J. H. (1978) Cone Penetration Tests; Performance and Design. U.S. Department of Transportation, FHWA-TS-78-209.
- Skinner, A. E. (1969) A note on the influence of inter-particle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Geotechnique* Vol. 19, pp. 150 - 157.
- Tatsuoka, F. (1987) Discussion on "The strength and dilatancy of sands" by Bolton, M. D. *Geotechnique* 36 No. 1. *Geotechnique* Vol. 37, No. 2.

Taylor, D. W. and Leps, T. M. (1938) Shearing Properties of Ottawa Standard Sand as Determined by the M.I.T. Strain-Control Direct Shearing Machine. Records of Proceedings of Conference on Soils and Foundations. Corps of Engineers, U.S.A. Boston, Mass. June 1938.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New York.

Thiers, G. R. and Donovan, T. D. (1981) Field Density, Gradation, and Triaxial Testing of Large-Size Rock-fill for Little Blue Run Dam. ASTM Special Technical Publication STP 740.

Thompson, T. F. (1971) Discussion on "Review of Shearing Strength of Rockfill" by Leps (1970). ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 97, No. SM1.

Vaid, Y. P., Byrne, P. M. and Hughes, M. O. (1981) Dilation angle and liquefaction potential. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT7.

Vasileva, A. A., Tkachenko, G. L. and Lebedev, V. L. (1980) Strength Properties of Gravel Soils with Clay Filler. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 16, No. 4.

Vesic, A. S. and Barksdale, R. D. (1963) Discussion in Laboratory Shear Testing of Soils. ASTM Special Technical Publication STP 361.

Vesic, A. S. and Clough, G. W. (1968) Behaviour of granular materials under high stresses. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, No. SM3.

Veverka, V. (1973) Modules, contraintes et deformations des massifs et couches granulaires. Centre des Recherches Routiers, Rapport de Recherche No. 162 / VV /1973.

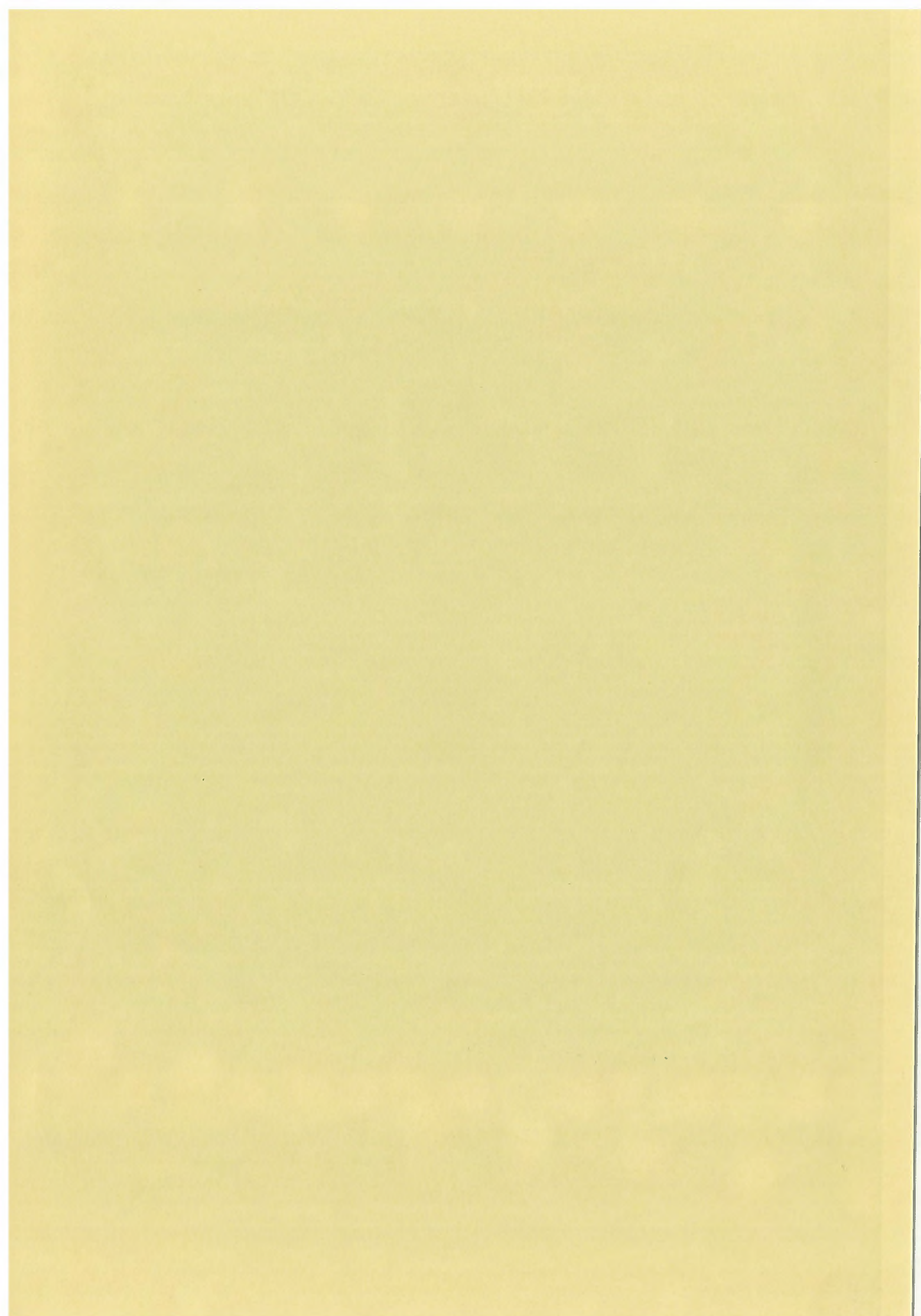
Vägverket (1986) Handledning för geotekniska beräkningar. Publikation 1986:6. Vägverket, VBg, Borlänge.

Yamagushi, H., Kimura, T. and Fuji, N. (1976) On the Influence of Progressive Failure on the Bearing Capacity of Shallow Foundations in Dense Sand. Soils and Foundations, Vol. 16, No. 4.

Zeller, J. and Wulliman, R. (1957) The Shear Strength of the Shell Materials for the Goschenalp Dam, Switzerland. Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 2.

INFORMATION

1. JORDS EGENSKAPER (48 sid) 1982
Rolf Larsson 1986
2. GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR I FÄLT (72 sid) 1984
Ulf Bergdahl
3. UTVÄRDERING AV SKJUVHÅLLFASTHET I KOHESIONSJORD (28 sid) 1985
Rolf Larsson, Ulf Bergdahl, Leif Eriksson
3. EVALUATION OF SHEAR STRENGTH IN COHESIVE SOILS WITH SPECIAL 1985
REFERENCE TO SWEDISH PRACTICE AND EXPERIENCE (32 sid)
Rolf Larsson, Ulf Bergdahl, Leif Eriksson
4. GEOTEKNISKA UTREDNINGAR FÖR STABILITETSANALYSER: 1988
ALLMÄNNA RÅD FÖR OMFATTNING OCH KVALITET (20 sid)
Per Ahlberg, Ulf Bergdahl, Bo Berggren,
Lars Johansson, Jan Schälin
5. NYARE IN SITU METODER FÖR BEDÖMNING AV LAGERFÖLJD OCH 1988
EGENSKAPER I JORD (64 sid)
Rolf Larsson, Göran Sällfors
6. TORV - GEOTEKNISKA EGENSKAPER OCH BYGGMETODER (34 sid) 1988
Peter Carlsten
7. REPORT OF THE ISSMFE TECHNICAL COMMITTEE ON PENETRATION 1989
TESTING OF SOILS - TC 16 WITH REFERENCE TEST PROCEDURES
CPT - SPT - DP - WST (50 sid, på engelska och franska)



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

Besöksadress: Olaus Magnus Väg 35

Postadress: 581 01 Linköping

Telefon: 013-11 51 00

Telex: 50125 (VTISGI S) Telefax: 013-13 16 96