

**Intern rapport
nr. 683**

Geotekniske forhold ved bruk av
tørrskorpeleire i vegfylling

Mai 1976

GEOTEKNISKE FORHOLD VED BRUK AV
TØRRSKORPELEIRE I VEGFYLLING**Statens Vegvesen, Veglaboratoriet,**

Gautstadalleen 25, Postboks 8109, Oslo Dep.



Veglaboratoriets serie av Interne Rapporter består av utredninger, foredragsmanuskripter, undervisningshefter, reiserapporter, forslag til nye retningslinjer, foreløpige resultater fra forskningsprosjekter, m. m. Innholdet, eller deler av det, må ikke publiseres videre uten etter spesiell tillatelse fra Veglaboratoriet.

Rapportene er klassifisert i en av fire distribusjonsgrupper:

- Distribusjonsgruppe A: Kun for ansatte på Veglaboratoriet
B: Kun for ansatte i Statens Vegvesen
C: For fri distribusjon
D: Etter bestemmelse av forfatter og Veglaboratoriets sjef

Foreldet eller utgått rapport får X tilføyet bak bokstaven for distribusjonsgruppen.

Distribusjonsgruppe: . . A . . .

prosjekt/oppdrag:	P 230	
seksjon:	47 - Geoteknisk	
saksbehandler:	H. Østlid	/TRO
dato:	Mai 1976.	



VEGLABORATORIET

rapportsammendrag

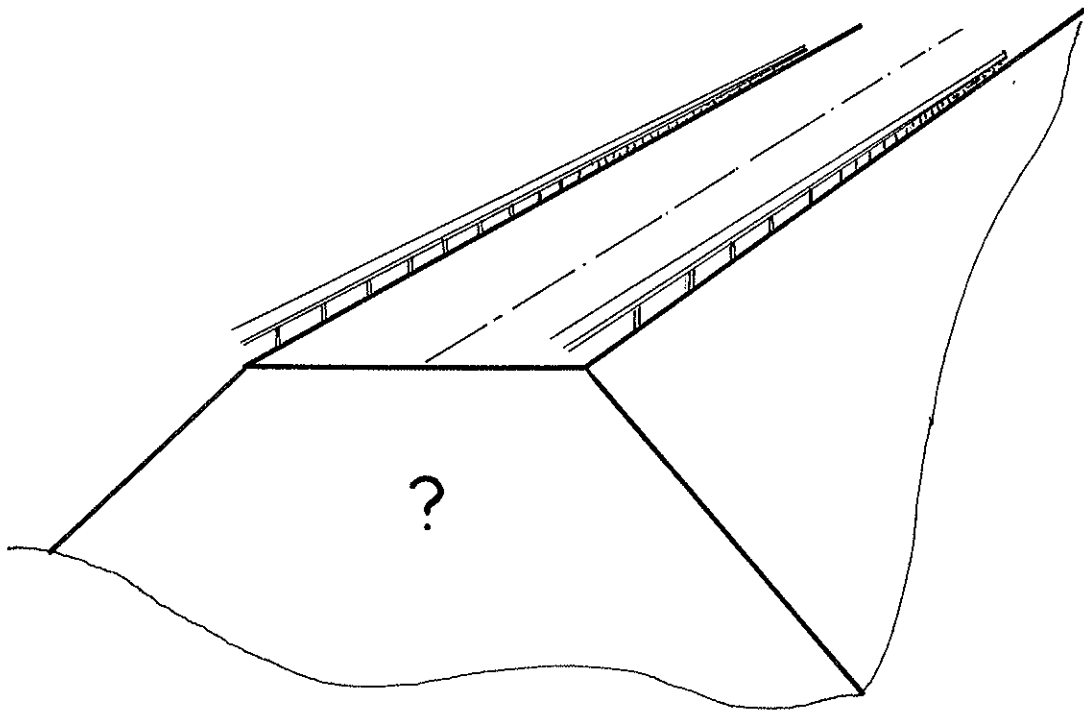
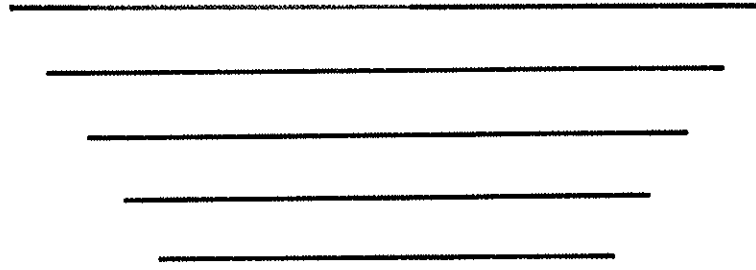
INTERN RAPPORT NR.

111	A	Rapportstatus*) N	Seksjon 47	Prosjekt P-230	Distrib.kode A	683
-----	---	----------------------	---------------	-------------------	-------------------	-----

1 2 3 4 5 21 31 41 51 61 71

TITTEL	212	A	GEOTEKNISKE FORHOLD VED BRUK AV TØRRSKORPELEIRE I VEGFYLLING			
SAKS-BEHANDLER	221	A	Navn Østlid, H.		Institusjon Veglaboratoriet	
		B				
		C				
RAPPORT DATA	421	A	Rapporttype**) FoU	Dato mai 1976	Rapport nr. 683	
		B	Totalt sidetall 131		Språk Norsk	
		C	Antall fotos	Ant. figurer	Ant. tabeller	Ant. litt.henv.
		D	Sammendrag i andre språk			
SAMMENDRAG	511	A	Rapporten behandler tørrskorpeleire brukt til oppbygging av vegfyllinger. Geotekniske egenskaper ved tørrskorpeleire behandles ut fra geotekniske teorier og erfaringer fra vegbygging.			
FAG-OMR.	611	A	Geoteknikk			IRRD kode 57
		B				
		C				
NØKKELOD	621	A	Vegfylling			2801
		B				
		C				
		D				
		E				
		F				
		G				
		H				

*) 111A: N = ny
O = oppdatert**) 421A: FoU = forskning og utvikling
F = forskrifter/normaler
K = konferansebidrag
A = artikkel



I

GEOTEKNISKE FORHOLD VED
BRUK AV TØRRSKORPELEIRE
I VEGFYLLING

Håvard Østlid
Akershus fylkes vegvesen

19/2 -76.

I

GEOTEKNISKE FORHOLD VED BRUK
AV TØRRSKORPELEIRE I
VEGFYLLING

I GEOTEKNISKE FORHOLD VED BRUK AV TØRRSKORPELEIRE I
VEGFYLLING

	SIDE
1.0 INNLEDNING	1
2.0 DEFINISJON AV TØRRSKORPELEIRE	2
3.0 KOMPRIMERTE LEIRER	3
3.1 Luft i komprimerte leirer	4
3.2 Vann i komprimerte leirer	7
3.3 Poretrykk i komprimerte leirer	8
3.4 Konsolidering av komprimerte leirer	9
4.0 KOMPRIMERING OG TEORI	10
4.1 Innledning	10
5.0 TRIAXIALTESTING	13
5.1 Måling av poretrykk	14
6.0 SPENNINGER OG DEF. UNDER KOMPRIMERING	16
7.0 PORETALL OG KOMPRIMERING	18
8.0 PARAMETRE FRA TRIAXIALTESTING AV TØRRSKORPELEIRE	21
8.1 Innledning	21
8.2 Forsøksprogram	22
8.3 Prøver 10,2/20,4 cm	26
8.4 Poretrykk i bunn og midt prøvestykke	33
8.5 U.d. forsøk på laboratoriekomperiment leire med poretr.mål.	35
8.6 U.d. forsøk på prøver tatt fra vegfylling	37
9.0 DISKUSJON AV PRØVERESULTATER FRA TRIAXIAL- TESTING	41
10.0 VARIASJON I UDRENERT SKJÆRFASTHET MED TIDEN ETTER KOMPRIMERING	43
11.0 KONSOLIDERING OG DISSIPASJON AV PORETRYKK	45
12.0 OPPTREDENDE PORETRYKK I EKSISTERENDE VEGFYLLING	46
13.0 STABILITETSANALYSER	47
14.0 HOVEDKONKLUSJON	

Bilag

Fig.		side
1	Vanlige uttrykk i geoteknikk	50
2	Vanlig forekommende korngraderinger	51
3	Eksempel på komprimeringskurve etter laboratorieforsøk	52
4	Spesifikasjonskurve	53
5	Spesifikasjon i tabell	54
6	Komprimering av leire ved forskjellige vanninnhold	55
7	Forskjellige stadier ved økende vann-tilførsel	56
8	Vann i forbindelse med en jordart	57
9	Komprimering ved forskjellige vanninnhold	58
10	Komprimeringskurver ved forskjellige flytegrenser	59
11	Komprimeringskurve for ensgradert finsand	60
12	Boussinesq's teori om spenninger	61
13	Data fra forberedende prøver	62
14-35	Data fra triaksialforsøk på leireprøver framstilt i laboratoriet	63
36-47	Data fra triaksialforsøk på leirprøver tatt i vegfylling	85
48	Variasjon i udrenert skjærfasthet med tiden	97
52-54	Udrenert skjærfasthet ved forskjellig deformasjon	101
55-59	Konsolideringsforsøk	104
60-71	Dissipasjonsforsøk	109
72-73	Poretrykksmåling i vegfylling	121
74-82	Stabilitetsanalyser av vegfyllinger	123

I

GEOTEKNISKE FORHOLD I FORBINDELSE MED BRUK AV TØRRSKORPE-
LEIRER I VEGFYLLINGER

1.0 INNLEDNING

I det følgende skal den geotekniske siden ved bruk av tørrskorpeleire i vegfyllinger diskuteres. Denne rapporten er et forsøk på en oppsummering av forskjellige teorier og i noen grad de erfaringene som er gjort med disse massene.

Problemene blir drøftet under følgende hovedpunkter.

- 1) Definisjon av tørrskorpeleire
- 2) Umettede leirer
- 3) Geotekniske egenskaper
 - a. Poretrykk
 - b. Konsolidering
 - c. Skjærfasthet
 - d. Stabilitetsberegninger
- 4) Diskusjon
- 5) Konklusjoner

2.0 DEFINISJON AV TØRRSKORPELEIRE

Som tørrskorpeleire regnes den del av leirer som normalt ligger på toppen eller med andre ord mot dagen.

Denne leiren er karakterisert ved at uttørking og kjemiske forandringer har endret de opprinnelige egenskapene slik at skjærfastheten er øket betraktelig og vanninnholdet har sunket.

Vanligvis er slik leire av en lysere farge enn leire på større dyp.

Den delen av tørrskorpeleiren som har et vanninnhold mindre enn 30% brukes normalt til vegfyllinger her i landet.

Typiske verdier for tørrskorpeleirer vil være:

W_L 30 - 40 PL 20 - 30

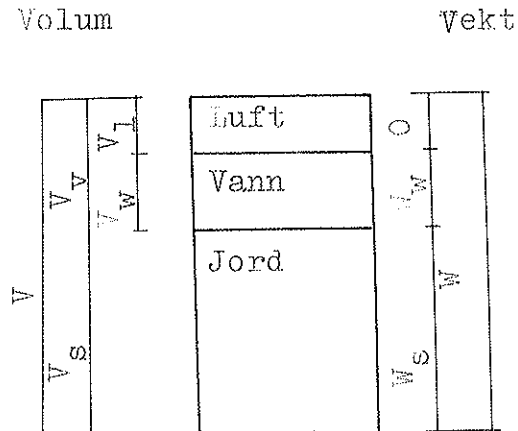
30 W% 18

% mindre enn 2 kornstørrelse 20 - 40 (%)

3.0 KOMPRIMERTE LEIRER

En leire som ikke har alle sine hulrom fylt med vann, kalles en delvis mettet eller umettet leire.

De hulrommene som bare er delvis fylt med vann består således av vann og luft og de geotekniske egenskapene hos en slik leire blir dermed bestemt av et tre-fase system som består av leirpartikler vann og luft. Nedenstående figur blir ofte benyttet for å beskrive en slik tilstand.



Ut fra denne figuren kan man så beregne de forskjellige verdier som blir benyttet i geoteknikk. Verdier som brukes vanligvis er vist i Bilag 1.

I praksis vil en komprimert leire alltid være umettet, mengden av innestengt luft vil variere med leirtype, vanninnhold og komprimeringsmetode. En normal spesifisering for komprimert leire er vist i fig. og ut fra denne figuren kan det beregnes de forskjellige forhold mellom vann, luft og leire som er tilstede ved forskjellige våte romvekt.

Denne spesifikasjonskurven er et resultat av både teoretiske forhold og de forhold som gjelder i praksis.

Tabellen viser i detalj disse verdiene.

I den videre diskusjon betraktes bare verdier som ligger på denne spesifikasjonslinjen hvis ikke noe annet blir anført.

3.1 Luft i komprimerte leirer

Luft kan eksistere i slike leirer som enten separate bobler eller som sammenhengende lange kanaler. I en og samme leire kan luften opptre på begge måter og dette kompenserer selv-sagt bildet betydelig. Selv om det kunne fastlegges hvilken effekt de to luftformene separat hadde på leirens egenskaper, gjenstår det fremdeles å bestemme den kombinerte effekt i et praktisk tilfelle.

Selv når mettede leirer blir utgravet og komprimerte blir resultatet en umettet leire. Det er ikke mulig å komprimere en leire tilbake til sin opprinnelige umettede form. I praksis betyr dette at en mettet leire som blir lagt i fylling og komprimert vil ha en lavere romvekt der enn det den hadde før utgraving.

Materialet vil med andre ord utvide seg volummessig. En tid etter komprimeringen kan en slik leire bli mettet, eller øke sin romvekt utover den opprinnelige avhengige av spenninger og vanntilførsel i det aktuelle tilfellet. Denne korte diskusjonen av luft i en komprimert leires porer, deles naturlig inn i de to nevnte områdene:

- a) Luft som separate bobler
- b) Luft i lange sammenhengende kanaler.

a) Luft som separate bobler.

Formen på disse luftboblene vil ikke være regulære, dvs. en hvilken som helst form kan tenkes. Geometrien av de omkringliggende partikler eller partikkelgrupper vil være bestemmende for hvilken form et slikt luftrom har.

Hvis det forutsettes at lufttrykket i en slik boble er atmosfærisk vil spenningen i omkringliggende porevann være negativt og lik $-2 T_s/r$ forutsatt at det ikke var andre krefter tilstede.

Men det er en rekke forskjellige faktorer som virker inn på denne spenningen og en kort diskusjon av disse så langt de er kjent vil bli gjort i det følgende.

Hvis en spenning blir pålagt et slikt system vil luftboblens form endres og det vil også spenningen i poreluften. Vanligvis blir denne spenningsendring oppfattet som positiv, men det kan godt tenkes i områder med negative spenninger, at porelufttrykket kunne synke.

Når spenning blir påført en leire som er umettet resulterer dette i en komplisert innvendig overføring av spenninger og den resulterende spenning i poreluften kan ventes å bli både positiv og negativ.

Disse spenningsendringer er tidsavhengige og verdier som kunne kalles stabile langtidsverdier kan bli helt forskjellige fra korttidsverdiene.

Når vann og luft eksisterer i kontakt med hverandre finner det sted en prosess som kalles diffusjon. I løpet av denne prosessen "absorberes" luften av vannet og hvis trykket er høyt nok vil etter en tid all luft være borte og i oppløsning med porevannet. På dette stadium ville en jordart faktisk være mett, selv om øvrige egenskaper ikke vil være de samme som hos en mett jordart. Dette skal diskuteres senere.

Som tidligere nevnt eksisterer det en stor forskjell på størrelsen av luftporene i en komprimert jordart og i en undersøkelse (A. Sridharan et. al. 1971) ble det ikke funnet noen sammenheng mellom størrelsen av luftporene og korngraderinger for forskjellige materialer. Dette kan bety at det er ansamling av flere partikler i klumper som bestemmer disse forhold, sammen med en rekke andre forhold som komprimeringsmetode, lagtykkelse og andre ting.

Måling av lufttrykket i porene i leirer som har separate bobler er uhyre komplisert og kan hende umulig og det ser ut som om forskningen på dette felt mener at effektivspenningen kan beregnes som for mettede jordarter, det vil si, at det vanlig målte poretrykk blir overført gjennom det absorberte vannet og virker rundt hver partikkel og luftboble (J.E. Garlanger, 1970).

b) Luft i lange sammenhengende kanaler.

Leire som blir komprimert ved lave vanninnhold vil inneholde sprekker i alle retninger. Disse sprekke vil være luftfylte og spenningen i luften vil være avhengig av grensebetingelsene. Hvis sprekke er kontinuerlige og står i forbindelse med atmosfæren vil spenningene overalt være atmosfæriske. Hvis sprekke ikke er kontinuerlige vil den resulterende luftspenning være bestemt av andre faktorer som for eksempel jordartens skjærfasthet og komprimeringsmengde og metode. På en måte er denne tilstanden lik den som ble beskrevet for luft som separate bobler, men det er en markert forskjell på oppførselen til jordartene i disse to tilfellene.

Jennings og Burland (1962) og Burland (1965) fant ved sine undersøkelser at hvis luftboblene var kontinuerlige, overførte den påførte spenning, $\sigma - u_a$, både normalspenninger og skjærspenninger. Kappilærspenningen, $(u_a - u_w)$, overførte bare normalspenninger.

Ut fra dette kan det synes klart at disse to spenningene er helt forskjellige og gir dermed helt forskjellige effekter i en jordart.

En påført spenning minsker stabiliteten mens en kappilærspenning øker stabiliteten. Med dette som utgangspunkt konkluderer Burland (1965) at i "delvis mettede jordarter" hvor porevann eksisterer som menisker mellom partikler kan ikke en endring i påført spenning være lik en endring i poretrykk. De to spenningsystemene gir to vidt forskjellige resultater.

Garlanger (1971) foreslår at effektiv spenning for jordarter med separate luftbobler er lik $\sigma' - u_w$, og for jordarter med kontinuerlig lange kanaler spenningen deles i to deler, effektiv påført spenning ($\sigma' - u_a$) og kappilær spenning ($u_a - u_w$). En jordarts egenskaper blir derved beskrevet ved disse to effektive spenningene.

3.2 Vann i komprimerte leirer

Vann eksisterer i komprimerte leirer som fritt porevann eller som vann som er bundet til leirpartiklene på en eller annen måte.

Dette vannet er av avgjørende betydning for en komprimert leires oppførsel. Leirenes mineralogi og kjemi og det vann som er bundet i en komprimert leire har en sterk indre sammenheng, men dette antas å ligge utenfor denne rapporten.

I praksis vil vanninnholdet ved komprimering av leirer være det avgjørende og kort kan følgende oppsummering gjøres:

Høyt vanninnhold: Lav skjærfasthet og bæreevne, mekanisk vanskelig å håndtere materialene.

Lavt vanninnhold: Høy skjærfasthet og bæreevne vanskelig å komprimere tilfredsstillende uten spesielt utstyr.

Anleggsteknisk er det to hovedtyper vann som er av interesse, vann som er godt innblandet i leiren og vann som befinner seg på overflaten i fri tilstand.

Den første typen vann vil endre selve leirens egenskaper med hensyn til skjærfasthet og konsolidering, den andre typen vann vil ikke gi slike effekter men kan lage vansker for kjøretøyer å bevege seg. Slikt vann fordamper, eller må ledes bort.

Komprimerte leirfyllinger kan beskyttes mot denne siste typen vann ved at det nyttes skikkelige tverrfall og avskjærende grøfter under byggeperioden.

Den første typen vann kan det ikke gjøres noe med under våre forhold, leiren må brukes som den er i fyllinger eller vrakes og brukes til motfyllinger eller lignende.

Som tidligere nevnt er det vanninnholdet ved komprimering som er avgjørende for leirens egenskaper og H.B. Seed et.al.(1960) konkluderer i sine undersøkelser med at for en bestemt romvekt og vanninnhold bestemmer en leires struktur utviklingen av poretrykk og følgelig også deres skjærfasthet.

Struktur av komprimert leire er et forholdsvis nytt begrep og refererer seg til orienteringen av partikler eller partikkelgrupper. Komprimering med høye vanninnhold skulle således gi en parallellstruktur, ved lave vanninnhold en mere åpen og ingen slik parallellstruktur. Leirmineralogi og kjemi av vann i kontakt med leirpartikler er et stort område og litteratur referanser om dette er gitt i vedlegget.

3.3 Poretrykk i komprimerte leirer

Hvis det er ønskelig å bruke effektivspenningsprinsippet ved beregninger i komprimerte leirer må poretrykket måles.

Poretrykket må ikke bare måles i stasjonær tilstand men også under skjærspenninger.

Poretrykket i våre komprimerte leirer kan måles direkte da det i praksis bare eksisterer tørrskorpeleirer hvor luften forekommer i separate bobler.

Effektivspenningen blir således $\sigma' = \sigma - u$.

Normalt går luften over fra å ha form av lange kontinuerlige sprekker til separate bobler rundt optimalt vanninnhold. Våre leirer brukes svært sjelden under optimalt vanninnhold, vanligvis ligger hovedtyngden av leirene med et vanninnhold 4 - 6% over det optimale.

En ting med komprimerte leirer som er uvanlig er at selv ved full metning vil ikke nødvendigvis en belastning føre til en tilsvarende økning av poretrykket. (Rao 1971).

3.4 Konsolidering av komprimert leire

Undersøkelser i den senere tid (Barden, 1974) har ført til at dette problemet deles inn i tre grupper:

- a) Under optimalt vanninnhold
- b) Over - " - " -
- c) Overgangsområde mellom over og under optimalt vanninnhold

Følgende modeller ble foreslått:

- a) Under optimalt vanninnhold.

Denne leiren ble antatt å ha lange kontinuerlige makroporer etter komprimering. Grunnen til dette vil være at en slik leire vil ha høy motstand (skjærfasthet) mot deformasjon under komprimeringsarbeidet.

Både luft- og vann-strømning vil foregå langs disse porene (Olsen 1962) og permeabilitet for luft vil naturlig nok være høy. Når en slik leire komprimeres statisk vil meniskenes radier avta sammen med sugespenningene (suction) og luften går over til separate bobler (Barden et.al. 1969a).

- b) Over optimalt vanninnhold.

En slik leire har mye mere uregelmessige luftporer med hyppige avbrudd slik at luften er i separate bobler.

Leiren har lavere motstand (skjærfasthet) mot deformasjon og luftporenes form vil variere lett sammen med deformasjonene.

Luftpermeabiliteten er lik null og enhver transport av luft vil være avhengig av permeabiliteten for vann eller diffusjonsprosessene gjennom stasjonært vann (Barden og Sides, 1967).

På den våte siden av optimalt vanninnhold virker Terzaghi's konsolideringsteori like nøyaktig som noen annen teori.

En kompliserende faktor i komprimert leire er variasjoner av egenskaper over svært korte distanser og brukes en teori for beregning av setninger bør svaret oppfattes som et rent overslag og ingenting annet.

For øyeblikket ser det ut som om beregning av setninger bør utføres som vanlig for normalkonsoliderte leirer.

Her er ofte forholdet mellom volum leirfylling og volum prøve lik 1 mill. i tillegg knytter det seg store usikkerheter til beregning av setninger i undergrunnen.

Det bør derfor ikke komme som noen overraskelse at beregningene bare er av orienterende art.

4.0 KOMPRIMERING OG TEORI

4.1 Innledning

I slutten av 1920 årene ble det klart at det var nødvendig å utvikle teorier og metoder for komprimering.

Høydepunktene i dette arbeidet var California Division of Highways som publiserte California Impact Method. I 1933 kom R.R. Proctor med sin nå velkjente teori om tørr romvekt og vanninnhold. Proctor mente at mere vann på den tørre siden av det optimale vanninnholdet ga en bedre smøre-effekt og tillot de forskjellige korn å gli nærmere hverandre. Han pekte også på viktigheten av kapillært vann og den evnen det har til å holde kornene sammen og gi materialet en stivere struktur. En vanlig komprimeringskurve er vist i fig. 2.1.

Olson og Langfelder (1965) målte negative poretrykk helt ned til $-14,0 \text{ kp/cm}^2$ i leire som var komprimert ved vanninnhold 5% lavere enn det optimale.

Når vanninnholdet øker avtar dette negative poretrykket gradvis og tillater kornene å gli nærmere hverandre mot en høyere tetthet.

Hogentogler (1936) presenterte sin teori noe senere og det er interessant å merke seg hans måte å forklare de forskjellige deler av en komprimeringskurve. Fig. 2.2 viser de fire forskjellige stadier og deler kurvedelene i rette linjer. De fire stadiene er, hydrering, smøring, svelling og metning. Hans kurver beskrives av vanninnhold definert i henhold til det totale volum og "stabiliteten" ble målt med penetrometer, og resultatene framstilt logaritmisk.

Fra en bestemt korngradering ble spesifikk overflate av partiklene anslått og tykkelsen av de forskjellige luft- og vannfilmer beregnet.

Resultatene av disse beregningene kan studeres i fig. 2.3.

I løpet av de fire stadiene økte tykkelsen av vannfilmene fra 0,001 mm til 0,1 mm. Øvrig vann etter grensen for svelling ble antatt å være fritt vann som gravitasjonen virket mere på enn partiklenes krefter og etter hvert erstattet all luft i materialet. Hogentogler's egen konklusjon var følgende: "Forandringer i filmtykkelse kan gi en rimelig forklaring på fenomener som har vært tilskrevet rene fysiske effekter som overflatespenninger, forandringer i partikkelarrangement eller lignende".

Lambe (1960) baserte sin teori om komprimering på utviklingen av det diffuse dobbelte vannlag rundt hver partikkel.

Forskjellen i hva en partikkel ønsket av vann for å utvikle sitt eget dobbeltlag og det den egentlig fikk var en sentral faktor i denne teorien. I fig. 2.4 punkt A er det såkalte diffuse dobbeltlag ikke fullstendig utviklet og vannmengden som er til stede gir en høyelektrolytt-konsentrasjon og dette minker det diffuse dobbeltlaget.

Flokkulering foregår dermed p.g.a. minsket interpartikkel frastøtning. Hvis nå vanninnholdet økes mot punkt B, ekspanderer det diffuse dobbeltlaget og reduserer elektrolyttkonsentrasjonen og forårsaker lavere tendens mot flokkulering.

Ytterligere økning i vanninnhold fra punkt B til C resulterer i en økning av antall dobbeltlag og reduserer netto tiltrekningskraft mellom partiklene. Hovedeffekten i en jordart ved dette er en reduksjon av tettheten.

Olson (1962) baserte sin teori på det velkjente effektive spenningsprinsipp. Teorien skrev seg fra antagelsen om at motstanden mot komprimering skrev seg fra var summen av skjærspenningene som ble utviklet ved partikkelkontaktene.

Seed(1972) fant relasjoner mellom komprimeringskurver og flytegrenser i samsvar med Casagrande's klassifikasjon og fant to jordartstyper som ga uvanlige komprimeringskurver.

En jordart hadde flytegrense $w_L=70$, den andre hadde flytegrense $w_L=30$.

Ved å se på forskjellen i leirmineraler ble de forskjellige kurver forklart.

I henhold til denne teorien fire typer av kurver eksisterer som vist i fig. 2.5.

Hvis materialet er svært tørt er det ett topp-punkt på kurven ved lavt vanninnhold og ett topp-punkt ved en mere normal verdi.

(Forsblad 1967) Disse eksperimentene ble utført på en siltig sand og resultatene kan studeres i fig. 2.6.

I et forsøk utført av forfatteren ble det brukt en ensgradert fin sand og resultatet ble det samme. Forsblad brukte vibrerende stamper, mens vanlig Proctor stamping ble brukt i forfatterens eksperiment.

Dette fenomenet kan muligens forklares som følger: Hvis vann tilføres en tørr sand øker effektivspenningene og motstand mot bevegelse. Det er også kjent at vann virker som et antismøremiddel mellom enkelte mineraler, for eksempel kvarts.

Ytterligere økning i vann minsker effektivspenningene og partiklene kan igjen bevege seg lettere. For en leire i nærheten av det optimale vanninnholdet, hvis mere vann tilsettes stenges dette inne i porene og kan ikke unnsnippe unntatt med konsolidering.

Olson (1963) oppdaget en lignende effekt i illitiske leirer som vist i figuren og Handy (1968) foreslo at det samme kappilære maksimum og minimum tetthet eksisterer for både leire og sand men blir borte ved høyere komprimeringsenergi fordi partiklene blir knust.

Et vel etablert forhold er vist i fig. 2.4 hvordan høyere komprimeringsenergi virker på romvekt og optimalt vanninnhold i en jordart.

Toppen på kurven finnes som oftest ved den samme metningsgrad, dette betyr sannsynligvis at når først luften har form av separate bobler kan ikke romvektene økes ytterligere. Hvis komprimeringen fortsetter utvikles positive poretrykk og resultatet er "gyngende grunn" hvor skjærfastheten er lav og kanhende blir lavere etter hvert.

En annen effekt med komprimering på den våte siden av det optimale vanninnhold ble opprinnelig foreslått av Lambe (1958). Seed og Chan (1959) gjorde en undersøkelse omkring dette og resultatet kan studeres i fig. 2.4. Kort fortalt vil en leire som blir komprimert på den våte siden av det optimale vanninnhold få en parallellstruktur mens komprimert på den tørre siden vil leiren ha en mere flokkulert struktur. Mikroskopiske undersøkelser understøtter også i noen grad denne oppfatningen.

Det er altså to hovedproblemer forbundet med komprimering av leirer på den våte siden av det optimale vanninnhold: "Positive poretrykk og en dispergert parallellstruktur.

5.0 TRIAKSIAL TESTING

En hovedkritikk av triaksial testing er de varierende spennings og deformasjons-tilstander i prøven under forsøket. På et bestemt tidspunkt under et forsøk er altså hverken spenninger eller deformasjoner entydige og dette vil spesielt være tilfelle med prøver som ikke er homogene så som for eksempel komprimerte leirer.

Disse problemene er blitt minsket ved å bruke endestykker mot prøven som har lav friksjon slik at prøven ekspanderer horisontalt under forsøket. (Rowe og Barden, 1964).

Taylor (1941) viste ved forsøk at hvis et prøvestykke hadde et lengdediameter-forhold på 2 til 1 ga slik endefriksjon bare små feil.

I løpet av et skjærforsøk vil det foregå volumendringer og da også endringer i tetthet (romvekt) som også gir poretrykksgradienter i prøven.

Disse forhold innvirker på de effektive spenningsparameterne c' og ϕ' . (Shackly og Ahlvin 1960, Ellis og Holz 1959, Bishop et.al 1960).

Hvis en bestemt bruddflate utvikles under et forsøk kan dette forsårsake at både poretrykk og deformasjoner blir påvirket.

Forskjellige forsøk har vist at korte prøver med lavfriksjon endeplater i triaksial forsøk resulterer i at det utvikles mange bruddflater i løpet av forsøket. (Rowe og Barden, 1964). Dette kan bety at slike forsøk er mere å stole på enn de som utvikler en enkelt bruddflate og målingene blir påvirket av denne.

5.1 Måling av poretrykk.

Måling av poretrykk har vært og er gjenstand for stadig nye forsøk og teorier. I de senere år ser det ut som problemet har delt seg i to hovedgrupper nemlig:

- a) Forskjellig teknikk med innstallering og operasjon av utstyr inne i selve triaksialsellen.
- b) Graden av tillit som prøveresultatene kan brukes med.

Bishop (1961) gir en oversikt over utviklingen av måling av poretrykk i triaksialforsøk fra 1937 til 1957. I de siste år ser det ut til at utviklingen har konsentrert seg om forskjellige metoder for å skille luft- og vann-trykk og forskjellig slags utstyr utenfor sellen for å registrere måleverdier automatisk.

Hvis poretrykket måles i endene av en prøve tar det svært lang tid før poretrykket har utjevnet seg over hele prøven.

Det vil si at det tar en viss tid hvis poretrykket får en endring et sted i prøven, før denne endringen kan registreres i endeflatene av prøvestykket.

Det er grunn til å tro at tiden som er nødvendig for full utjevning av poretrykket strekker seg over flere døgn. (Bishop og Henkel, 1962). Måles poretrykket feil betyr dette at et galt bilde framkommer om størrelsen av effektivspenningen på et visst tidspunkt.

En lovende utvikling i poretrykksmåling ser ut til å være bruken av små keramiske elementer innsatt i midten av prøven og som registrerer poretrykket i løpet av forsøket. Denne metoden gir ingen restriksjoner i enden av prøven og kombinert med lavfriksjons endeplater er prøven fri til å ekspandere i alle retninger.

Måling av poretrykk i komprimerte leirer er en komplisert affære og presenterer helt spesielle problemer. Disse problemer skriver seg fra at komprimerte leirer er delvis mettet og inneholder derfor luft.

Garlanger (1970) konkluderer i sine undersøkelser med at poretrykket som blir målt i materialer hvor luften er i form av separate bobler, er det korrekte trykket for beregning av effektive spenninger.

I de fleste tilfelle vil våre norske leirer komprimeres over det optimale vanninnholdet og faller derfor inn under dette området.

Det eksisterer imidlertid andre problemer, spesielt beregning av de totale spenninger, disse vil ofte være vanskelige å beregne selv i et triaksial apparat. Grunnen til dette er for eksempel eksentrisk belastning, som resultat enten av eksentrisiteter ved selve sellen eller eksentrisiteter oppstått på grunn av at prøvestykket deformerer ujevnt.

Det er altså en del uenighet i forskningen omkring disse punkter og det må være rimelig å konkludere med følgende:

Enkeltstående resultater fra triaksialtester bør behandles bare som av orienterende art. I de tilfeller hvor resultatene skal brukes i praksis må det være flere forsøk og disse forsøkene må forsøke å simulere det praktiske tilfelle så nøye som mulig. Resultater fra triaxial testing bør sammenholdes med andre geotekniske prøver og vurderes i sammenheng med disse. Triaxialforsøk blir dermed et ledd i en større undersøkelsesrekke og ikke et forsøk som enkeltvis blir utslagsgivende.

6.0 SPENNINGER OG DEFORMASJONER UNDER KOMPRIMERING

Det eksisterer to hovedteorier for bestemmelse av spenninger i en jordart under belastning, den elastiske teori hvor ikke skjærbrudd forekommer, og plastisk teori hvor spenningene justeres i løpet av skjærbruddet.

Komprimering må kunne antas å operere i det plastiske området og jordarten påføres kontinuerlige skjærbrudd. På den andre siden kan ikke komprimering være av hel-plastisk natur, da ville komprimeringen stoppe av seg selv, det er mere sannsynlig at jordarten oppfører seg plastisk i topplagene mens dypere er oppførselen av mere elastisk natur.

Rent teoretisk kan muligens komprimering være nær elastisk grense med plastisk tilstand nær forestående.

Selv om en jordart reagerer plastisk foregår det en viss komprimering da jordartene ikke helt går tilbake til sin opprinnelige form eller tetthet.

Boussinesque's teori blir vanligvis brukt for å bestemme spenningene i en jordart i det elastiske området, og metoden forutsettes kjent. Spenningsmønstret er vist i fig. 2.7.

For spenninger i det elastiske området finnes det ingen generell teori, men det er utført en del forsøk. (Butt et.al. 1968). Bæreevne ble analysert av Terzaghi (1925) og for en stripebelastning ved brudd ga han følgende uttrykk:

$$q_0 = 0,5 \delta_b N + cNc + q'Nq$$

De forskjellige ledd i formelene er forklart i eget vedlegg.

Som et eksempel forutsettes $\delta = 0$ og $c = 2 \text{ T/m}^2$ for en leire som skal komprimeres. settes lik $2,0 \text{ T/m}^3$. Bæreevne-faktorer finnes i standard tabeller og er i dette tilfelle $Nq = 1$ og $Nc = 9$ $q_0 = 0,5 \cdot 2,0 \cdot b \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 9,0 = (18 + b) \text{ T/m}^3$.

Med andre ord en kontaktspenning større enn $(18+b)$ ville gi brudd.

Som et eksempel kan en glattvalse velges vekt 6 tonn, valsebredde 1,5 m og kontaktflate $(1,50 \cdot 0,20) = 0,30 \text{ m}^2$. Dette gir en spenning på 20 T/m².

I henhold til formelen ville brudd skje når $q_0 = (18+b) = 18 + 1,5 = 19,5 \text{ T/m}^2$. I dette tilfelle måtte altså valsen synke noe ned i jordarten før likevekt ville inntre.

Denne beregningen er teoretisk og mange faktorer kan spille inn, men det illustrerer hva som kan gjøres med det standard formelverk som finnes i geoteknikk i dag.

Hvis man kjenner en jordarts parametere og man bestemmer seg for et komprimeringsutstyr kan det lages tabeller om hvordan de forskjellige utstyr ville oppføre seg.

Som eksempel kan c velges på grunnlag av lommevingebor men c er ingen konstant i løpet av komprimeringen og det er heller ikke \emptyset hvis denne skal benyttes. Disse forhold kompliserer beregningene betraktelig, og praktisk bruk av en slik tabell er foreløpig begrenset.

Valse type: x
 Valsediameter: 1,3 m.
 Valsebredde: 1,5 m
 Valsevekt: 3 t
 : 2 t/m²

c T/m ²	q_0 t/m ²	kontaktflate m ²
1	10,5	0,1430
3	28,5	0,0530
5	46,5	0,0320
7	64,5	0,0230
9	82,5	0,0015

q_0 uttrykker altså bruddtilstanden og verdiene må derfor ligge noe under disse.

Romvekten av massene vil også variere i løpet av komprimeringen og dette er en ytterligere kompliserende faktor. Metoden kan allikevel være nyttig da den peker ut hvilke faktorer det er som er enten mangelfulle eller mangler helt.

7.0 PORETALL OG KOMPRIMERING

Som før nevnt er porene i komprimert leire fylt med vann og luft og forskjellige fysiske og kjemiske krefter virker på dette porevannet.

Både vannet og luften er påvirket av spenninger som er et resultat av en ytre spenningspåføring og de forskjellige interne kreftene som alltid er tilstede i en jordart. Å måle poretrykket i luftboblene når disse er separate presenterer store problemer og for tiden virker dette umulig.

Barden og Sides (1970) beregnet tiden for at luftboblene skulle komme i likevekt ved diffusjon til omkring 70 døgn. Dette viser i alle fall at måling av lufttrykk i disse tilfellene er svært upraktisk. For våre norske tørrskorpeleirer er det liten tvil om at komprimering hovedsakelig foregår på den våte siden av det optimale vanninnhold og dermed inneholder separate luftbobler.

Det aller tørreste øverste leirlaget vil nok i noen tilfelle gi kontinuerlige sprekker når det blir komprimert, men andelen av det totale volum leire vil være svært liten.

Mekanisk sett foregår prosessen på følgende måte:

Leirmaterialene blir utgravet på en eller annen måte, materialet kan opprinnelig være mettet eller delvis mettet. Etter at det er transportert, utlagt og komprimert vil de i alle tilfelle være umettet. Hvis leiren er forholdsvis plastisk vil luft bli innestengt i leirene kort etter at komprimeringsarbeidet har begynt. Denne forseglingsprosessen er viktig da ytterligere komprimering neppe har særlig effekt i å øke tettheten (romvekten) av leiren. Komprimering ut over dette punktet vil bare fjerne de aller største luftboblene og ellers øke omrøringen av massene. Selv om ikke leiren er særlig sensitiv vil en slik omrøring nedsette bæreevnen betraktelig, problemet blir mere og mere alvorlig med økende vanninnhold. Etter at luften er stengt inne er det bare spenninger som kan redusere volumet over kort tid ved komprimering av luften og ved diffusjon.

Hvis ikke denne spenningen bibeholdes, men senkes kommer igjen luften ut av oppløsning med vannet og etablerer likevekt som før belastningen. Dette betyr altså at tidlig i komprimeringen etablerer jordarten et poretall som er vanskelig å minske senere.

Dette poretallet vil endre seg etter hvert som fyllingen bygges opp på grunn av økende spenninger. Luften går da igjen i oppløsning med vannet og det frie luftvolum avtar. Dette fortsetter til metning er nådd, deretter starter en vanlig konsolideringsprosess.

Komprimering kan ikke endre poretallet i disse massene, den eneste variable i så henseende er luftvolumet. Handy (1968) reiser spørsmålet om hvorvidt dilatans er av viktighet i disse tilfellene. Det er kjent fra triaksialtester at en mengde materialer viser dilatant oppførsel ved skjærdeformasjoner og det som skjer under komprimering er ikke ulikt en triaksialtest. Forskningen kan ikke gi noe svar på dette da data om dilatans i disse tilfelle bare i liten grad er publisert.

Hvorvidt dilatans i et materiale ytrer seg som positive eller negative volumøkning er i første rekke avhengig av materialets poretall i skjærsonene.

Hvis ikke materialet endrer volum i løpet av deformasjonene, betegnes materialet med at dette er "kritisk poretall" og dette avhenger av spenningene i materialet rundt det punkt eller flate som betraktes. Jo høyere denne spenning er dessto lavere er det kritiske poretall.

I triaksialtesten kan spenningene kontrolleres, i praksis er spenningene et resultat av mange faktorer, også faktorer som vi ennå ikke kjenner.

Hvis de opptredende spenningene øker, blir dilatans motvirket og leiren har et nytt og lavere poretall.

Lee og Seed (1967) kaller denne spenningen kritisk spenning og jo lavere poretallet er jo lavere ligger kritisk spenning og jo lettere er det å komprimere.

Handy (1968) konkluderer med at det er et maksimum hovedspenningsforhold for komprimering. Konklusjonene var basert på verdier fra triaksialtester hvor σ_3 varierte.

I lav-deformasjonsdelen øket hovedspenningen σ_1 med økende deformasjon når σ_3 ble holdt konstant.

Når så verdier ble tegnet inn i et diagram med volumendring mot deformasjon indikerte punktet ved minimum volum et maksimum σ_1/σ_3 forhold for komprimering. Hvis σ_1/σ_3 øket var resultatet positiv dilatans d.v.s. en volumøkning. For et grusmateriale var maksimum σ_1/σ_3 varierende fra 8 til 5 beregnet på effektiv spenningsbasis.

Hvis en slik oppfatning av problemet er korrekt kan det være av interesse å fastslå hvor slike gunstige spenningsforhold opptrer i praksis.

Det er en bred enighet om at et fast underliggende lag er nødvendig for å oppnå et godt resultat i komprimering, men det kan altså se ut til at hovedfordelen med et slikt lag skriver seg fra å gi massene over "horisontalt hold". Dette gir støtte for horisontal hovedspenning og hindrer skjærbrudd.

Hvis "horisontalt hold" er av avgjørende betydning så peker dette mot bruken av komprimeringsutstyr med god friksjonskontakt med jordarten og doble valser siden spenningene fra slike summerer seg opp.

Poretall eller hulrom er et sentralt begrep i komprimering det er i realiteten disse verdiene som påvirkes i komprimering.

Luftinnholdet i en jordart etter komprimering gir et overslag over hva som kan ventes av udrenert volumendring, før en eventuell konsolideringsprosess setter inn.

Det bør imidlertid advares mot å sette opp beregninger og la svarene få en avgjørende innflytelse i en bestemt situasjon. Komprimerte leirer er svært variable i alle henseende og foreløpig bør slike beregninger bare betraktes som overslag.

Dette skal ikke forhindre at slike beregninger utføres og systematiseres, det er bare på den måten at virkelige framskritt vil bli gjort i denne delen av geoteknikken.

8.0 PARAMETRE FRA TRIAKSIALTESTING AV TØRRSKORPELEIRE

8.1 Innledning

Som et forsøk på å finne parametre for beregning av stabilitet av tørrskorpefyllinger ble det foretatt en del forskjellige prøver av metoder for triaksialtesting.

Etter at de forskjellige metodene var utprøvet, ble det bestemt at den egentlige triaksialtesting skulle foregå med 10 cm diameter prøver med høyde lik 10 cm. Endeplater med lav friksjon og poretrykksspiss innsatt rundt i prøven ble benyttet. Prøvestykket sto dermed fritt til å ekspandere horisontalt under forsøket.

I det følgende er det gitt en kort oversikt over en del av forsøkene som ligger til grunn for bestemmelsen av det endelige forsøksprogram.

8.2 Forsøksprogram

8.2.1 Produksjon og prøving av 3,8 cm diameter prøver med høyde lik 7,6 cm

Ovnstørket leire fra Berger-Gran prosjektet ble brukt.

Leiren ble knust og siktet gjennom B.S Nr. 14 Sikt.

Leiren ble blandet med destillert vann til de forutbestemte vanninnhold og ialt ble det laget 12 prøvestykker.

Alle prøvestykkene ble komprimert i en stålsylinder i lag og hvert lag ble komprimert med en stålstang 1,3 cm i diameter.

Tilslutt ble prøvestykkene presset sammen til samme lengde i en hydraulisk presse. Prøvene ble presset ut av sylindere kort før kjøring av forsøket.

8.2.2 Prøveutstyr

Prøveapparat var Standard Wykcham Farrance maskin og selle.

Poretrykket ble målt i bunnen av prøven som hadde 0,6 cm diameter porøse sten.

En Clockhouse automat ble brukt for måling av poretrykket.

8.2.3 Prøving

Prøvene ble påsatt gummihud på normal måte og plassert i sellen. Sellen ble fylt med vann og selletrykket ble påført i trinn med $0,7 \text{ kp/cm}^2$ i hvert trinn. Poretrykkets utvikling med tider ble notert.

Hvert lasttrinn sto på prøven i 15 minutter.

8.2.4 Metning av poretrykkssystemet

Før forsøket ble det utført endel prøver for å finne en metode til å mette poretrykkssystemet slik at poretrykksmålingene ikke ble ødelagt av luftbobler. Metoden som tilslutt ble brukt gikk ut på å påføre systemet et trykk og så slippe ut vann/olje på forskjellige punkter langs ledningssystemet. På denne måten ble nesten all luft fjernet.

8.2.5 Resultater

Resultatene av disse prøvene kan sammenfattes i følgende punkter,

- a) Metoden som ble brukt for komprimering er ikke tilfredsstillende da de oppnådde romvekter er alt for høye i virkeligheten.
- b) Vanninnholdet i prøvestykkene varierte med omkring 1% til tross for lagring i minst ett døgn.

Noen av prøveresultatene kan studeres i vedlegget.

Prøvene har nr. 9 til 18.

8.3 Produksjon og prøving av 10,2 cm diameter prøvestykker med høyde lik 20,4 cm

Leiren ble ovnstørret, knust og tilsatt vann som under punkt 8.2.1. Ved å benytte en komprimeringsmaskin ble leiren komprimert i 8 lag i en stålform. Prøvestykket ble presset ut og mål og vekt ble bestemt.

Mål ble bestemt med skyvelære, ved diameter i to posisjoner og høyden i fire posisjoner.

Gummi huden ble påsatt prøvestykkene med en membranstrekker.

8.3.1 Prøveutstyr

En ny topp- og bunnplate ble laget for å muliggjøre prøving med lavfriksjon endeplate.

Tegninger og beskrivelse er gitt i vedlegget.

Det ble også utformet muligheter for måling av poretrykk både i topp og bunn av prøvestykket med to sirkulære keramiske plater med en lufteengangsverdi på $2,1 \text{ kp/cm}^2$.

Disse keramiske platene ble valgt for å hindre luft å komme inn i poretrykkssystemet.

På endeplatene ble det lagt to tynne gummiplater som ble dekket av høy-vakuum silikonfett for å lette horisontal deformasjon under forsøket. Det ble gjort snitt i gummiplatene for å lette randspenningene i disse.

Triaksialsellden var en standard forsterket Wykcham Farrance selle med roterende stempelkrave. Kvikksølvkar-Fjersystem ble brukt for å holde selletrykket konstant.

Deformasjonshastighet 3 mm/time .

8.3.2 Prøving

Hensikten med forsøket var å studere hvordan lavfriksjons endeplater virket og hvordan de keramiske platene virket.

Prøven ble kjørt udrenert med poretrykksmålinger.

Etter prøven ble prøvestykket delt opp i skiver og vanninnholdet ble bestemt i hver skive.

8.3.3 Metning av poretrykkssystem

Systemet ble mettet ved påføring av selletrykk i en helt vannfylt selle. Vannet strømmet da ut gjennom de keramiske platene. Ved skifting av selletrykk ble reaksjonen i poretrykksmålinger studert. Det viste seg å være en stor etterslepping i tid før poretrykket oppnådde det samme trykk som i sellen.

Apparatet ble tatt fra hverandre og de keramiske platene ble slipt ned da det forelå mistanke om tetting ved epoksyrimet som ble brukt. Senere prøver viste betydelig raskere reaksjon i poretrykkssystemet. En annen metode ble nå brukt for å fjerne heften fra systemet ved å benytte et trykk i vesken mot de keramiske platene. På denne måten kan det brukes små mengder veske for å fjerne luften.

Etterprøving av poretrykkreaksjonene viste en betydelig raskere reaksjon og apparatet var klart for prøving.

8.3.4 Plassering av poretrykket i sellen

Dette er en omstendelig prosess og forsiktighet må utvises i alle stadier. Prøvestykket må sentreres nøyaktig på sellefoten og gummi huden må påsettes og sikres med dobbelt sett O-ringer.

Sellen ble sammensatt og fylt med vann.

Noe luft ble stengt inne i sellen og slik luft er svært vanskelig å få vekk.

Prøving var klar til å begynne.

8.3.5 Resultater

Resultatene fra disse prøvene nr. 25 til 32 kan studeres i vedlegget. De forskjellige konklusjoner kan sammenfattes som følger:

Test_nr._25

- a) Utformingen av bunn- og topp-plate og keramiske plater muliggjør prøving med lavfriksjons-teknikk.
- b) Prøvestykket virker som det er lav friksjon i endene, da utvidelsen var omtrent lik både for topp og bunn.
- c) Snitt i gummiplatene blir heretter ikke brukt, da disse snittene konsentrerer deformasjonene og overfører sprekker til prøvestykket.
- d) Poretrykket sank jevnt i løpet av forsøket
- e) Det viste seg umulig å fjerne all luft som ble innestengt bak membranen ved type og bunn av prøvestykket.

Test_nr._26

- a) Uten snitt i gummiplatene ble det heller ingen sprekker i prøvestykket.
- b) Prøvestykket viste større utvidelse i toppen enn i bunnen. Dette kan ha noe med måten prøvestykket ble presset ut av stålformen å gjøre, før forsøket ble utført.
- c) Poretrykket ble målt uten noen problemer gjennom keramisk plate i bunnen.
- d) En triangelformet stripe av leire langs kanten i begge ender av prøvestykket viste seg å redusere det innestengte luftvolum betydelig.
- e) Fordelingen av vanninnhold etter prøving viste seg å være økende ned mot bunnen av prøvestykket.

Test_nr._27

- a) En ny form for produksjon av prøvestykker ble laget, da den gamle metoden hadde en tydelig tendens til å lage sprekker i prøven under utpressing. Silikonfett ble brukt i formen for å minske påkjenningen under utpressing.
- b) Poretrykksmålingene ble utført uten problemer.

Test_nr._28

- a) Lavfriksjons endestykke tillater at prøvestykket utvider seg horisontalt under forsøket.
- b) Sprekker viste seg fremdeles rundt hullene for poretrykksplatene og det ble bestemt å lage en keramisk spiss for innsetting i siden av prøvestykket. Poretrykket skulle måles via denne spissen.
- c) Ingen problemer med måling av poretrykk.
- d) Fordeling av vann i prøvestykket kan studeres i vedlegget.

Test_nr._29

- a) Komprimering av leire i former gir kurvede lag i prøvestykket.

Dette kommer i stand med at komprimerings-stempelet treffer leiren omkring 1 cm fra formveggen og at noe leire klitrer seg til sideveggene.

I tillegg vil hvert slag ved komprimeringen gi en kort utvidelse av selve stålformen, når stålformen trekker seg sammen igjen virker dette på prøvestykket.

Hvilken effekt dette har på resultatet av et triaksialforsøk er ikke klart.

Tester_nr._30,_31_og_32

- a) To forskjellige typer av keramiske spisser ble utprøvet, den endelige type er vist på tegning i vedlegget.
- b) Prøveresultatene viste at keramisk spiss satt i siden av prøvestykket, ga en svært hurtig reaksjon i poretrykket, og mye hurtigere enn ved keramiske plater i topp og bunn.

- c) I løpet av forsøket virket det som om poretrykks-
spissen var mere påvirkelig av trykkendringer
enn platene i topp og bunn.
- d) Hvis det ikke benyttes stive forbindelser mellom
stempel og topplate i triaksialsellen må prøve-
stykket sentreres nøyaktig, ellers vil lasten
bli påført eksentrisk.

8.4 Poretrykksmålinger i bunn og midt av prøvestykke med bruk av sentrisk sandsøyle.

8.4.1 Innledning

Som et forsøk på å få en kontroll på de målte poretrykk med keramisk spiss, ble det laget prøvestykker hvor det ble innstallert en sandsøyle ved diameter 0,6 cm sentrisk i prøvestykket. Denne sandsøylen skulle påskynde utjevningen av poretrykk under forsøket.

8.4.2 Resultater

- a) Sammenlignes tiden det tar for å registrere stabilt poretrykk ved målinger i bunn av prøvestykket, forkorter bruken av sandsøyler denne tiden betraktelig.

Poretrykkspiss i siden av prøven er fremdeles en god del raskere og denne vil bli brukt i senere forsøk. Prøveresultater kan studeres i vedlegget.

8.5 Udrenerte forsøk på laboratoriekomprimert leire med poretrykksmålinger.

8.5.1 Innledning

På grunnlag av de tidligere prøver, ble det bestemt å kjøre forsøk for å bestemme de effektive parametre C' og ϕ' for denne leiren.

Prøvene ble utført med lavfriksjonsendeplater, og med poretrykk målt med spiss innsatt i siden midt på prøvestykket.

Det ble laget 16 prøvestykker, 4 i hver serie. Hver serie hadde samme vanninnhold og i de 4 seriene varierte vanninnholdet fra omkring $w = 16\%$ til $w = 30\%$.

Dette er det området av vanninnhold som er aktuelt i praksis.

Selletrykk som ble brukt varierte fra 0 kp/cm^2 til $2,1 \text{ kp/cm}^2$.

8.5.2 Resultater

Resultatene er framstilt i vedlegg som kurver i et diagram hvor vertikal akse er $1/2 (\sigma_1' - \sigma_3')$ og horisontal akse σ_3' .

Deformasjoner er angitt på kurvene. Parametrene C' og ϕ' er erstattet av attraksjon a og $\tan \phi$ (Janbu 1973). Alle resultatene er gitt i tabell i vedlegget.

8.5.3 Konklusjoner

- a) Data fra forsøkene viser stor spredning.
- b) Attraksjon a og $\tan \phi$ viser seg å øke med økende romvekt innenfor det praktiske området for vanninnhold. Spredningen av data er ganske store.
- c) Mange prøvestykker utviklet flerbruddplan.

8.6 Udrenerte forsøk på prøvestykker tatt fra vegfylling

8.6.1 Innledning

Sylinderprøver ble tatt i eksisterende vegfyllinger på E6 i Sørumsdal i Akershus.

Prøvene ble tatt med Geonor prøvetager. Hensikten med dette var å studere en eventuell forskjell i parametre fra en virkelig fylling og fra laboratoriebehandlede materialer. Prøvene ble tatt med prøvetaker fra Akershus fylkes vegvesen.

8.6.2 Beskrivelse om fyllinger

De to fyllingene er beliggende på profil 15 600 og 18 800 på motorveg E6.

Fylling nr. 1 var ferdig i september 1972 og maksimal høyde var 17 m med et totalvolum på 100 000 m³. Fylling nr. 2 var ferdig i august 1974, høyde 14 m og volum 70 000 m³. Materialet i begge fyllingene var tørrskorpeleire lagt ut i lag med sandlag for hver 1,30 m tykkelse. De vanlige geotekniske data er gitt for disse fyllingene i vedlegget. En mineralogisk analyse er også inkludert.

Denne leiren er fra det samme området som leiren som ble brukt under punkt 8.5.

8.6.3 Prøvemåte

En stempelprøvetager, Geonor type ble brukt som har en innvendig diameter på 10 cm.

Prøvesylinderen ble presset ned i materialet hydraulisk og prøver ble tatt kontinuerlig.

Etter at prøvene ble tatt opp ble stålsylinderne forseglet med gummihette og transportert til prøvestedet for lagring.

8.6.4 Prøving

Prøvemethoden var lik metoden som ble beskrevet under punkt 8.5. Selletrykket som ble brukt ble valgt nær overvekten prøven var antatt å ha hatt i fyllingen. (En slik antagelse kan være beheftet med store feil, dette er behandlet i en annen rapport). Etter forsøket ble prøven målt og veid som beskrevet tidligere og vanninnholdet ble bestemt etter ovnstørking.

Noen prøver ble valgt ut for bestemmelse av W_L , P_L , spesifikk vekt og korngradering. Alle data er gitt i vedlegget.

8.6.5 Resultater

Prøvene er nummerert fra 3 til 13 på fylling nr. 1 og 14 til 22 fra fylling nr. 2.

8.6.6 Konklusjoner

- a) Data for disse prøver viser stor spredning.
- b) Attraksjon a og $\tan \phi$ øker med økende romvekt.
- c) Mange prøvestykker utviklet flerbruddplan.

9.0 DISKUSJON AV RESULTATER FRA TRIAKSIALTESTING AV LABORATORIEFRAMSTILTE PRØVESTYKKER OG PRØVESTYKKER FRA EKSISTERENDE FYLLINGER

9.1 Som tidligere nevnt viser prøveresultatene stor spredning, men hvis all data plottes inn i ett diagram kan følgende observasjoner gjøres:

Både attraksjon a , og $\tan \phi$ øker med økende romvekt innenfor romvektområdet i praksis. Laboratoriekomprimert leire viser en variasjon i $\tan \phi$ fra 0,42 til 0,68, og tilsvarende verdier fra de to fyllingene er 0,50 og 0,76.

Ved lik tørr romvekt er verdiene for $\tan \phi$ høyere for prøvene fra fyllingene, mens attraksjonen er like stor i begge tilfelle og øker med økende tørr romvekt.

De høyere verdier for $\tan \phi$ fra fyllingene kan være et uttrykk for trixotropiske egenskaper i disse leirer.

Ved senere forsøk skal det vises at tixotropi er en utpreget egenskap med disse massene og at denne effekten er sterkt tidsavhengig.

På basis av disse resultatene er det laget en tabell i vedlegget som framstiller udrenert skjærfasthet, attraksjon a og $\tan \phi$, våt- og tørr-romvekt.

Disse verdiene er benyttet i senere stabilitetsberegninger.

Begge prøveseriene har likhetstrekk, spesielt gjelder dette $\tan \phi$ som ser ut til å oppnå en maksimal verdi rundt en tørr romvekt på 1,70 g/c m³. Dette korresponderer med et vanninnhold lik 19% som ligger i området optimalt vanninnhold for disse materialene.

Ved høyere tørre romvekter avtar $\tan \phi$, ved dette punktet er ikke luften i separate bobler lenger og poretrykksmålingene kan være beheftet med feil.

I begge prøveserier når $\tan \phi$ er minimum verdi rundt en tørr romvekt på 1,50 g/cm³. Dette korresponderer med et vanninnhold på 30%.

Prøveantallet er ikke særlig stort, men det ser ut til at følgende konklusjoner kan trekkes:

Attraksjon a er 0 i området rundt full metning og øker med økende tørr romvekt.

Tan ϕ øker fra en minimumsverdi rundt metningspunktet til et maksimum rundt det optimale vanninnhold.

Utenfor disse vanninnholdsgrensene er prøveresultatene bare en begrenset verdi.

10.0 VARIASJON I UDRENERT SKJÆRFASSTHET MED TIDEN ETTER KOMPRIMERING

10.1 Innledning.

Variasjon av skjærfasthet med tiden etter at en jordart er komprimert er et kjent fenomen.

En slik evne til å øke skjærfastheten med tiden blir benevnt tixotropi. Hensikten med undersøkelsen var å fastslå om tixotropi var en framtrædende egenskap ved disse massene og om størrelsen var av betydning for eksempel stabilitetsberegninger.

10.2 Produksjon av prøvestykker.

Ovenstørket leire fra samme sted som triaxialprøvene ble tatt, ble knust og siktet.

Vann ble tilsatt leiren for å gi prøver i vanninnholdsområdet $w=16-32\%$. Leiren ble delt i fire deler med hvert sitt vanninnhold og lagret i 7 døgn.

Leiren ble deretter komprimert i fire stålsylindrer, 55 mm prøvesylindrer i en meters lengde.

Komprimeringen ble utført lagvis i 5 cm tykke lag med en stålstang med en sirkulær endeplate. Endeplatens diameter var 2 mm mindre enn stålsylindrerens diameter.

Komprimeringen pågikk til ingen videre synkning av stålstangen foregikk.

10.3 Prøvemetode.

Kort etter at komprimeringen var avsluttet ble stålsylindrerne plassert i en hydraulisk utpressingsbenk og 3,0 cm av prøven ble presset ut og skåret vekk. De neste 5 cm av prøven ble skåret av og plassert i et konusapparat hvor 4 inntrykk ble målt. Prøven ble veid og målt og satt i tørkeovn, vanninnholdet ble bestemt. Denne operasjon ble foretatt i intervaller på 2, 4, 10, 22 og 57 døgn. For å minske tapet av vanninnhold på grunn av uttørking ble det benyttet neopren pakninger inne i sylindrerne under lagringsperioden.

For å minske komprimering under utpressing av prøven ble neoprenpakningen i fronten av stålsylindrerne trukket ut med samme hastighet som stempelet bak presset på prøven.

10.4 Resultater.

Sylindren som inneholdt leirer med vanninnhold $w=16\%$ ble ikke undersøkt da den hydrauliske maskinen ikke hadde kraft nok til å presse prøven ut.

Prøveresultatene fra de tre andre sylindrene ble plottet som udrenert skjærfasthet mot tiden. Til tross for forskjeller i vanninnhold er det en helt tydelig tendens i at skjærfastheten øker med tiden.

Alle kurver er vist i vedlegget.

10.5 Konklusjon.

- a) Økning av udrenert skjærfasthet etter komprimering er avhengig av vanninnholdet.

Økningen er lav for lavt vanninnhold og høyere for høyere vanninnhold.

Øvre grense for denne leiren ligger over $w = 33\%$.

- b) Størrelsen av økning i skjærfasthet er tilstrekkelig til at den spiller en rolle i stabilitetsberegninger.

11.0 KONSOLIDERING OG DISSIPASJON AV PORETRYKK

11.1 Innledning.

Som et forsøk på å frembringe et helhetsbilde av komprimerte leirer ble det bestemt å kjøre en del forsøk for å studere konsolideringsegenskaper og poretrykksdissipasjon.

Konsolideringsprøven ble kjørt i standard konsolideringsapparat og dissipasjonstestene ble kjørt med 10 cm diameter, 20 cm høye prøver i triaksialselle.

11.2 Resultater.

Typiske kurver for konsolidering er vist i vedlegget. Kurver som framstiller poretrykksdissipasjon er også gitt.

11.3 Konklusjon.

Verdiene fra begge forsøksreier viser ingen store avvik fra hva som er normale verdier for intakte leirer.

12.0 OPPTREDENDE PORETRYKK I EKSISTERENDE VEGFYLLING

12.1 Innledning.

For å få et grunnlag for å vurdere poretrykksutviklingen i en komprimert fylling, ble det innstallert 3 elektriske poretrykksmålere i en fylling på motorveg E6 ved Haug i Ullensaker.

Fyllingen var bygget opp av tørrskorpeleire med horisontale sandlag.

12.2 Resultater.

Utvikling av poretrykk kan studeres i vedlegg.

Ingen problemer med målingene og den innlagte null-sjekk gjør at resultatene høyst sannsynlig er riktige.

12.3 Konklusjon.

Registrert poretrykk er omkring lik halve vekten av overliggende leire. Registrering av poretrykksutviklingen vil fortsette over flere år.

Nedbør i et tidsrom viste at det er et sammenhengende sprekkssystem i leiren ned til en dybde av ca. 5 m.

13.0 STABILITETSANALYSER AV FYLLINGER AV TØRRSKORPELEIRE

13.1 Innledning.

Maksimal høyde på fyllinger av tørrskorpeleire er pr. i dag omkring 20 m her i landet.

Innenfor geoteknikken er det en viss tilbakeholdenhet med å gå til konstruksjon av høyere fyllinger før flere faktorer omkring slike fyllinger er klarlagt.

Stabilitetsanalysene som er utført i det følgende er ment som et bidrag til å belyse noen av faktorene som er av betydning i hele dette komplekset av problemer.

Resultatene som framkommer skal ikke behandles som om de var riktige, i dette området i geoteknikk er det store muligheter for både regulære feil og direkte misforståelser med hensyn til hvilke mekanismer som opererer og hvordan de opererer. Resultatene bør derfor betraktes som orienterende.

Beregningene ble utført på Statens Veglaboratorium i Oslo på EDB program STAB 2A.

13.2 Variable faktorer i stabilitetsberegninger.

I vedlegget er det gitt en tabell som viser variasjonene i noen geotekniske egenskaper i fylling nr. 1 og 2, hvor prøvene for triaksialforsøkene ble tatt. Det er også gitt en tabell fra samme området som viser variasjonen i vanninnhold over korte avstander i komprimerte leirer.

Tabellene viser tydelig de store variasjonene som opptrer og dette bør huskes ved senere beregninger av parametre i slike fyllinger.

Med den vanlige spesifikasjonskurve som grunnlag har en variasjon i vanninnhold fra $w = 20\%$ til $w = 30\%$ en markert effekt på de forskjellige parametre.

Udrenert skjærfasthet er sterkt avhengig av vanninnholdet.

Tixotropiforsøkene indikerer en endring i skjærfasthet med en faktor på 10 ved vanninnholdsvariasjon på $w = 10\%$. Disse forsøkene viser også at skjærfastheten øker betydelig med tiden, men på dette stadium blir ikke dette tatt med i beregningene.

Konstruksjonsperioden er ofte kort på en fylling og initialskjærfasthetene blir benyttet.

Ved bruk av vingebor med forskjellig form (G. Blight, 1970) ble det funnet store variasjoner av skjærfasthet på horisontale og vertikale plan i en komprimert fylling.

Et eventuelt glidesnitt vil passere igjennom massene med forskjellige helninger og det er uten videre rimelig å tenke seg at en varierende skjærfasthet vil påvirke dette snittet forskjellig på forskjellige punkter.

Forskjellige effekter forårsaket av spenninger og de forskjellige spenningsretninger er ikke klart på dette stadium av stabilitetsberegninger.

Poretrykkene er også variable i komprimerte leirer.

I fyllinger med sandlag er det neppe positive poretrykk i det hele tatt forutsatt at sandlagene er åpne i bunnen. Dette gjelder en langtidsbetraktning. Under oppbygging og kort etter har poretrykkene en eller annen verdi, i det vesentligste avhenger dette av vanninnholdet i de komprimerte massene.

Etter dette er det klart at bestemmelse av poretrykk er et av de sentrale punkter i en slik stabilitetsberegning. En rekke faktorer av praktisk art vil indikere hvilken tilstand det bør beregnes for, kort eller langtidsstabilitet, beregning på grunnlag av totale eller effektive spenninger. I dette tilfelle har en valgt en beregning basert på effektivspenninger både for kort og lang tid, med forskjellige varianter av poretrykk.

13.3 Valg av parametre.

Attraksjon a og $\tan \phi$ er valgt ut fra tabellen gitt i vedlegget. Denne tabellen gir forholdet mellom disse parameterne og tørrromvekt for fire forskjellige vanninnhold.

Forskjellen mellom verdiene for skjærfasthet for konusforsøk og triaksial forsøk er ikke stor og resultatene fra konusforsøkene blir brukt for kort-tids analyser.

13.4 Resultater.

Beregnete sikkerhetsfaktorer for forskjellige fyllingshøyder og vanninnhold kan studeres i vedlegget.

Resultatene er framstilt som kurver i diagram hvor vertikalaksen representerer sikkerhetsfaktoren og horisontalaksen fyllingshøyden.

Resultatene dekker både kort- og langtidsstabiliteten.

13.5 Konklusjoner.

Konklusjonene overlates til den enkelte etter å ha studert den grafiske framstillingen i vedlegget.

Kort kan det konkluderes med at de beregnede sikkerhetsfaktorer virker rimelige.

Kort-tidsstabiliteten er kritisk i alle tilfelle og materialer med et vanninnhold $w > 26\%$ er ustabile for alle fyllingshøyder.

Disse materialene er vanskelige å håndtere i praksis ved et slikt vanninnhold og vil fortone seg svært bløte i større tykkelser og dette beregningsresultatet virker ikke umiddelbart å være feilaktig.

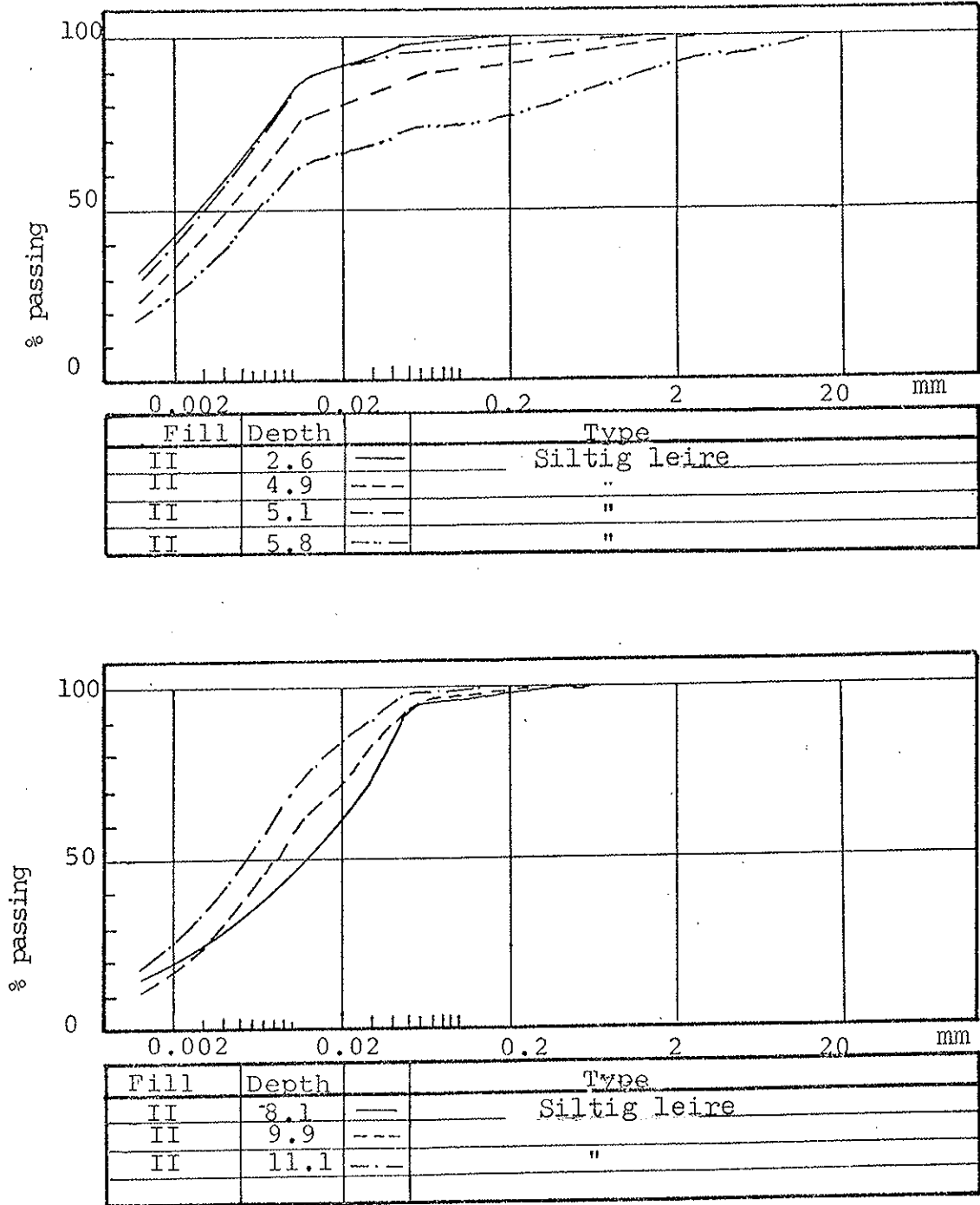


Fig. 2. Vanlig forekommende korngraderinger

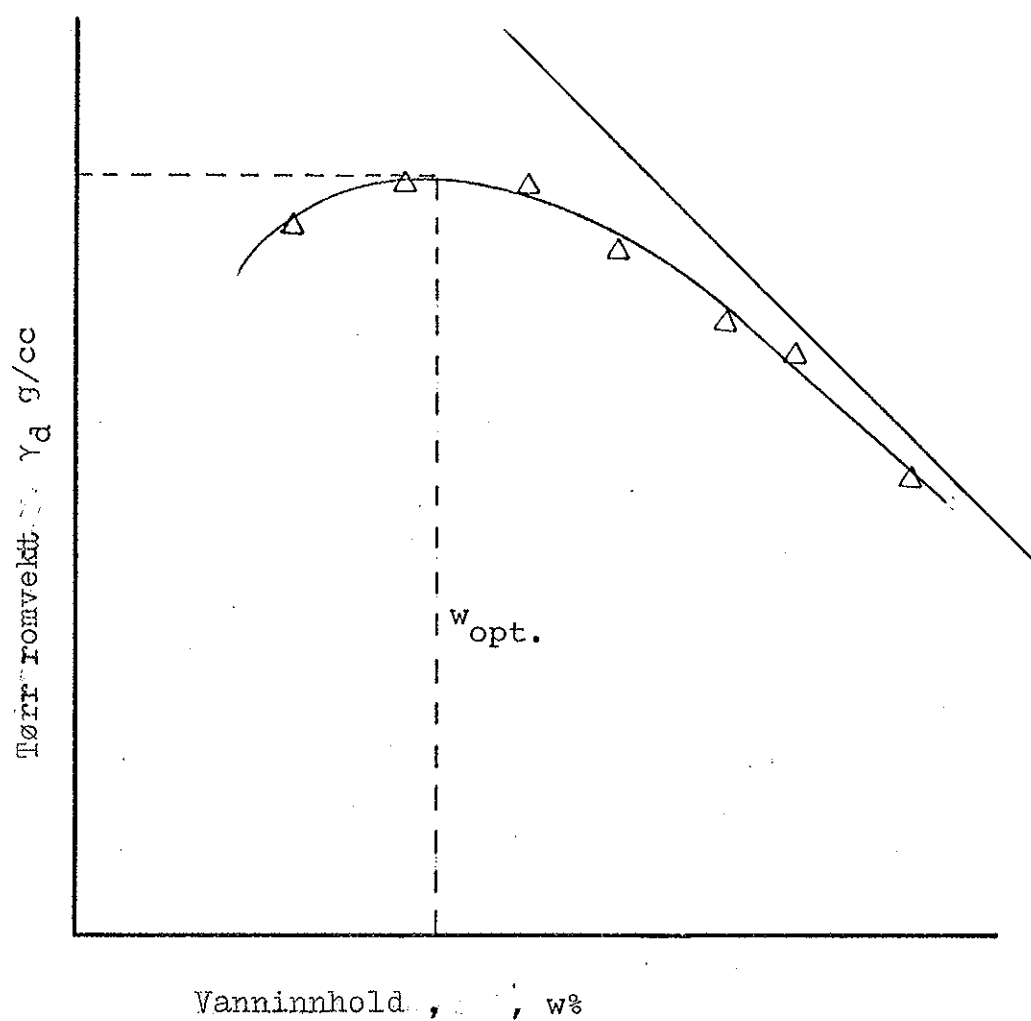


Fig. 3. Eksempel på komprimeringskurve etter laboratorieforsøk.

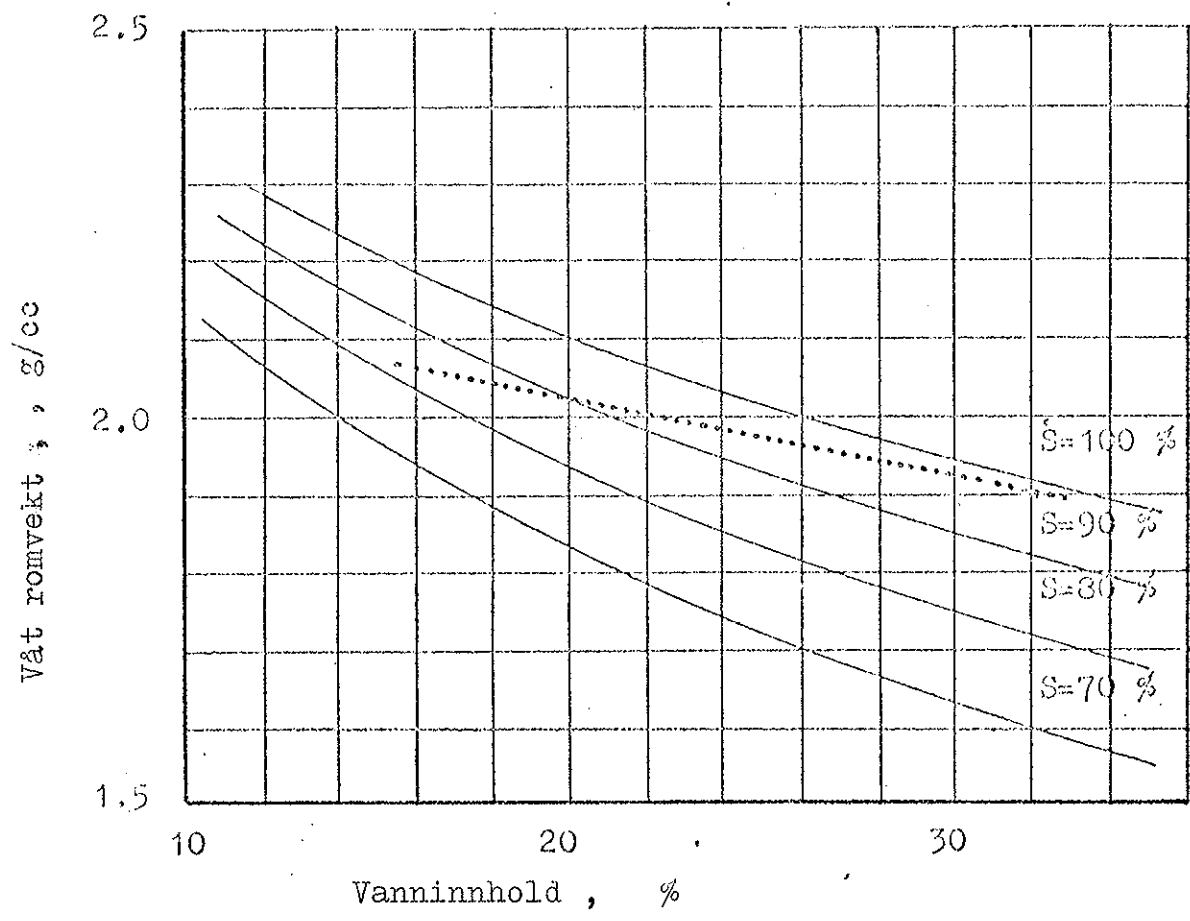


Fig. 4. Kurven viser det som normalt forlanges av komprimering på en siltig leire. Prøveresultater som ligger over kurven kan godkjennes, mens ligger resultatene under kurven må det etterkomprimeres. Det kan være nødvendig med justering av kurven i noen tilfeller, dette er derfor en spesifikasjon som kan endres under arbeidets gang. Eventuelle endringer bør foretas i samarbeide med den geotekniske konsulenten i det aktuelle tilfelle.

W %	δ^b gm/cc	δ^d gm/cc	V _s cc	V _w cc	V _A cc	V _v cc	S %	V _A %	e
18	2.05	1.74	0.630	0.313	0.057	0.370	85	5.7	0.59
19	2.04	1.71	0.620	0.325	0.055	0.380	86	5.5	0.61
20	2.03	1.69	0.612	0.338	0.050	0.388	87	5.0	0.63
21	2.02	1.67	0.605	0.351	0.044	0.395	89	4.4	0.65
22	2.01	1.65	0.598	0.363	0.039	0.402	90	3.9	0.67
23	2.00	1.63	0.590	0.375	0.035	0.410	91	3.5	0.69
24	1.99	1.60	0.580	0.384	0.035	0.420	92	3.5	0.72
25	1.98	1.58	0.572	0.395	0.034	0.428	92	3.4	0.75
26	1.97	1.56	0.065	0.406	0.029	0.435	93	2.9	0.77
27	1.96	1.54	0.058	0.416	0.026	0.442	95	2.6	0.79
28	1.95	1.52	0.551	0.426	0.023	0.449	95	2.6	0.79
29	1.94	1.50	0.543	0.435	0.022	0.457	95	2.2	0.84
30	1.93	1.48	0.536	0.444	0.020	0.464	96	2.0	0.87
31	1.92	1.47	0.533	0.456	0.011	0.467	98	1.1	0.88
32	1.91	1.47	0.525	0.464	0.011	0.475	98	1.1	0.90
Beregnete verdier G _s = 2.76 Gj.sn. 9 prøver									
Spesifikasjon									

Fig. 5. Beregnede verdier for forskjellige deler i en komprimert leire

av typen på motorveg Berger - Gran.

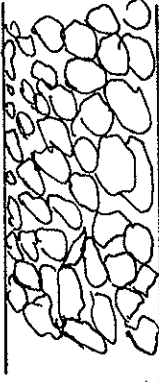
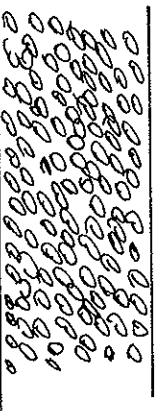
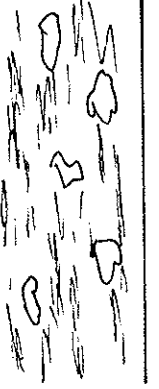
Tørr leire	Mellomtype	Våt leire
$w < 22 \%$	$w = 26 \%$	$w > 26 \%$
		
<p>Store klumper Stort totalt luftrom</p>	<p>Mindre klumper Mindre totalt luftrom</p>	<p>Ingen klumper Isolerte luftrom</p>
<p>Kort etter komprimering er metningsgraden rundt 90 % eller mindre. Positive poretrykk utvikles først etter større belastning og lengre tid.</p>	<p>Kort etter komprimering er metningsgraden rundt 95 %. Positive poretrykk vil utvikles etter bare små tilleggslast.</p>	<p>Kort etter komprimering er metningsgraden 100 %. Positive poretrykk utvikles ved en hver tilleggslast.</p>

Fig. 6 . Komprimering av leire ved forskjellige vanninnhold.

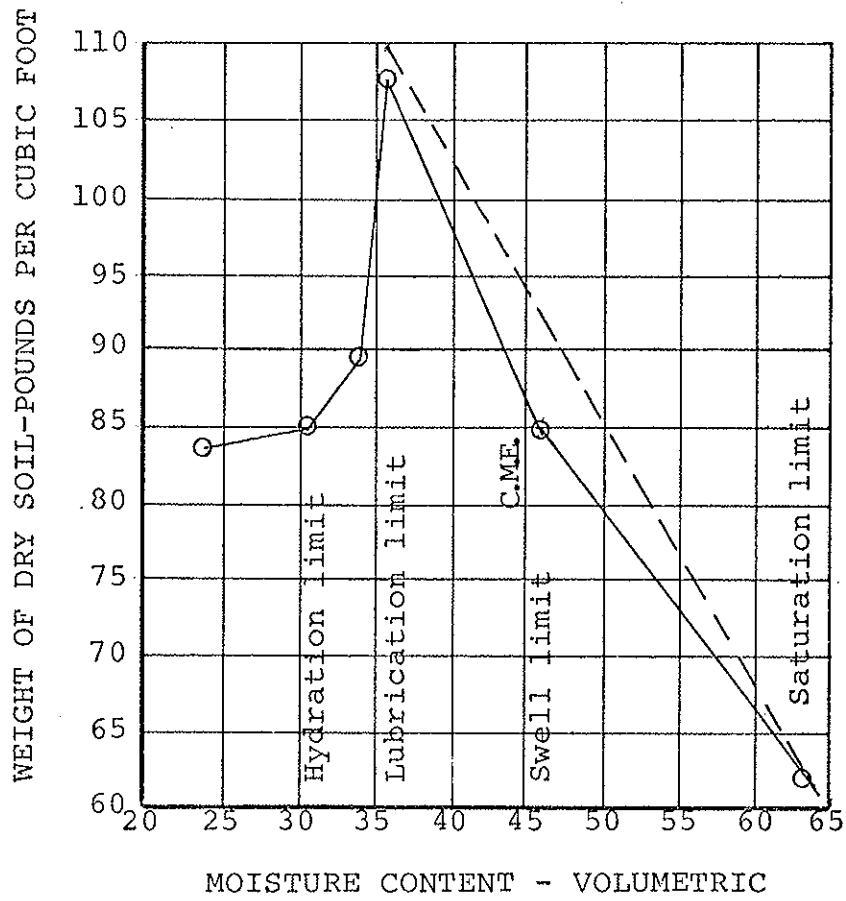


Fig. 7. Fire forskjellige stadier ved økende tilførsel av vann ved komprimering.
(Hogentogler . 1936)

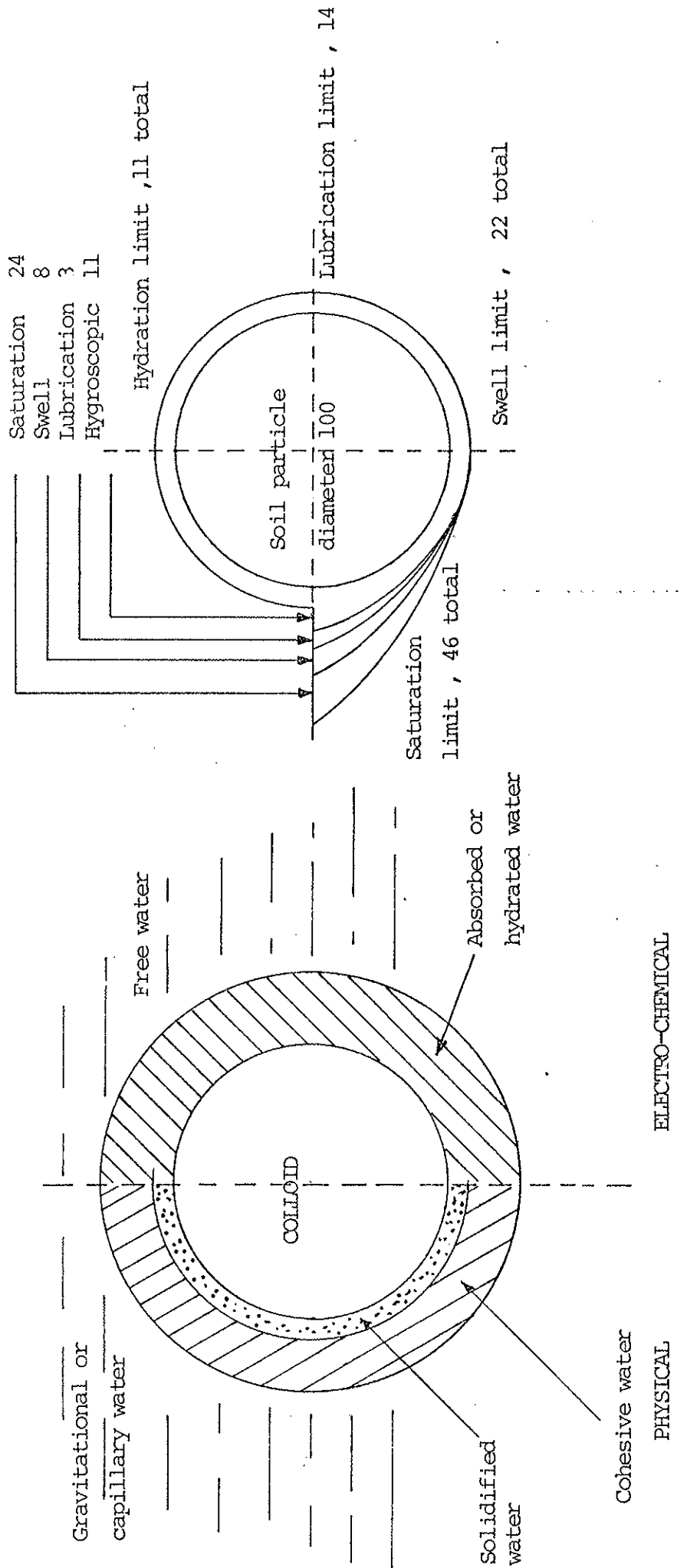


Fig. 8. Vann i forbindelse med en jordart og utviklingen av forskjellige typer vannfilmer.

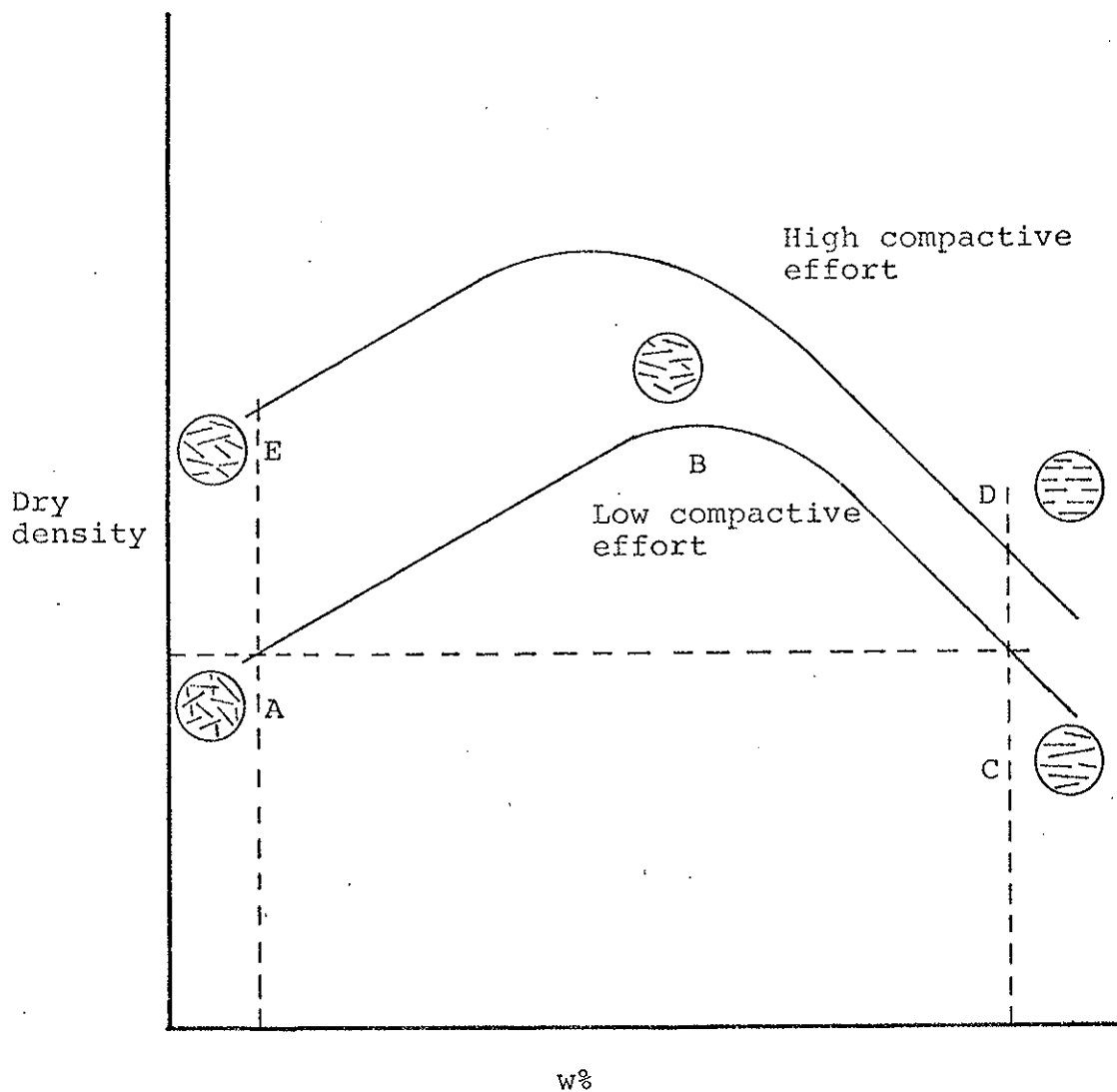
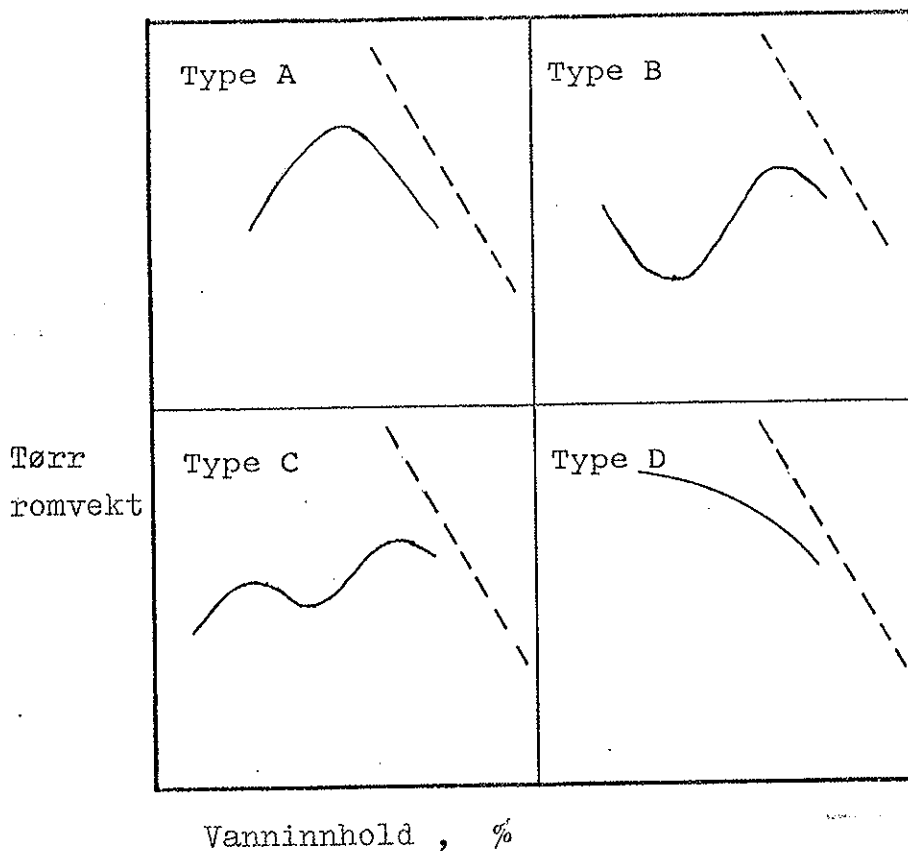


Fig. 9. Komprimering ved forskjellige vanninnhold resulterer i endringer i en leires struktur. (Etter Lambe)



Type A : Typisk komprimeringskurve for flytegrenser Mellom 30 og 70. (%)

Type B og C : For materialer med flytegrense lavere enn 30 (%) forekommer ofte kurven med dobbelt optimalt vanninnhold.

Type D : Disse materialene har vanligvis ikke noe optimalt vanninnhold eller kurven kan ha et uregelmessig forløp. Dette gjelder flytegrenser større enn 70. (%)

Fig. 10. Komprimeringskurver ved forskjellige flytegrenser.

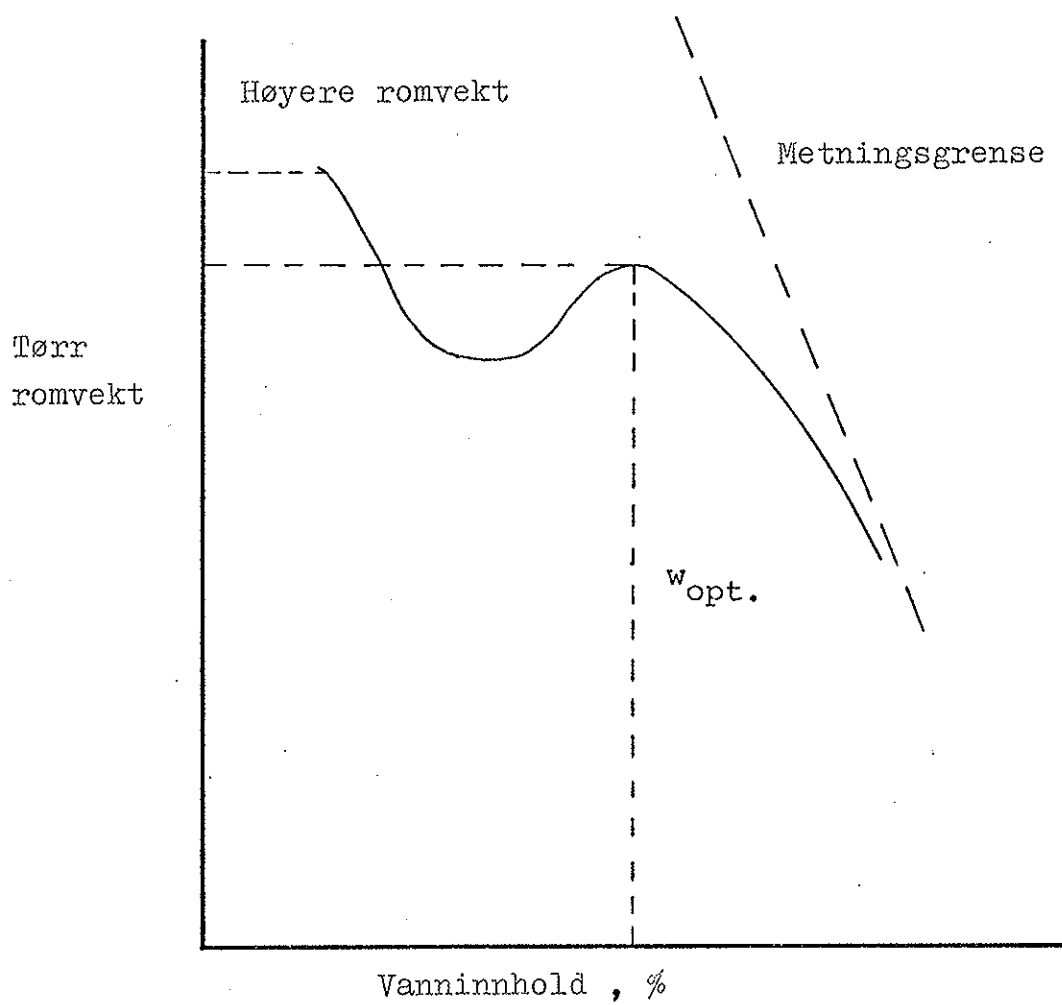


Fig. 11. Eksempel på komprimeringskurve for ensgradert finsand.

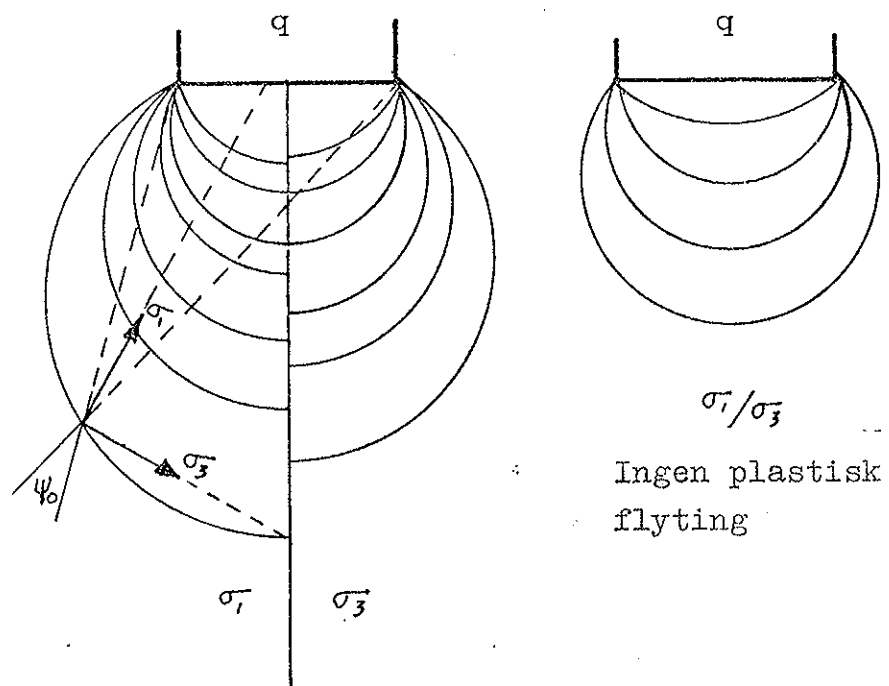


Fig. 12. Boussinesq's teori om spenninger

Test no	w %	γ_b g/cc	γ_d g/cc
7	19.0	2.04	1.71
8	34.0	-	-
9	24.6	2.01	1.61
10	23.6	2.03	1.64
11	21.0	2.10	1.74
12	20.8	2.13	1.76
13	25.8	2.33	1.85
14	21.8	2.08	1.71
15	22.5	2.11	1.72
16	22.5	2.12	1.73
18	22.5	2.11	1.72
20	20.3	2.09	1.74
21	20.8	2.10	1.74

Table showing moisture contents and densities from the preliminary tests. The densities are higher than is normally encountered in practise in this material.

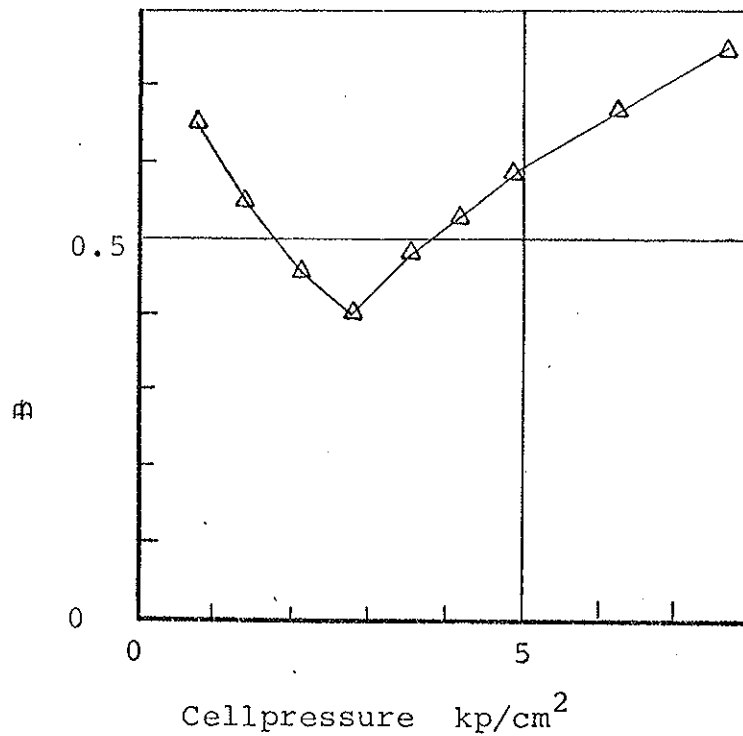
Fig. 13. Tabellen viser verdier for prøvestykker brukt i forberedende prøveprogram.

Test no.	γ_{bi} g/cc	δ_{bf} g/cc	w %	γ_d g/cc	S_i %	S_f %	σ_3 g/cc	a kp/cm ²	$\tan \rho$
38	2.05	2.06	16.6	1.76	83	84	0	-	-
39	2.05	2.07	16.6	1.78	83	85	2.11	0.22	0.55
40	2.06	2.09	16.6	1.76	84	87	3.52	0.06	0.62
41	2.07	2.12	16.6	1.78	85	90	1.05	-	-
42	1.97	2.03	26.0	1.56	95	-	0	-	-
43	1.99	1.96	26.0	1.58	96	-	2.11	0.10	0.50
44	2.00	2.00	26.1	1.58	98	99	3.52	0.04	0.58
45	1.98	1.97	26.6	1.56	98	96	1.05	0.02	0.51
46	1.98	1.98	26.4	1.57	97	98	3.52	0.04	0.58
47	2.04	2.06	21.0	1.69	94	97	0	0	0.68
48	2.05	2.05	21.0	1.69	96	96	2.11	0	0.62
49	2.05	2.08	21.3	1.69	95	98	3.52	0	0.61
50	2.06	2.07	20.9	1.70	96	97	1.05	0.11	0.57
51	2.05	2.06	21.3	1.69	95	96	0	0	0.79

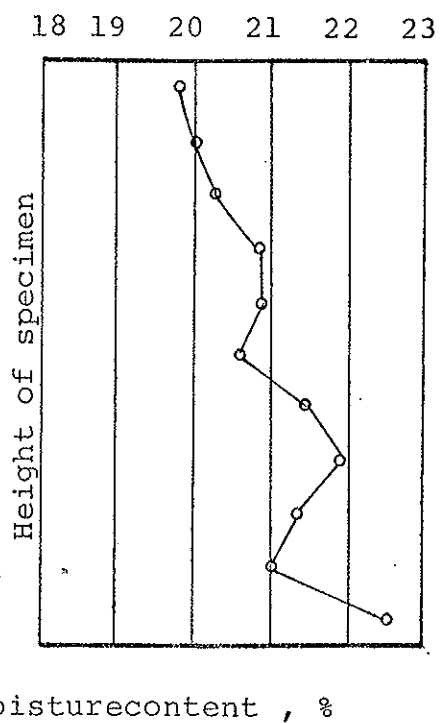
Fig. 14. Tabellen viser resultater fra triaksialprøving på prøvestykker fremstilt i laboratoriet.

Test no	δ_{bi} g/cc	δ_{bf} g/cc	w %	δ_d g/cc	S_i %	S_f %	σ_3 kp/cm ²	a kp/cm ²	$\tan \rho$
52	1.85	1.87	31.3	1.41	-	-	0	0	0.64
53	1.87	-	31.3	1.43	-	-	2.11	0	0.66
54	1.88	-	30.6	1.44	-	-	3.52	0	0.64
55	1.88	-	30.3	1.44	-	-	1.05	0	0.62
56	1.88	-	30.3	1.44	-	-	2.11	0	0.58

Fig. 15 Se fig. 14.

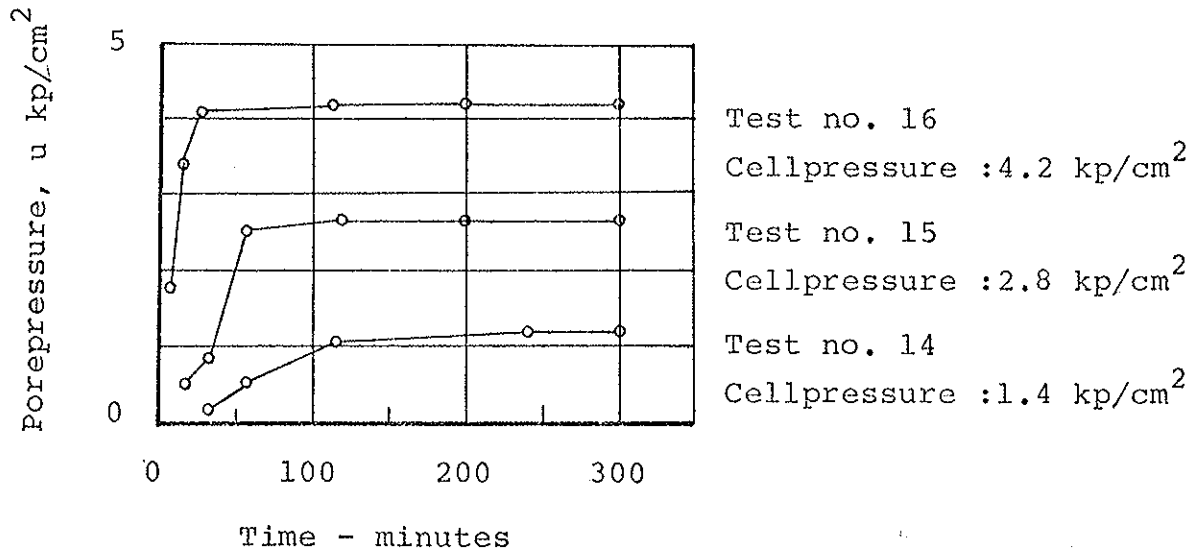


The cell pressure was left on for 15 minutes before the next increment was added. Pore pressures were registered at the end of each increment.



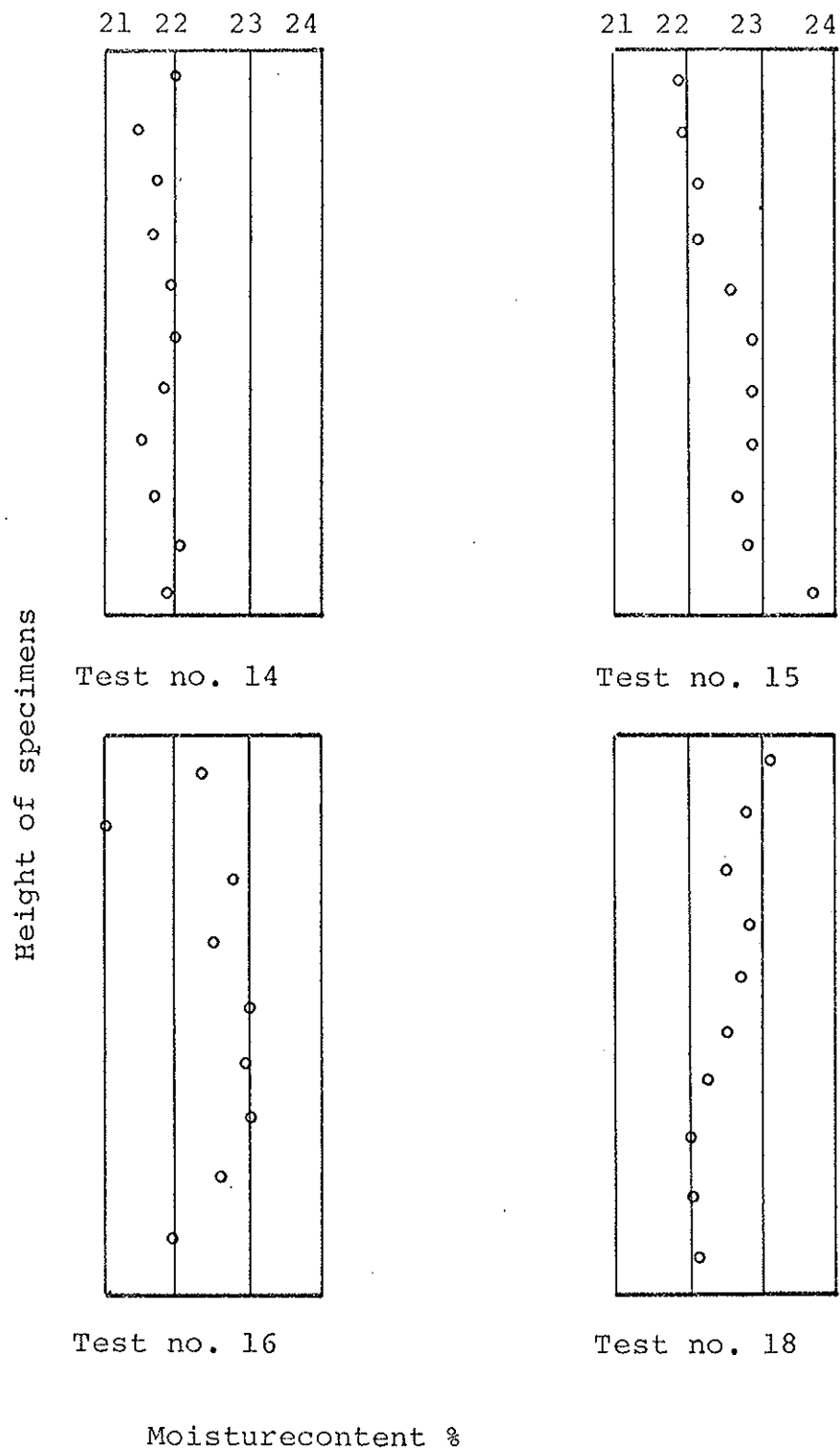
After testing the specimen was cut in slices and moisture contents were determined.

Fig. 16. Poretrykksreaksjon etter påføring av selletrykk.



Test no.	14	15	16
w	21.8	22.5	22.5
χ_b	2.08	2.11	2.12

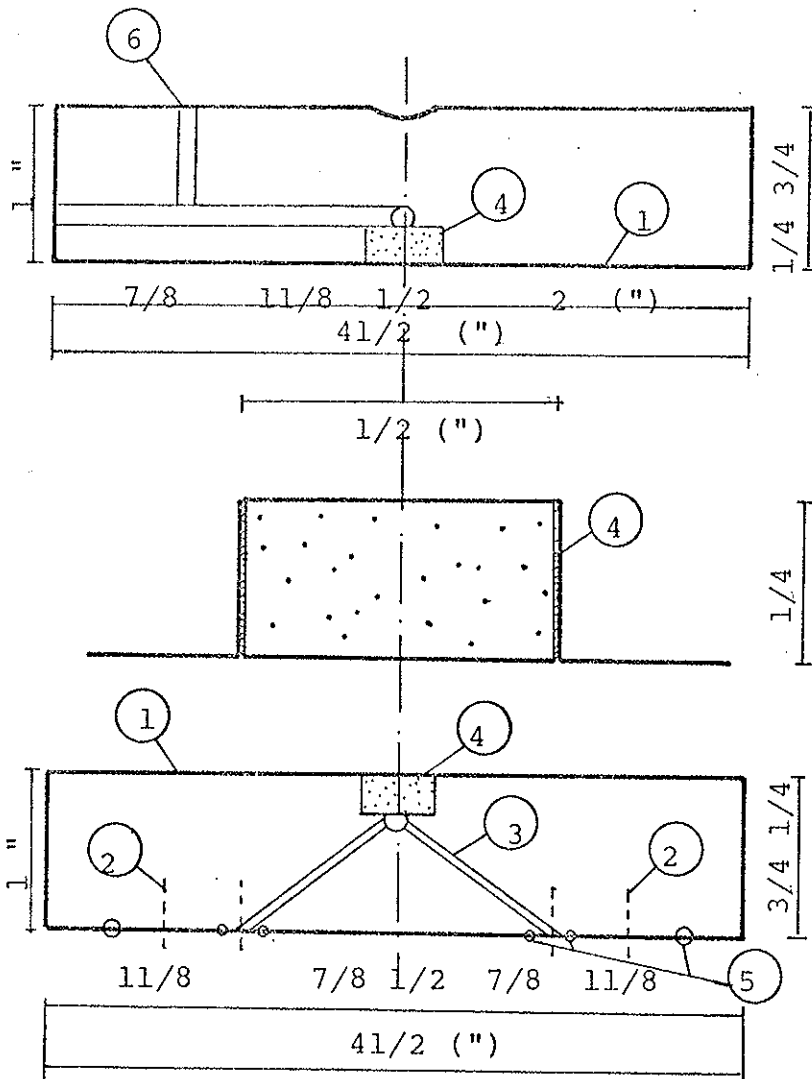
Fig. 17. Utvikling av poretrykk under påføring av selletrykk.



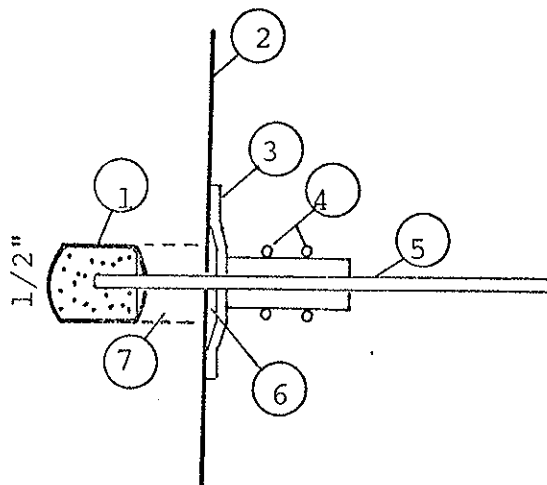
Tests no. 14 , 15 and 16 were subjected to an all round stress.

Test no. 18 was stored.

Fig. 18. Fordeling av vanninnhold i prøvestykket.

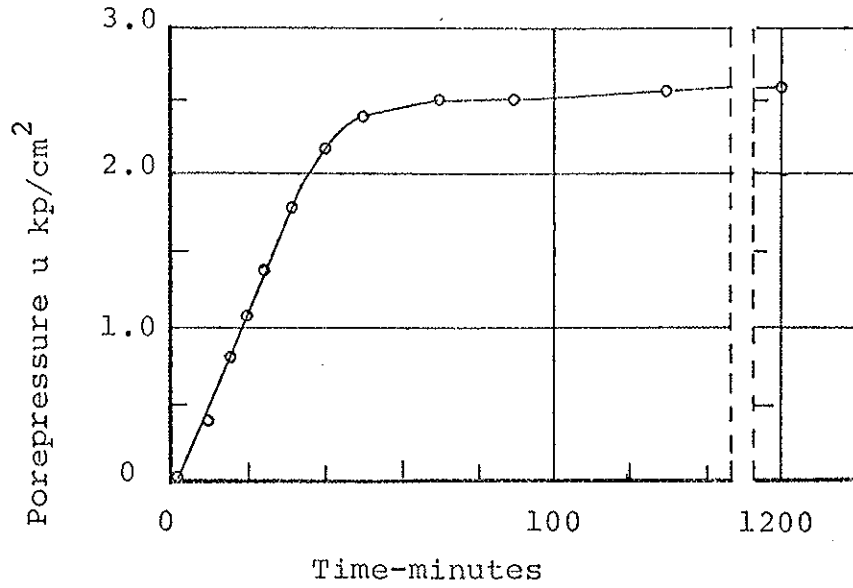


1. Both caps were solid brass with polished faces.
2. Holes were drilled to fit the standard Wykeham Farrance baseplate.
3. Connections for porepressure measurements were drilled.
4. Ceramics were sealed in by using Araldite epoxy.
5. Grooves were machined for O-rings.
6. Top-cap porepressure connection.



1. Ceramic, AEV 2.1 kp/cm²
2. Membrane
3. Rubber washer
4. O-rings
5. Porepressure tube
6. Contact glue
7. Recompacted clay

Fig. 19. Utforming av topp- og bunn-plate i triaksialselle for forsøk med lavfriksjons endeplater.



Cellpressure : 2.81 kp/cm²
 δ_b : 2.01 g/cc
 w : 25.5 %

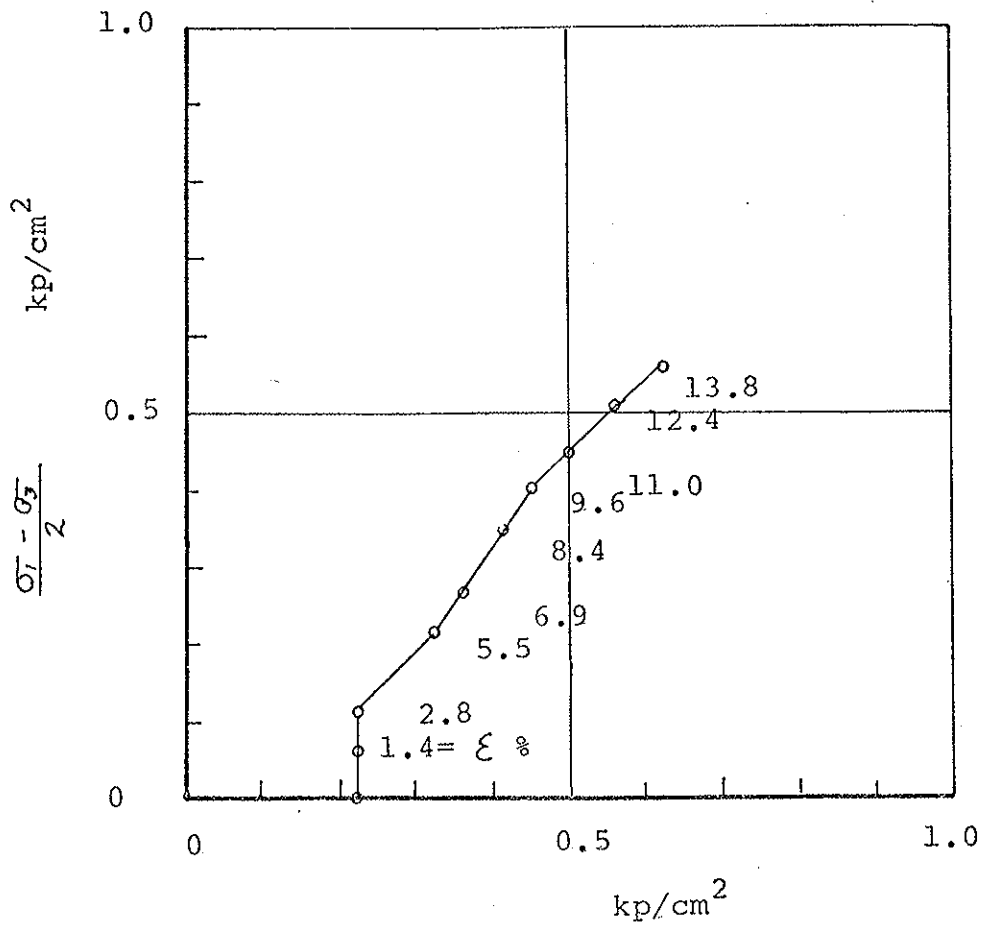
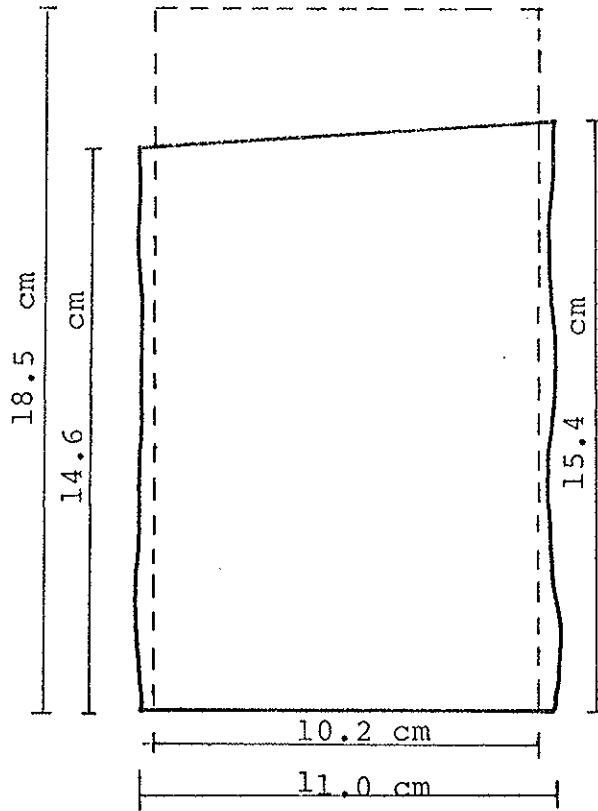
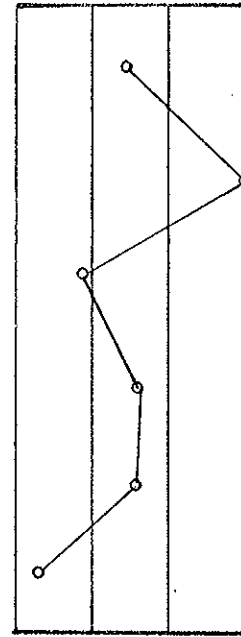


Fig. 20. Prøve nr. 25.

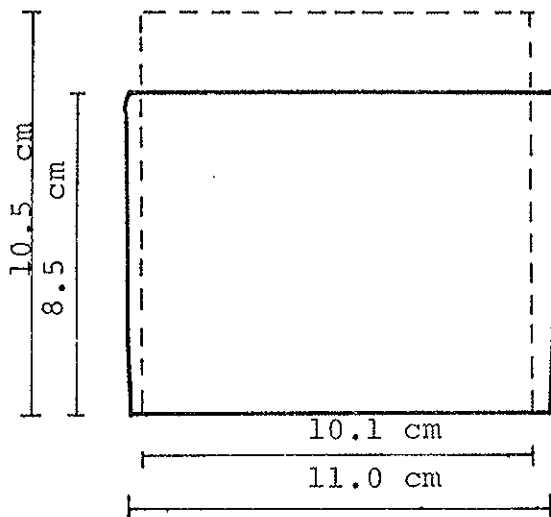


24 25 26 27

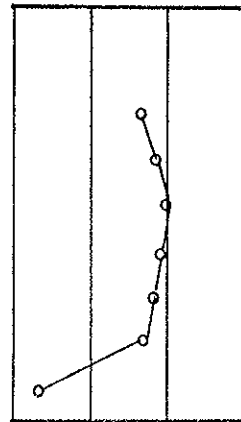


Test no.25

Moisturecontent %



20 21 22 23



Test no.26

Moisturecontent %

Fig. 21. Prøvestykkets form og fordeling av vanninnhold etter forsøket.

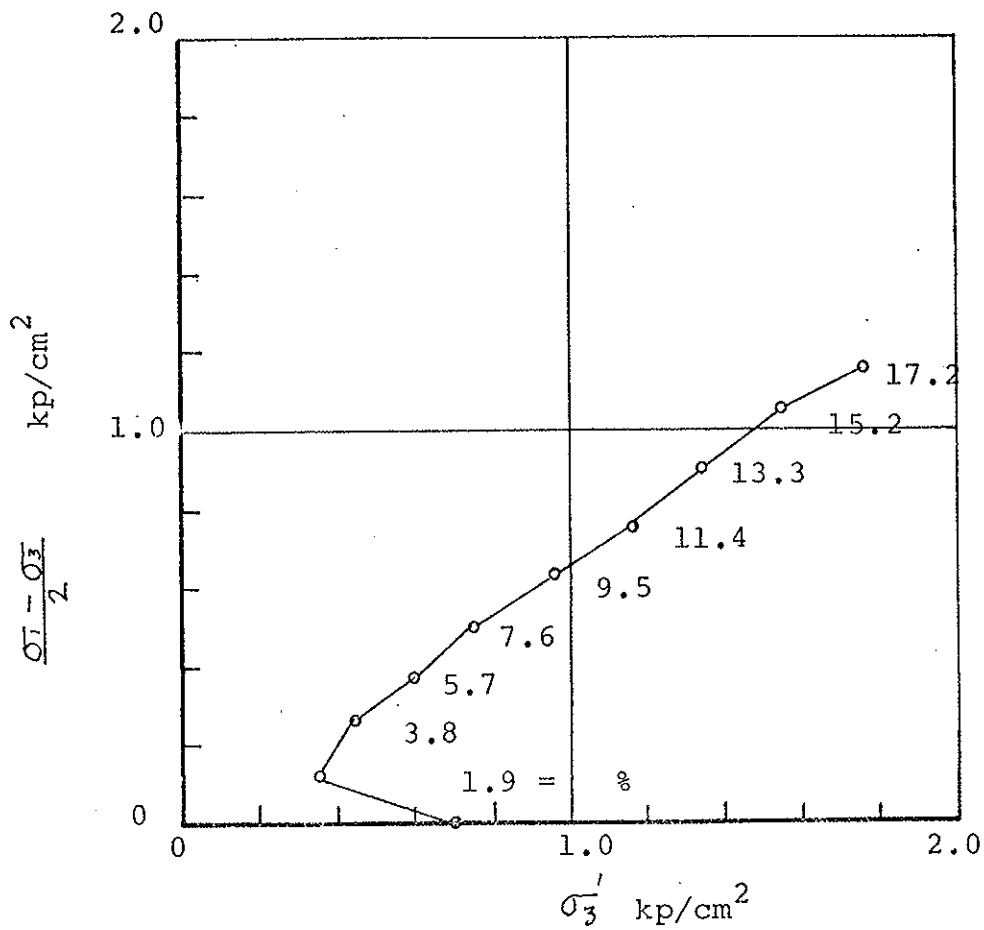
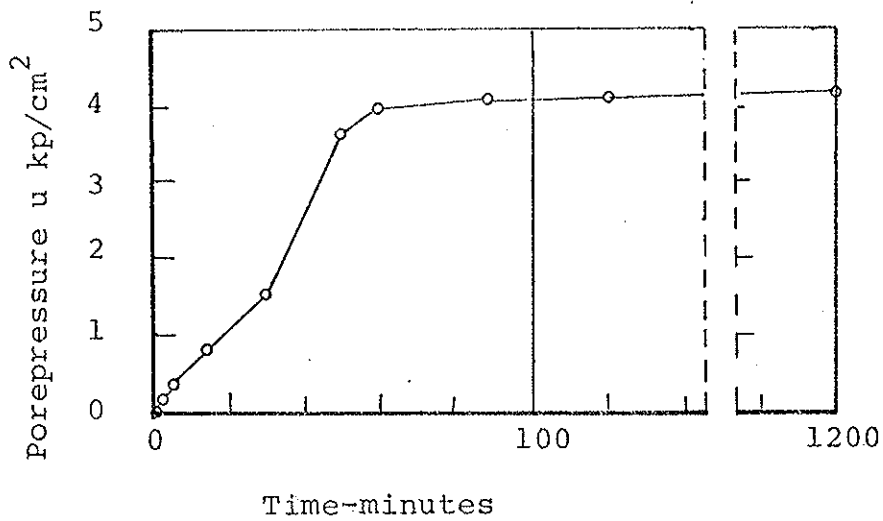
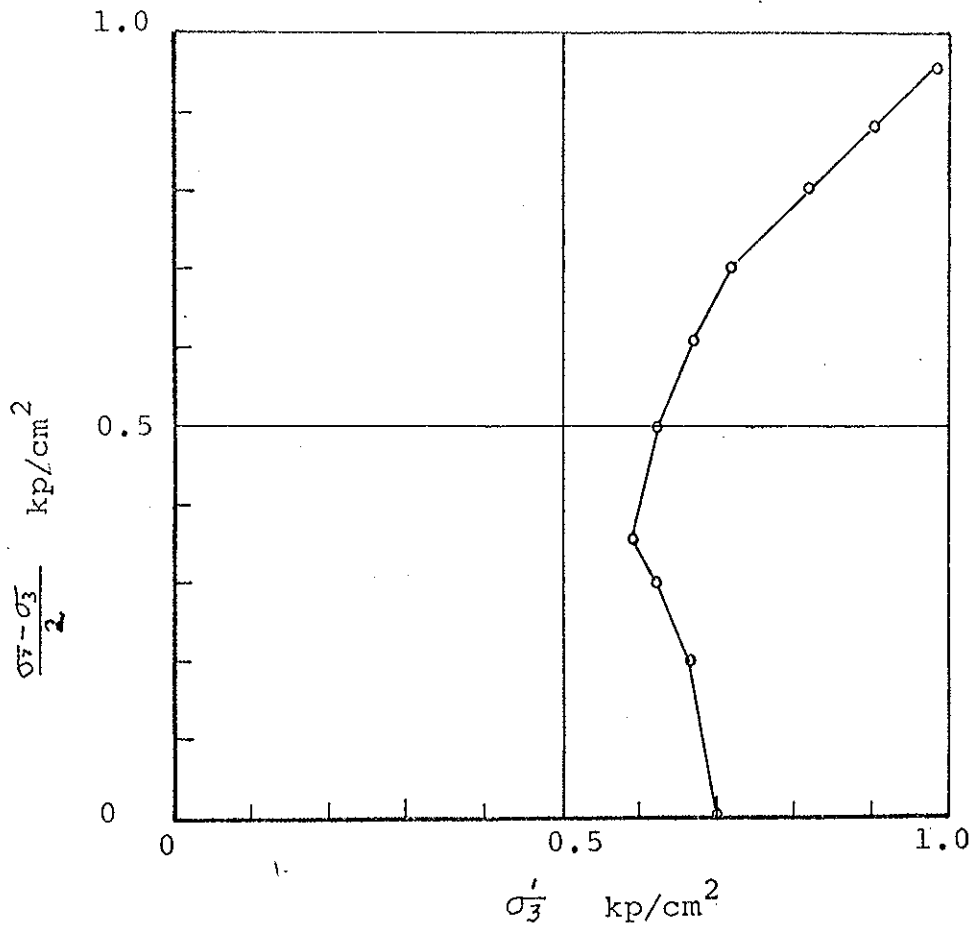


Fig. 22. Prøve nr. 26.

Cellpressure : 4.92 kp/cm²
 γ_b : 2.05 g/cc
 w : 21.7 %



Cellpressure : 1.40 kp/cm²
 γ_b : 1.99 g/cc
 w : 23.4 %

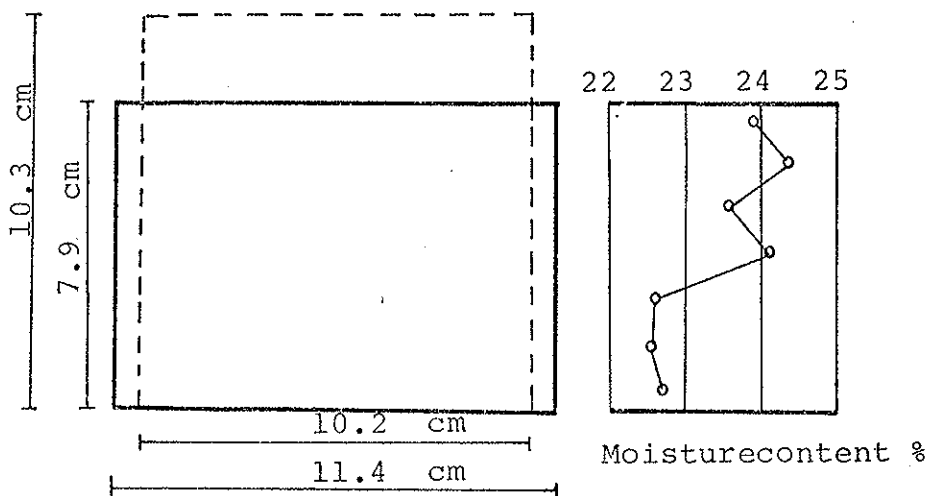
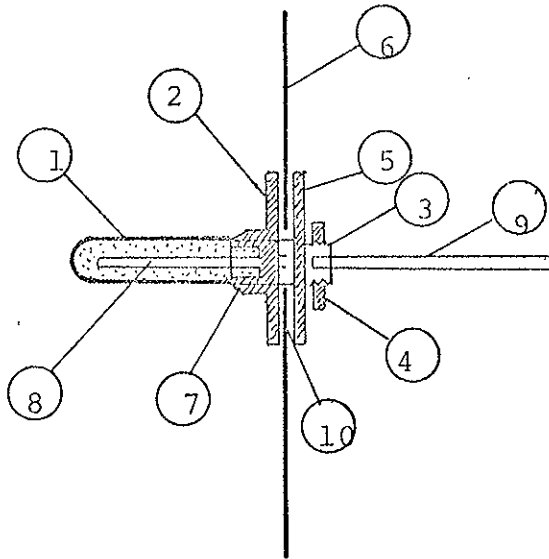


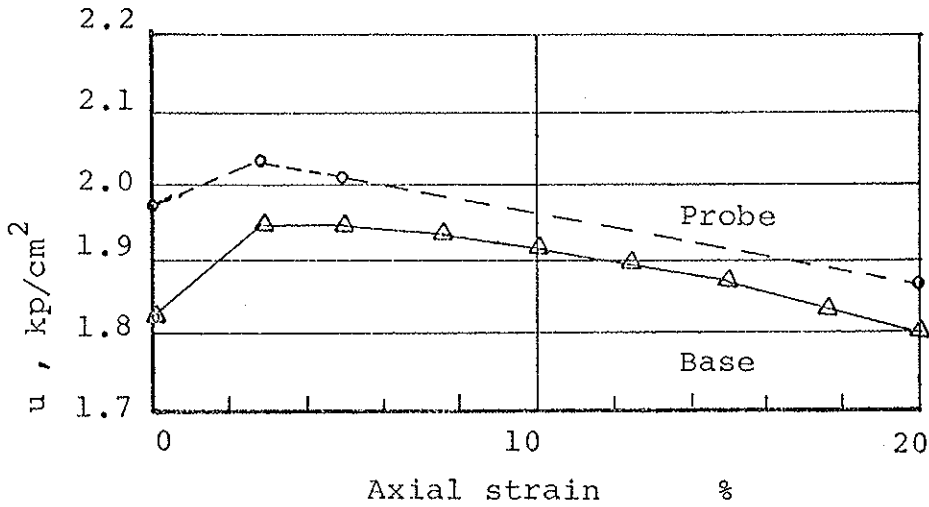
Fig. 23. Prøve nr. 28.



Drawing is in full scale.

1. Ceramic probe, AEV 2.1 kp/cm²
2. Brass disc with collar to fit the probe.
3. Extension with threads and space for porepressure tube.
4. Locking nut moving brass disc into contact with membrane.
5. Movable brass disc.
6. Membrane
7. Probe sealed in with Araldite epoxy.
8. Hole drilled into ceramic.
9. Porepressure tube.
10. Contact glue is placed before tightening lightly.

Fig. 24. Endelig utforming av keramisk spiss for poretrykksmåling.

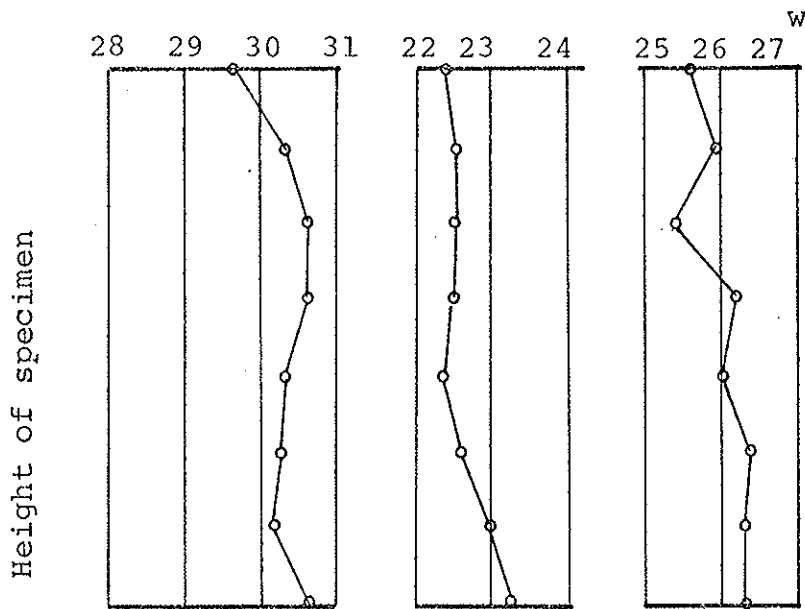


Test no. 58

Cellpressure : 2.11 kp/cm²

γ_b : 2.05 g/cc

w : 26.0 %



Test no.56

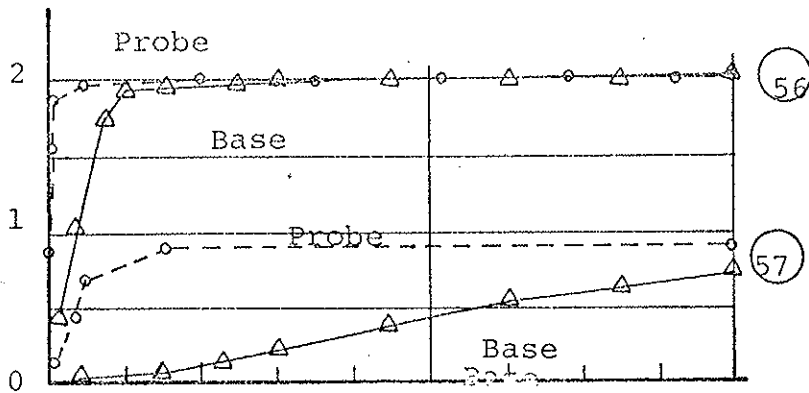
Test no.57

Test no. 58

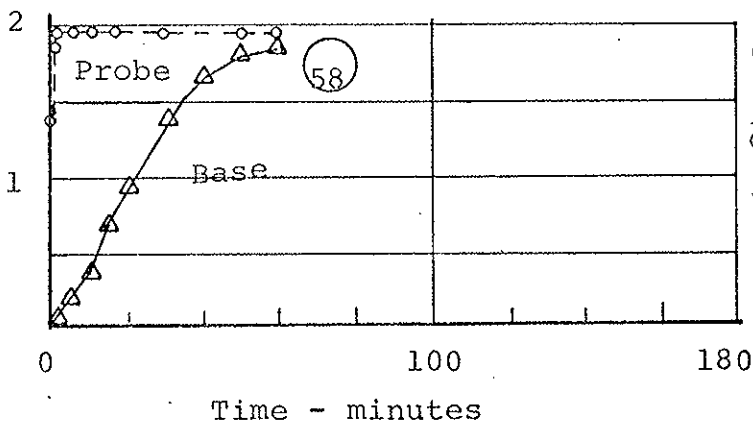
Distribution of moisture in stored specimens no.56 and 57 and in tested specimen no. 58.

Fig. 25. Prøver nr. 56 , 57 og 58.

Poretrykksreaksjon i bunnen og på midten av prøvestykket under skjærforsøket.



Test no. 56 57 58



Cellpr.	2.11	1.05	2.11	kp/cm^2
δb	1.88	2.03	2.05	g/cc
w	30.5	22.0	26.0	%

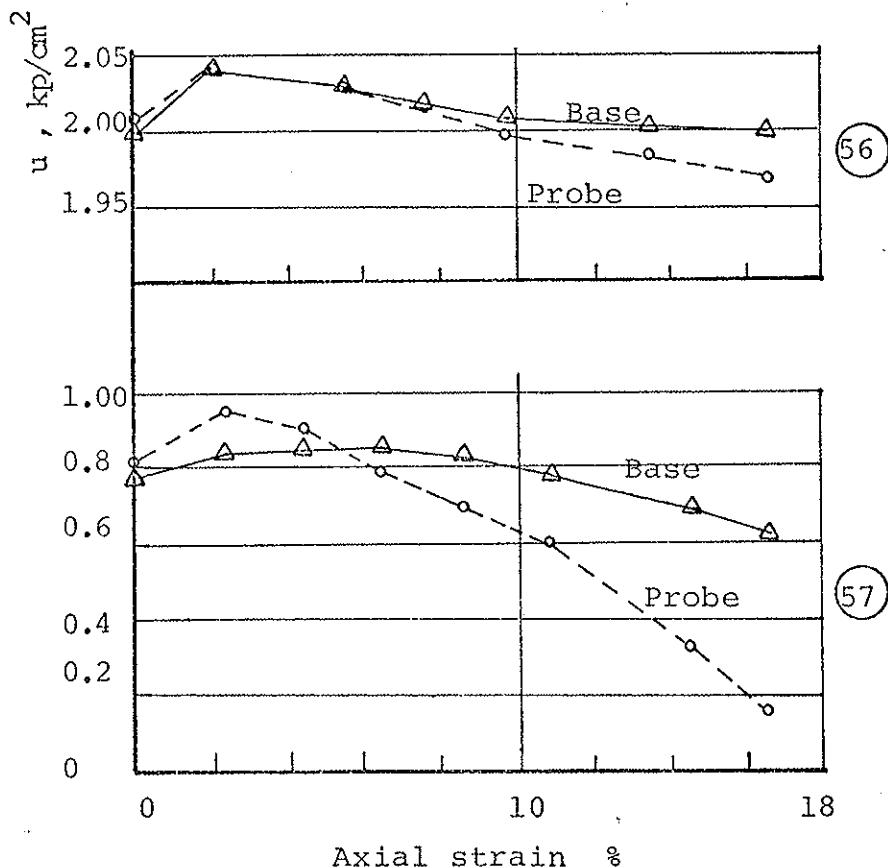


Fig. 26. Prøver nr. 56 , 57 og 58.
 Se fig. 25.

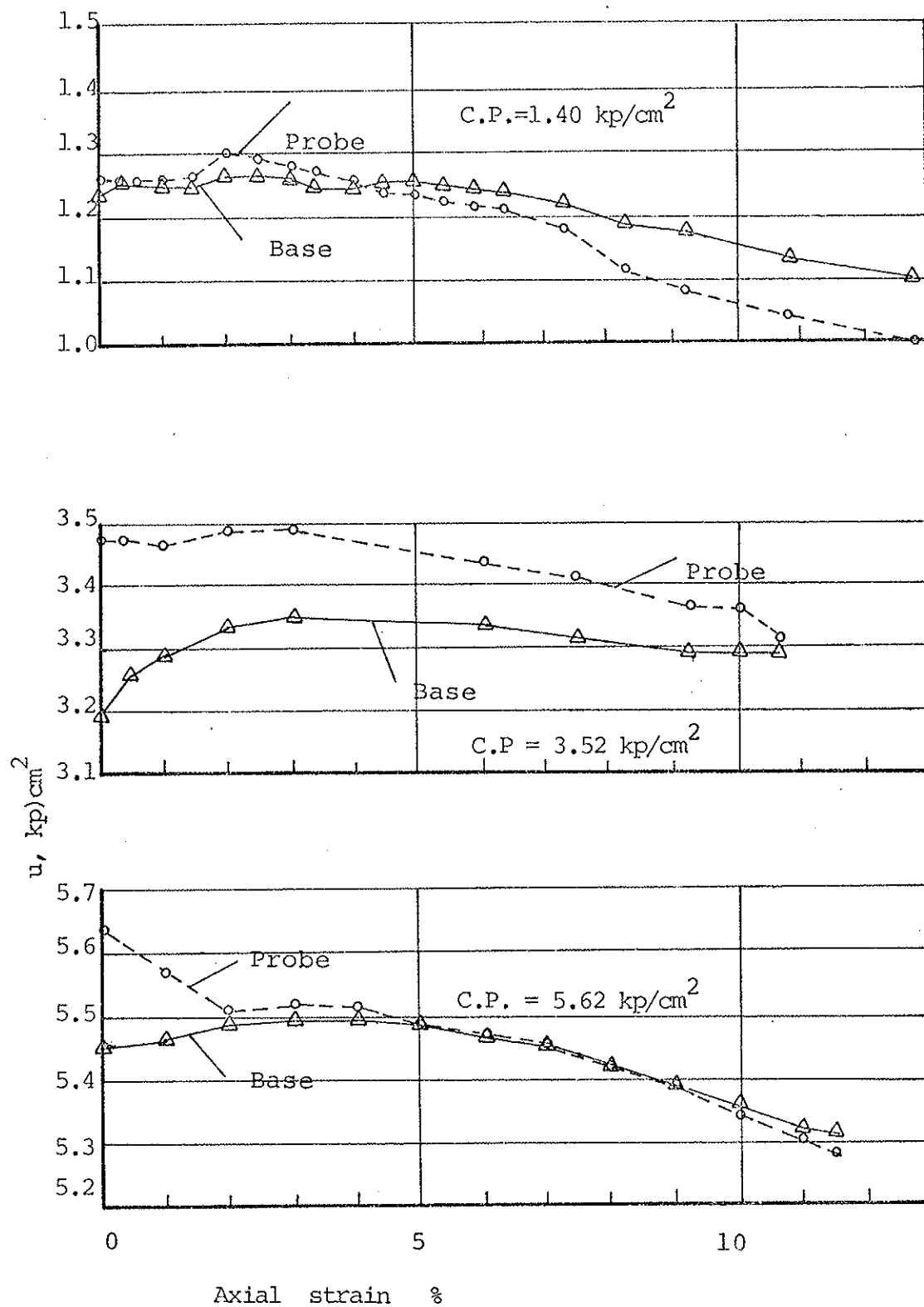


Fig. 27. Prøver nr. 31 , 32 og 33.

Poretrykksreaksjon i bunnen og i midten av prøve-
stykket under skjærforsøket.

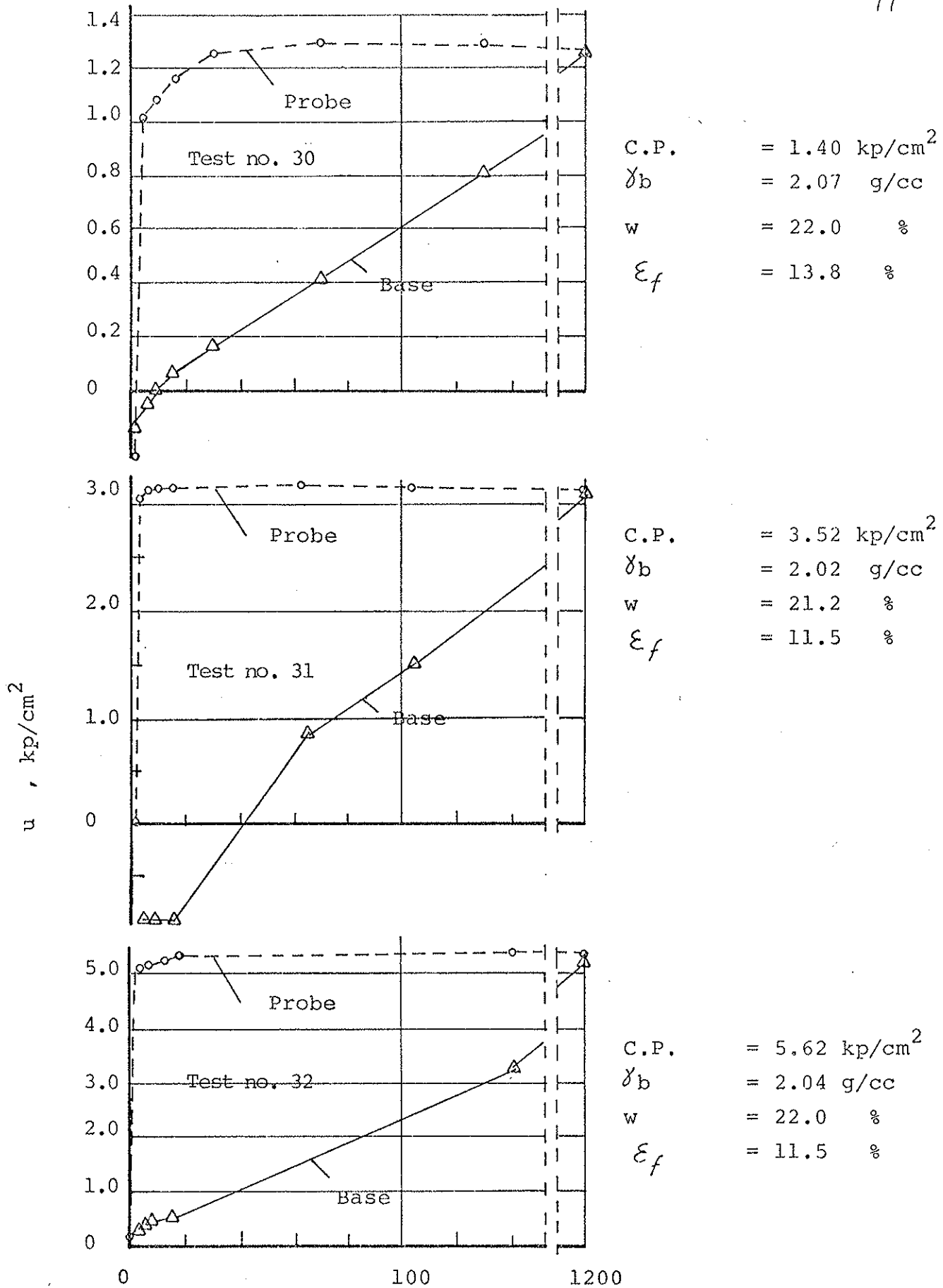


Fig. 28. Prøver nr. 30 , 31 og 32.

Poretrykksreaksjon etter påføring av selletrykk.

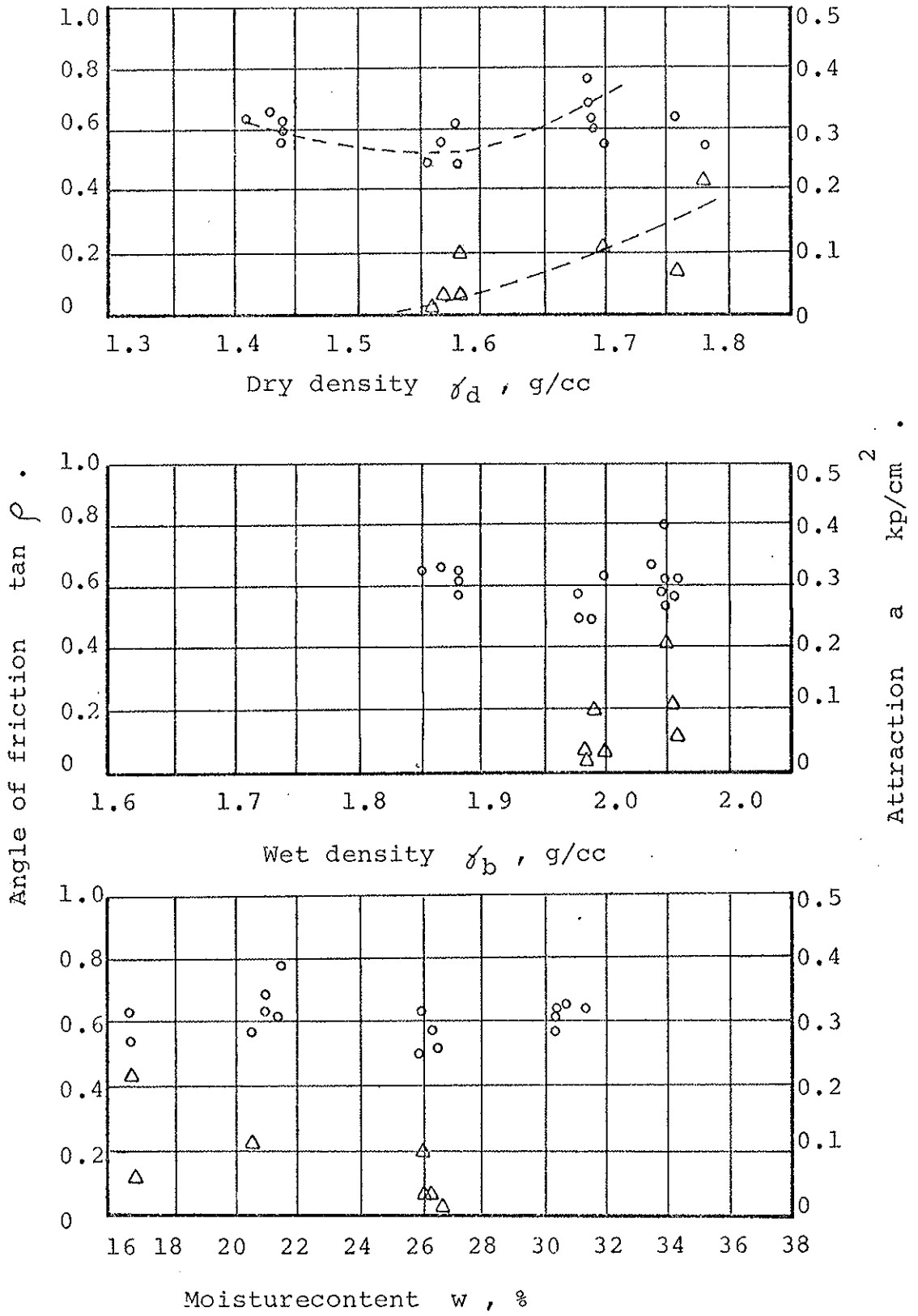


Fig. 29. Resultater fra triaksialprøving på laboratoriekomprimert leire.

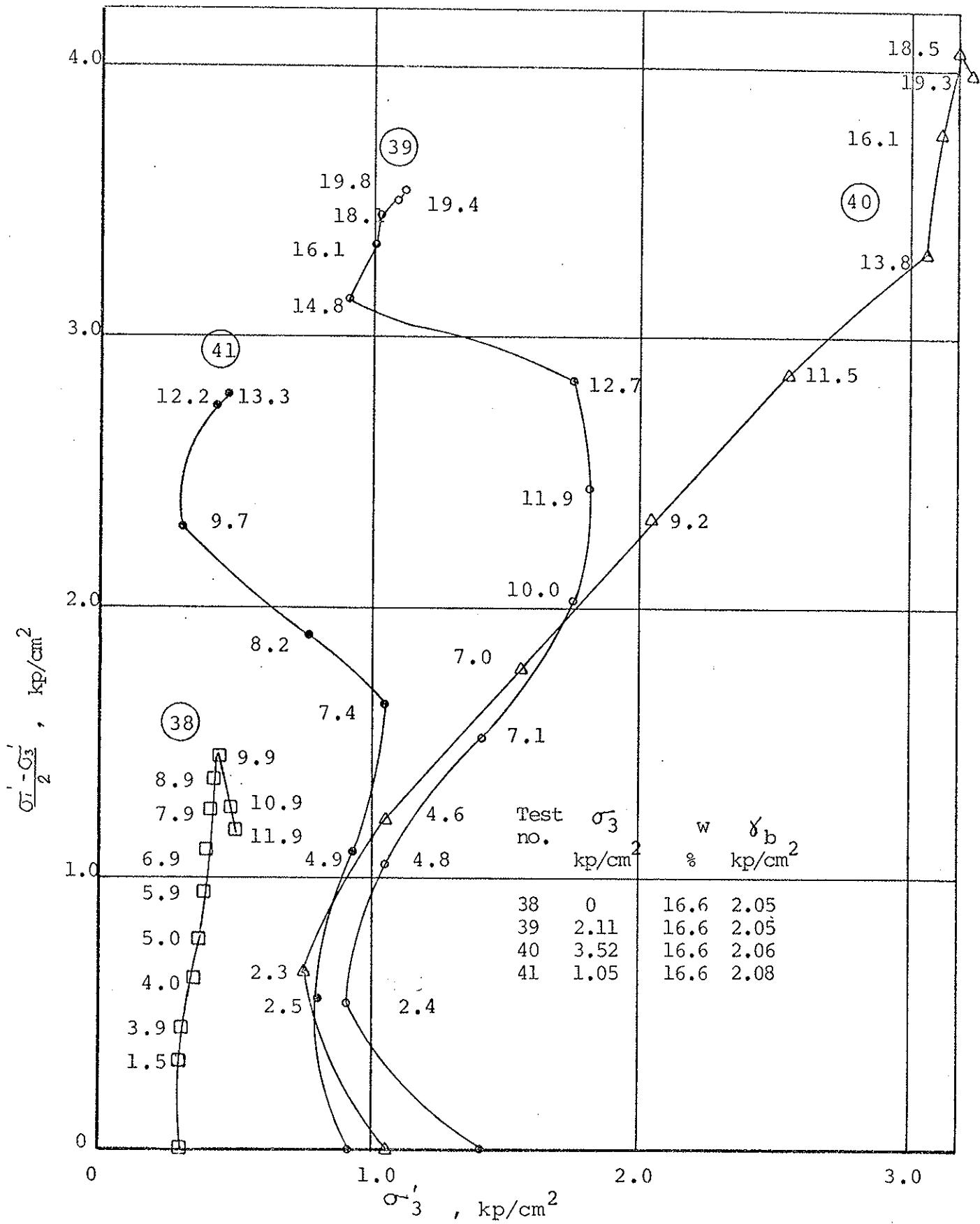


Fig. 30 Prøver nr. 38 -41.

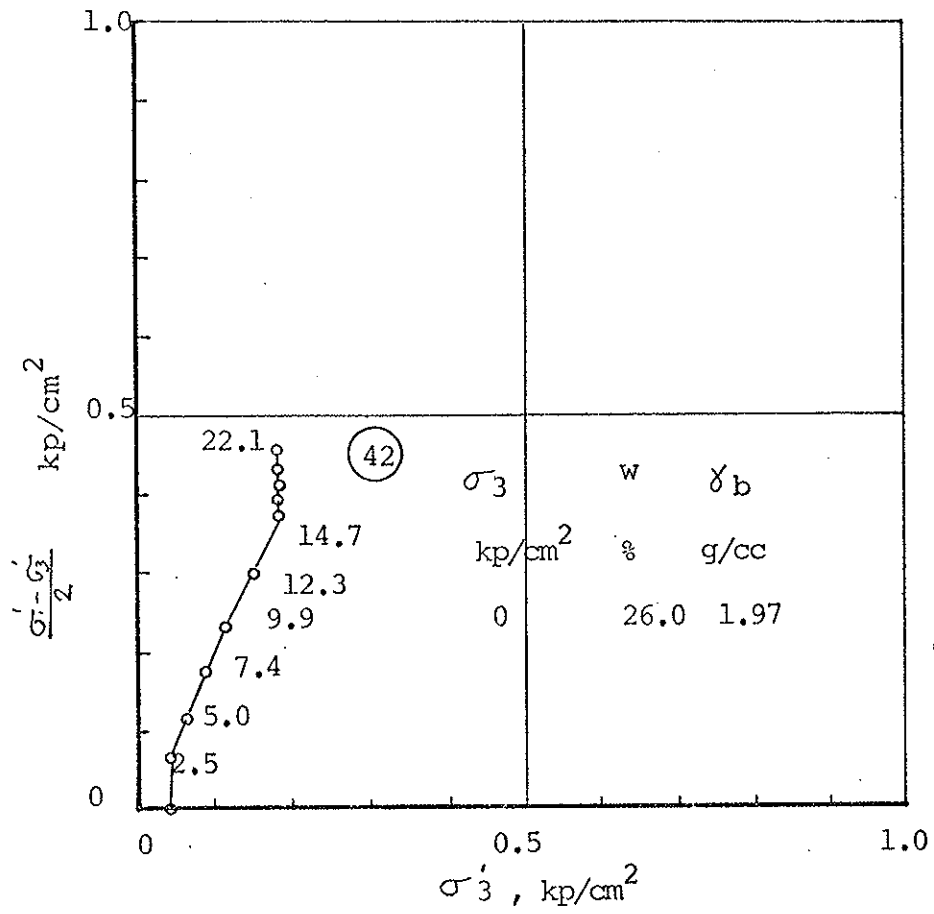


Fig. 31. Prøve nr. 42.

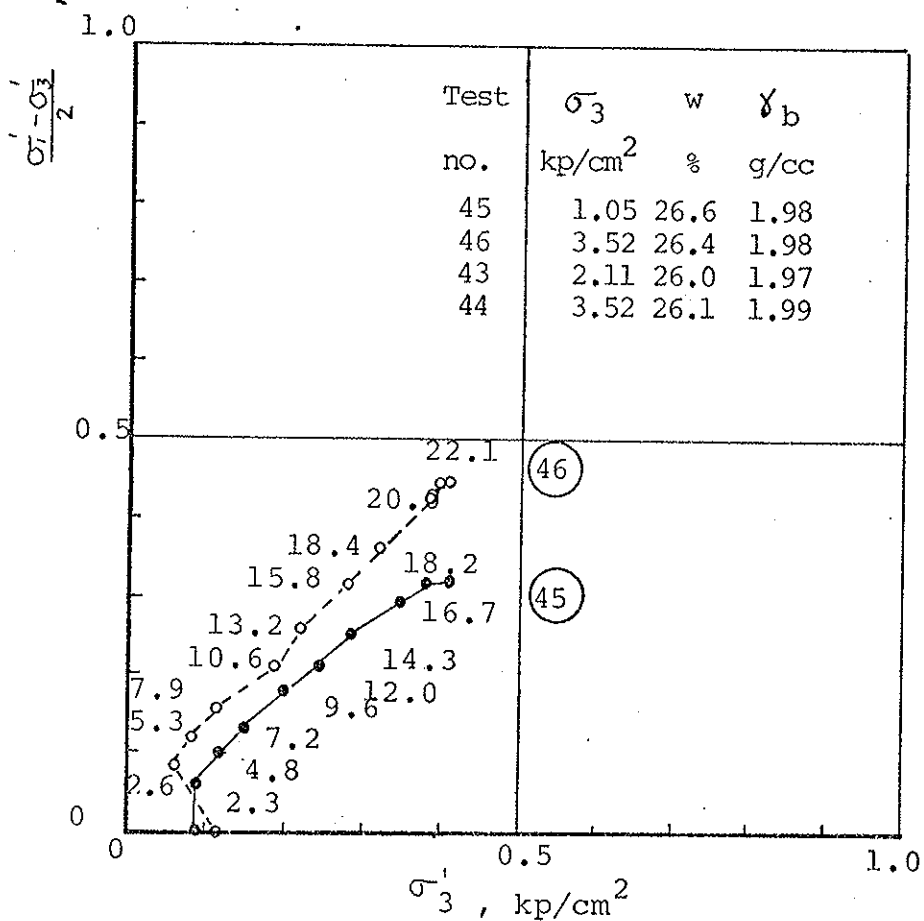
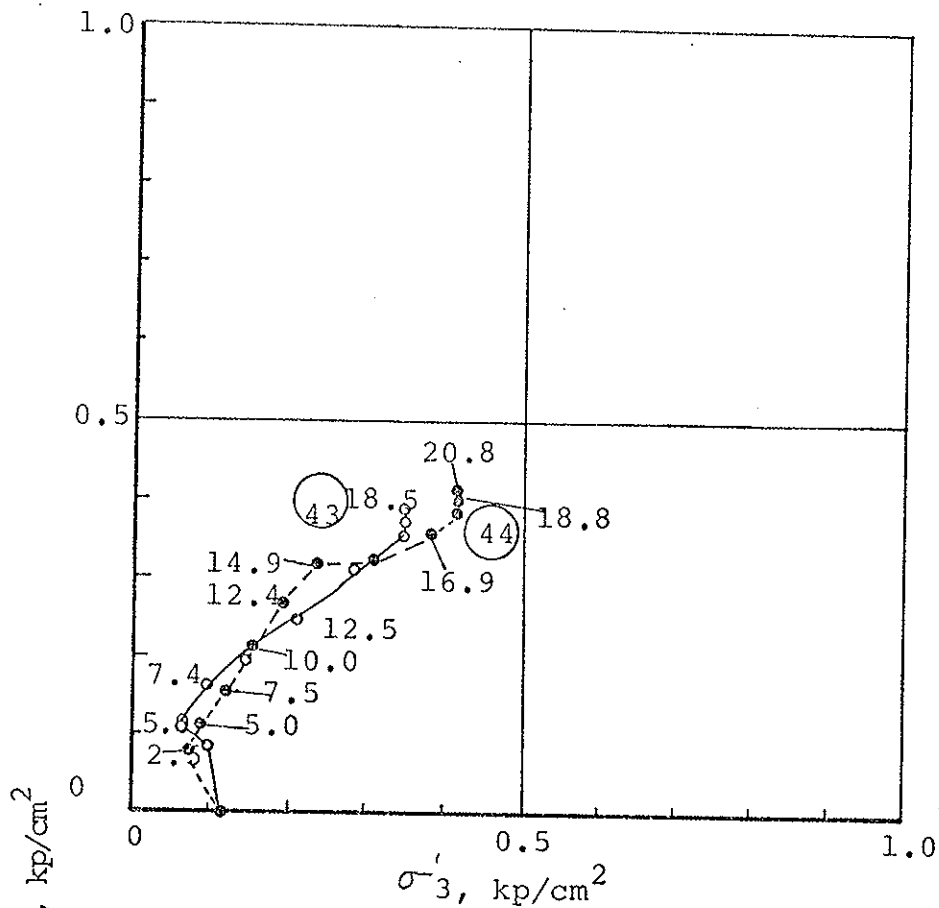


Fig. 32. Prøver nr. 43 - 46.

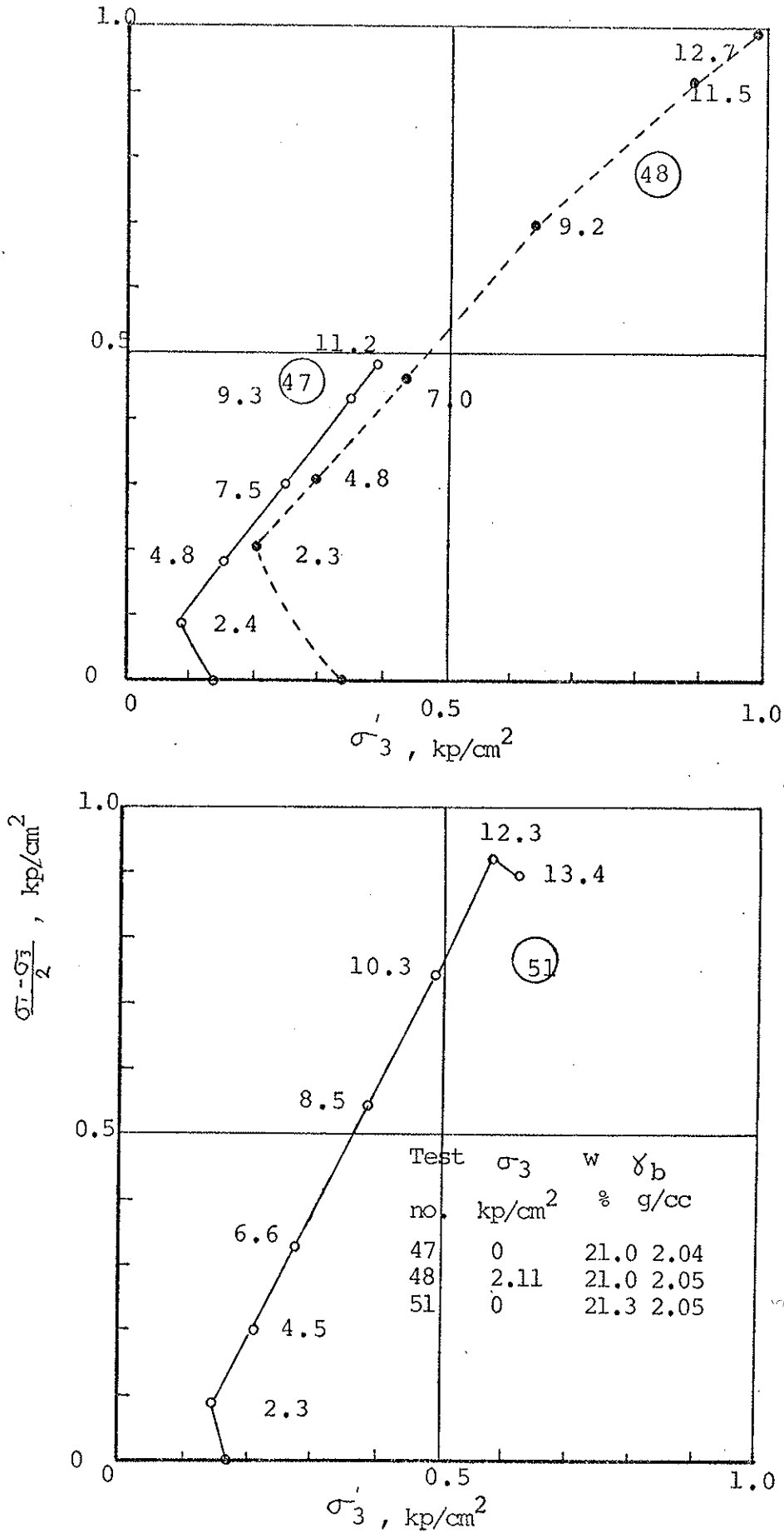


Fig. 33. Prøver nr.nr. 47 - 51.

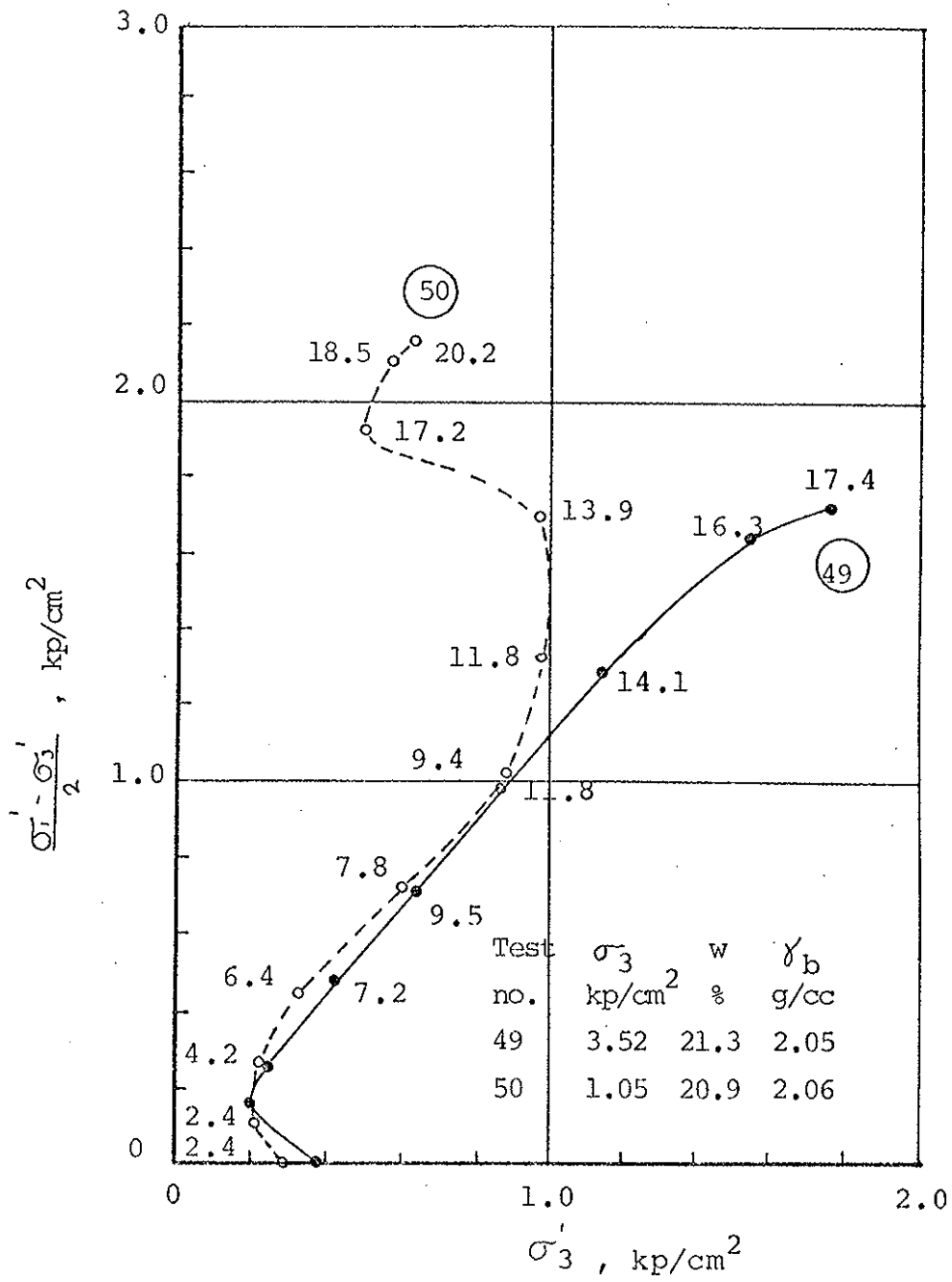


Fig. 34. Prøver nr. 49 og 50.

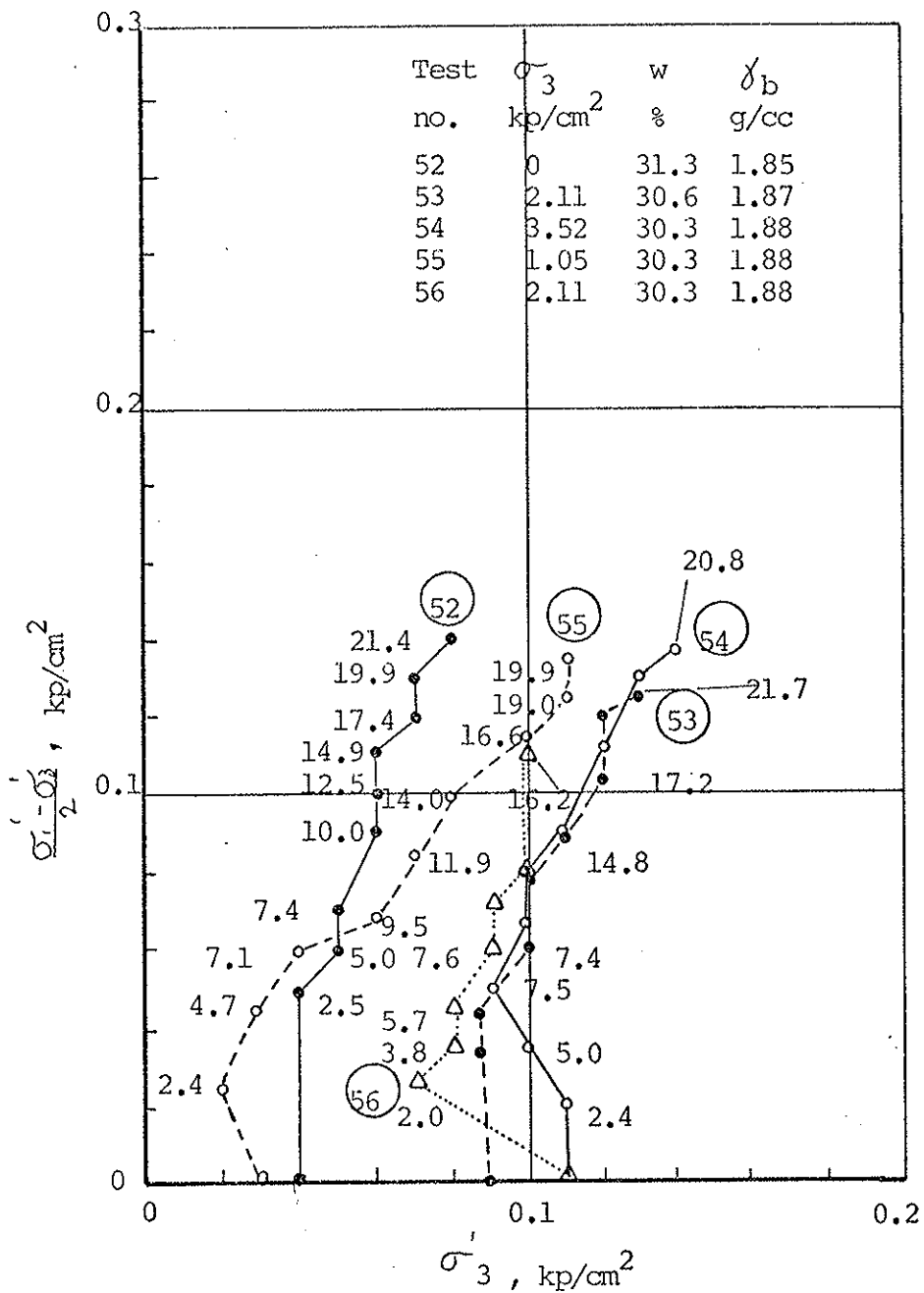


Fig. 35. Prøver nr. 52 til 56.

Test no.	γ_b g/cc	w %	δ_d g/cc	S_i %	S_f %	σ_3 kp/cm ²	a kp/cm ²	tan ρ
2	2.04	24.0	1.65	100	100	0.80	--	--
3	2.08	22.2	1.70	100	100	1.73	--	--
4	2.07	23.9	1.67	100	100	1.18	--	--
5	2.06	21.4	1.70	100	100	0.80	0.01	0.73
6	2.02	25.8	1.61	100	100	0.80	0	0.70
7	1.99	25.9	1.58	100	100	1.47	0	0.68
8	2.03	26.4	1.61	100	100	0.25	--	--
9	2.14	21.2	1.77	100	100	1.73	0.17	0.55
10	2.07	26.8	1.63	100	100	0.80	0	0.67
12	2.06	23.9	1.66	100	100	0.80	0.06	0.75
13	2.05	25.6	1.63	100	100	0.29	0.06	0.71

Fig. 36. Prøveresultater fra triaksialforsøk på prøver tatt i vegfylling.

Test no.	γ_b g/cc	w %	γ_d g/cc	S_i %	S_f %	σ_3 kp/cm ²	a kp/cm ²	tan ρ
14	1.99	28.0	1.63	100	100	0.22	-	-
15	2.06	26.1	1.63	100	100	0.27	-	-
16	2.03	28.1	1.62	100	100	0.80	0.15	0.61
17	2.02	28.1	1.56	100	100	1.16	0.10	0.62
19	1.81	31.2	1.38	87	-	1.50	0.13	0.65
20	2.00	29.3	1.54	100	100	0.80	-	-
21	2.01	27.2	1.58	100	100	0.20	-	-
22	1.96	22.3	1.60	89	-	0.83	0.05	0.66

Fig. 37. Se fig. 36.

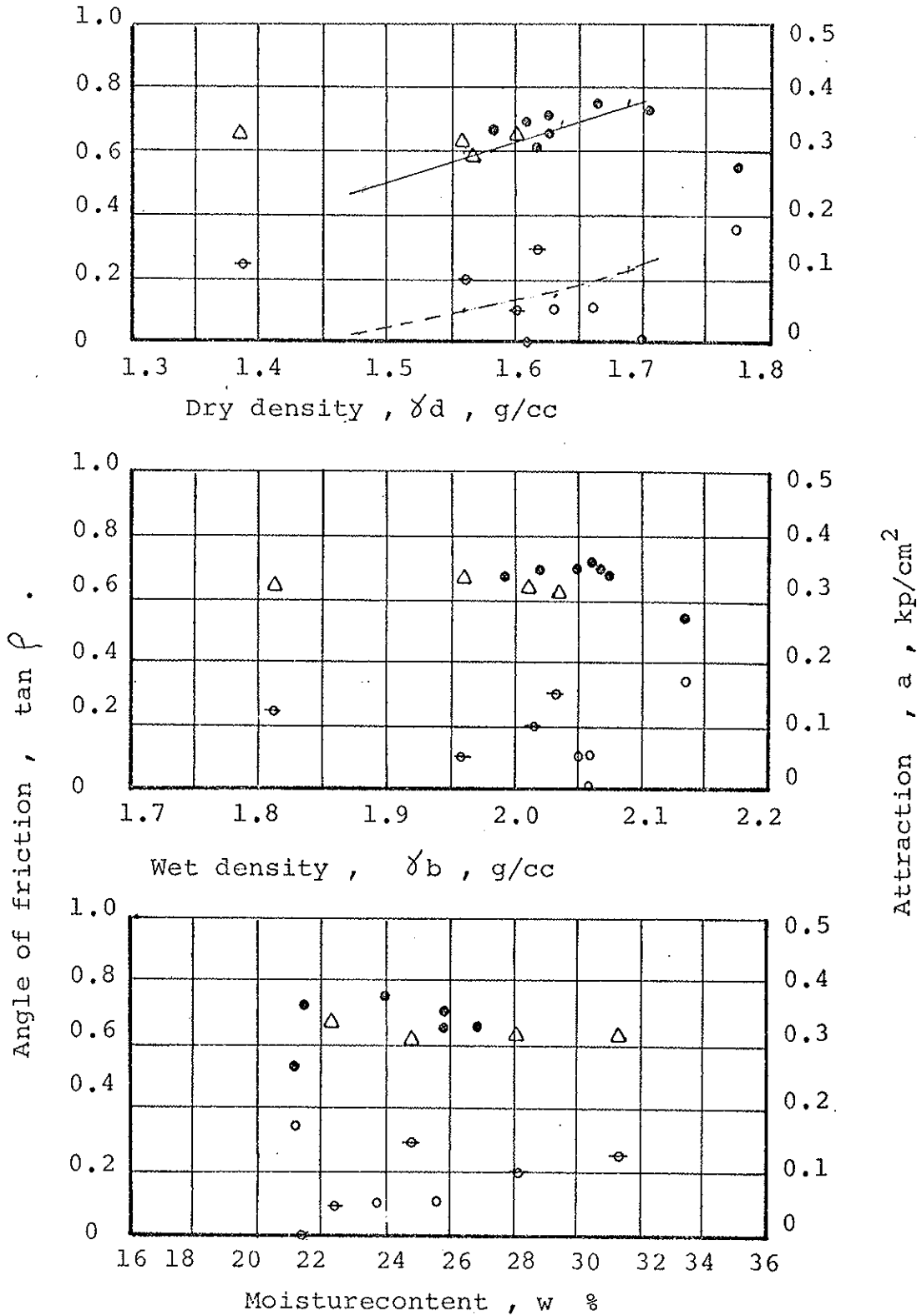


Fig. 38. Resultater fra triaksialforsøk på prøver fra vegfylling.

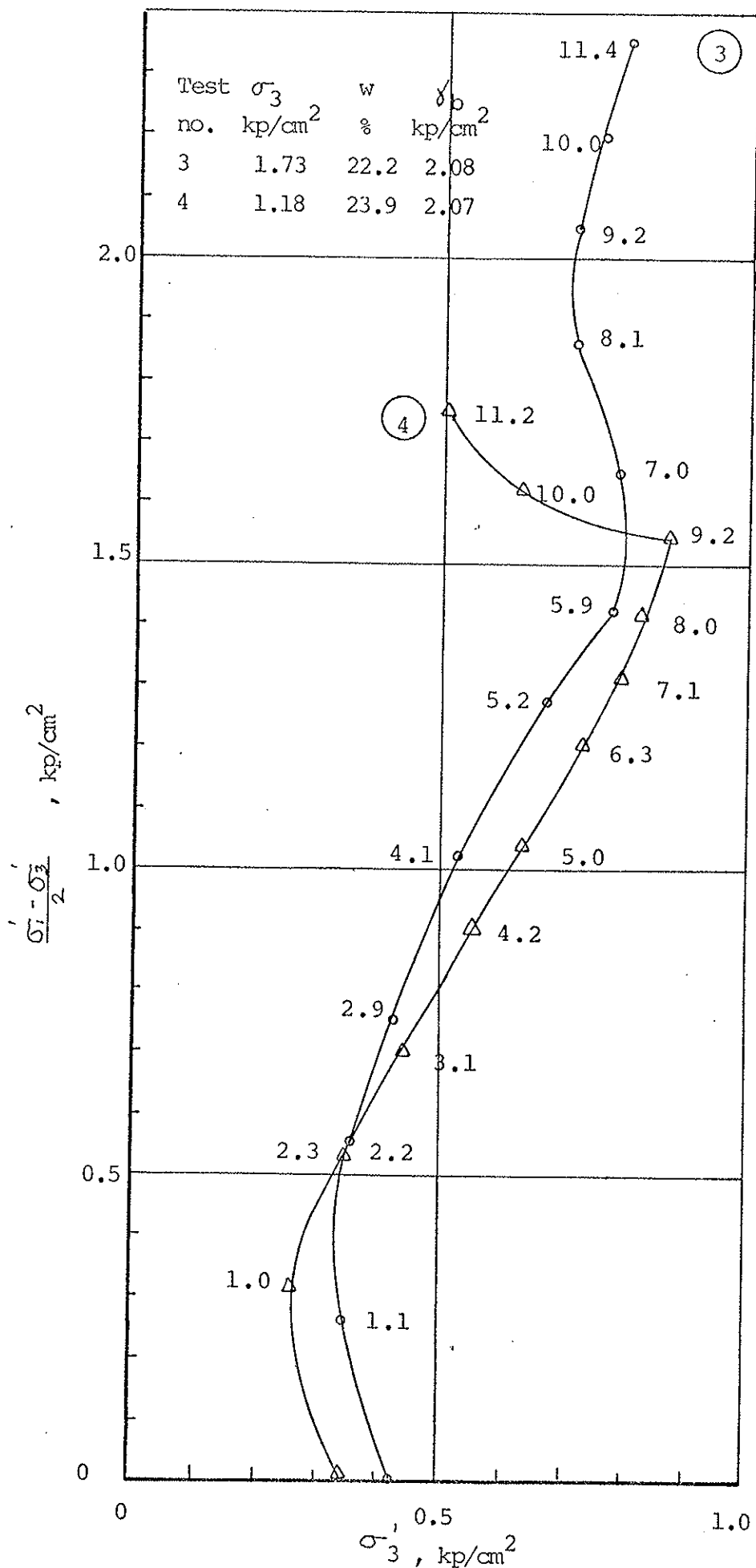


Fig. 39. Prøver nr. 3 og 4.

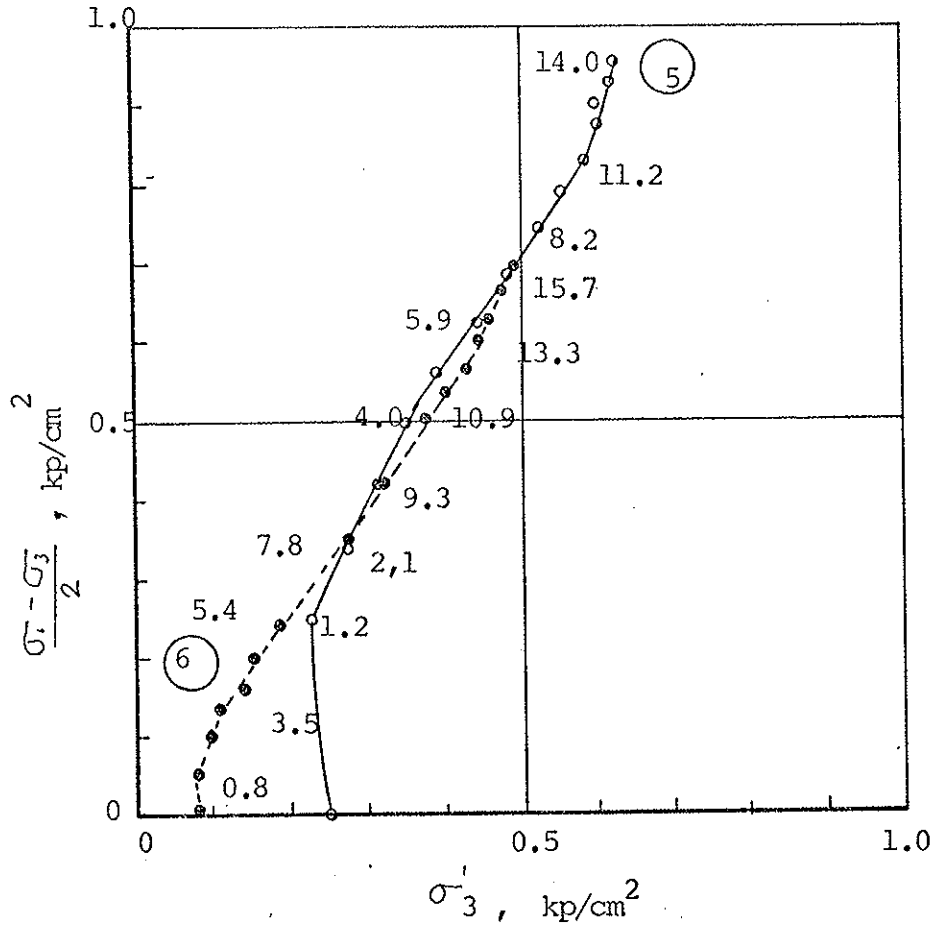


Fig. 40. Prøver nr. 5 og 6.

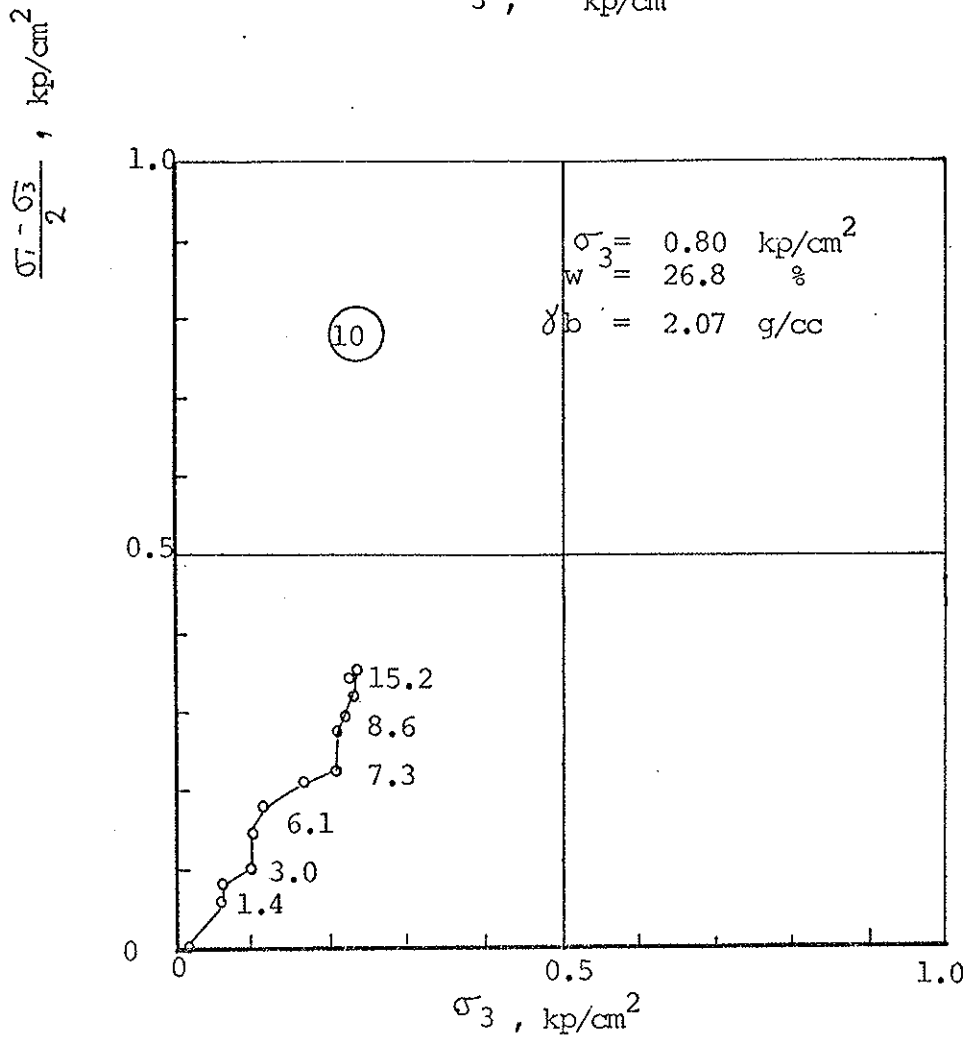
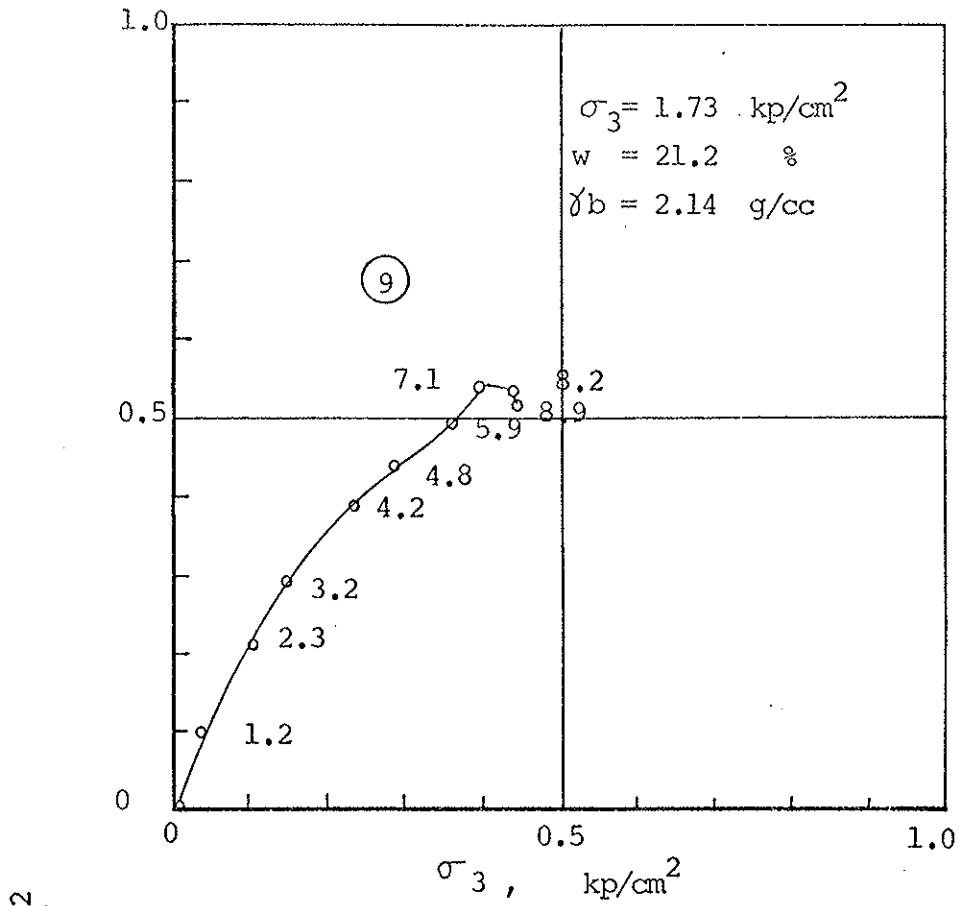


Fig. 41. Prøver nr. 9 og 10.

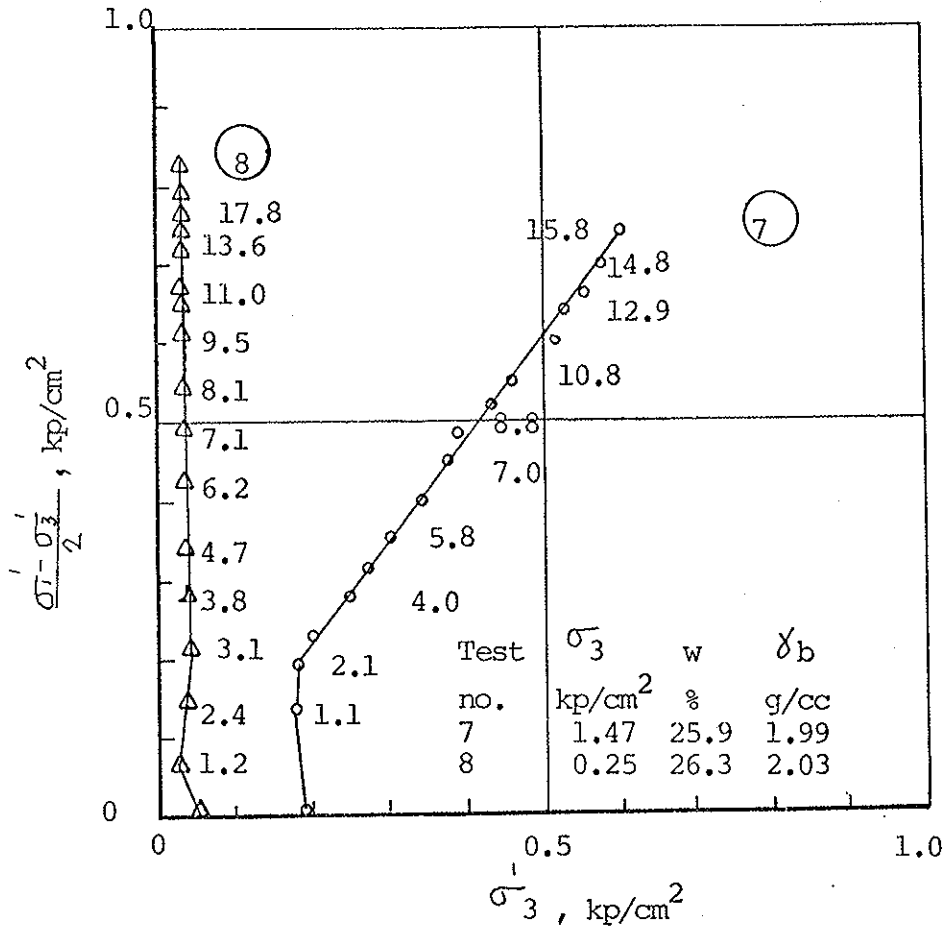


Fig. 42. Prøver nr. 7 og 8.

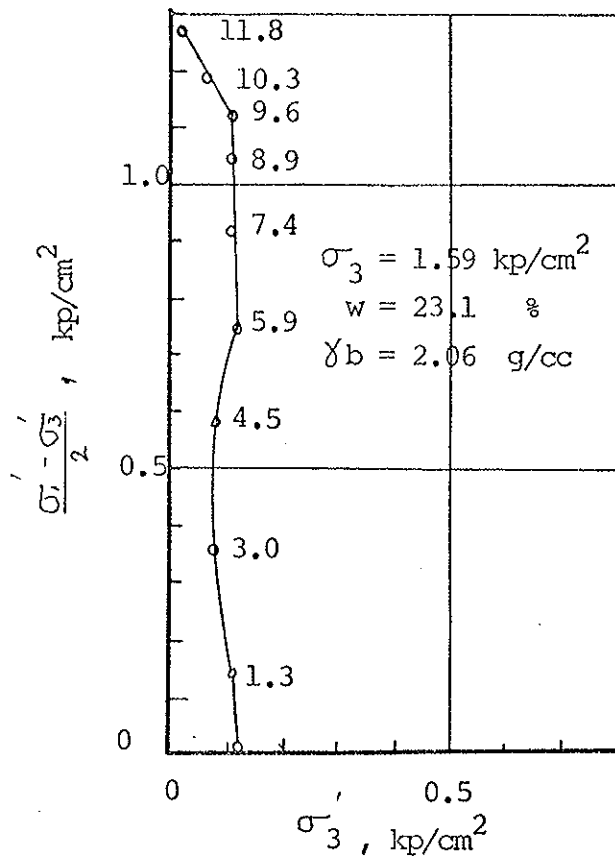
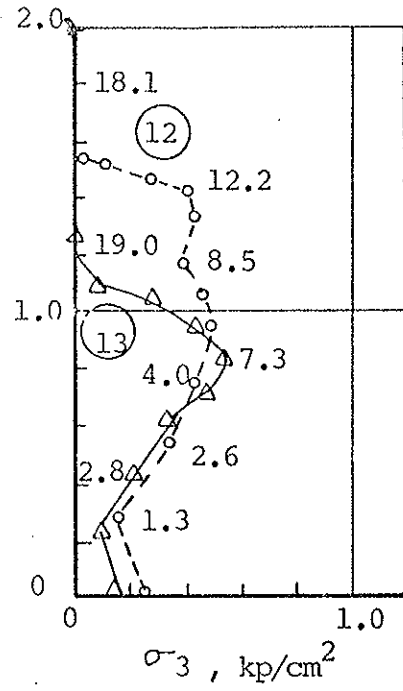


Fig. 43. Prøve nr. 11.



Test no.	σ_3 (kp/cm ²)	w (%)	γ_b (g/cc)
12	0.80	23.9	2.06
13	0.29	25.6	2.05
14	0.22	28.0	1.99
15	0.27	26.1	2.06

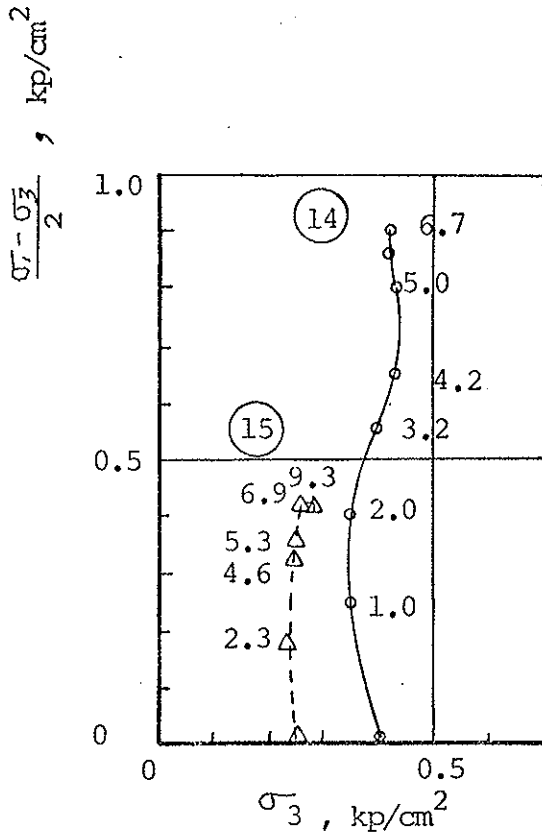
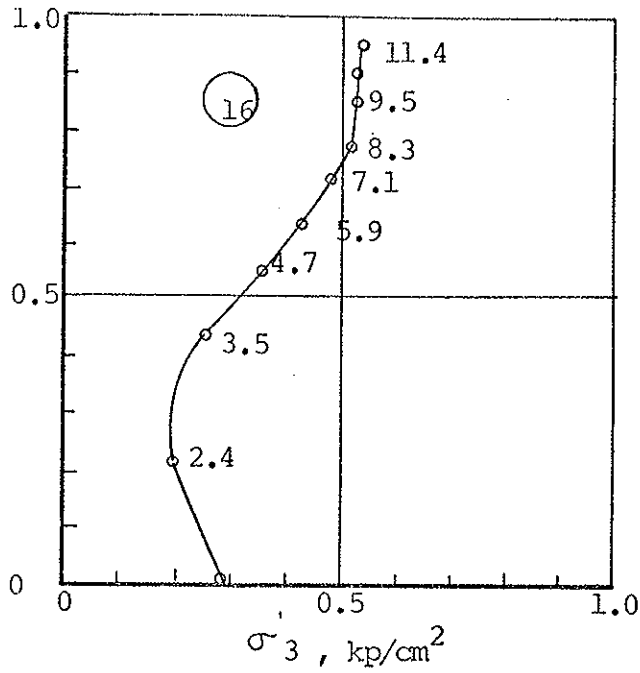
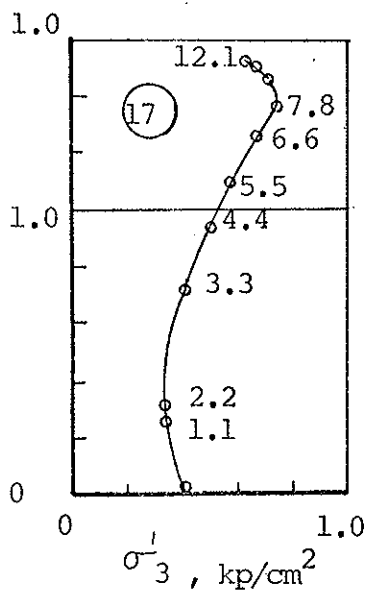


Fig. 44. Prøver nr. 12 til 15.



$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \text{ kp/cm}^2$



Test no.	σ_3 (kp/cm ²)	w (%)	δ_b (g/cc)
16	0.80	25.2	2.03
17	1.16	28.1	2.02

Fig. 45. Prøver nr. 16 og 17.

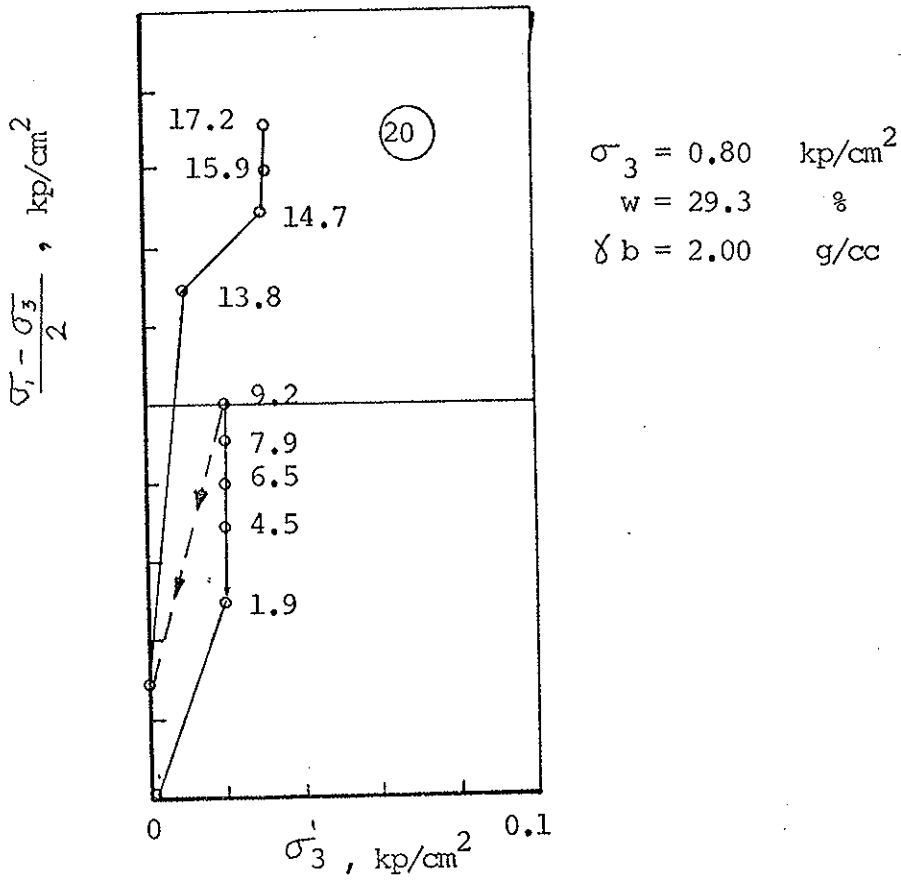
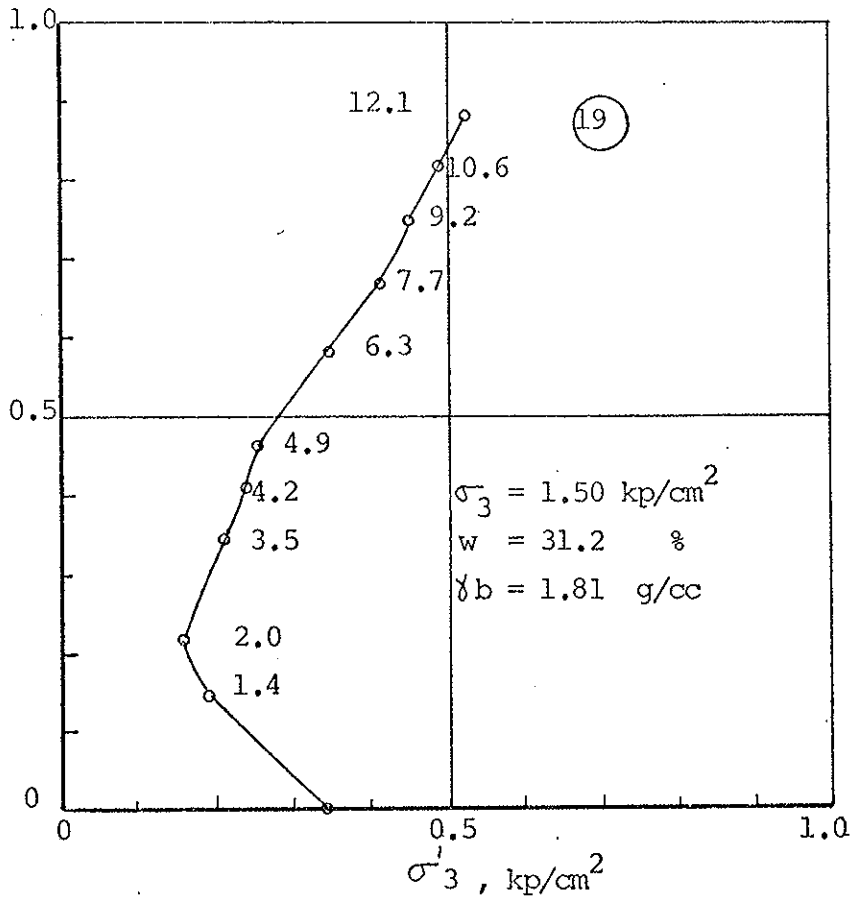
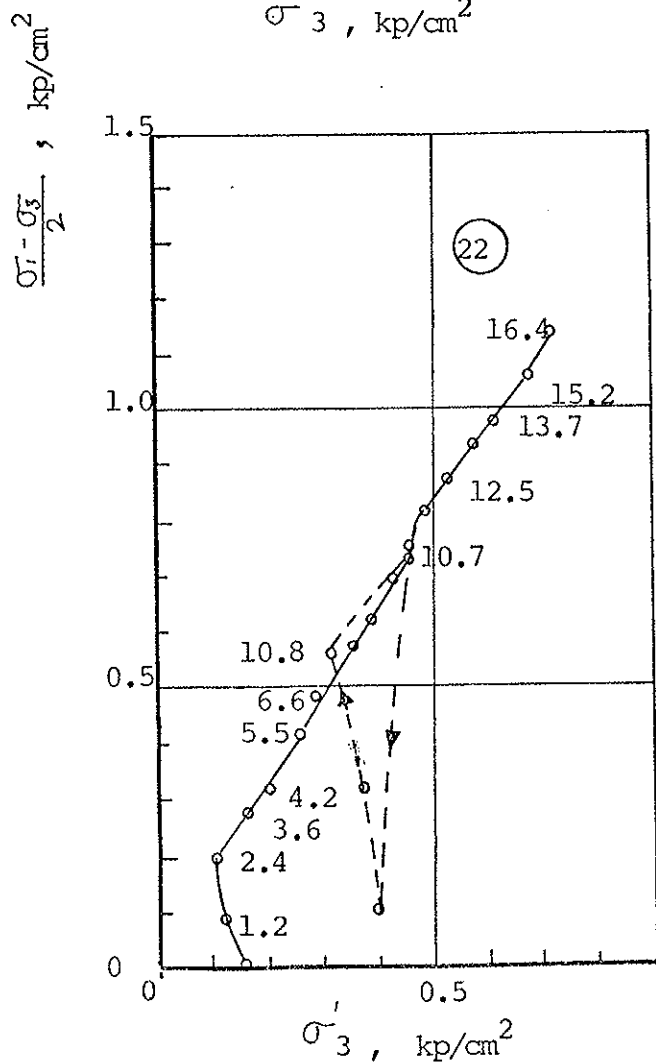
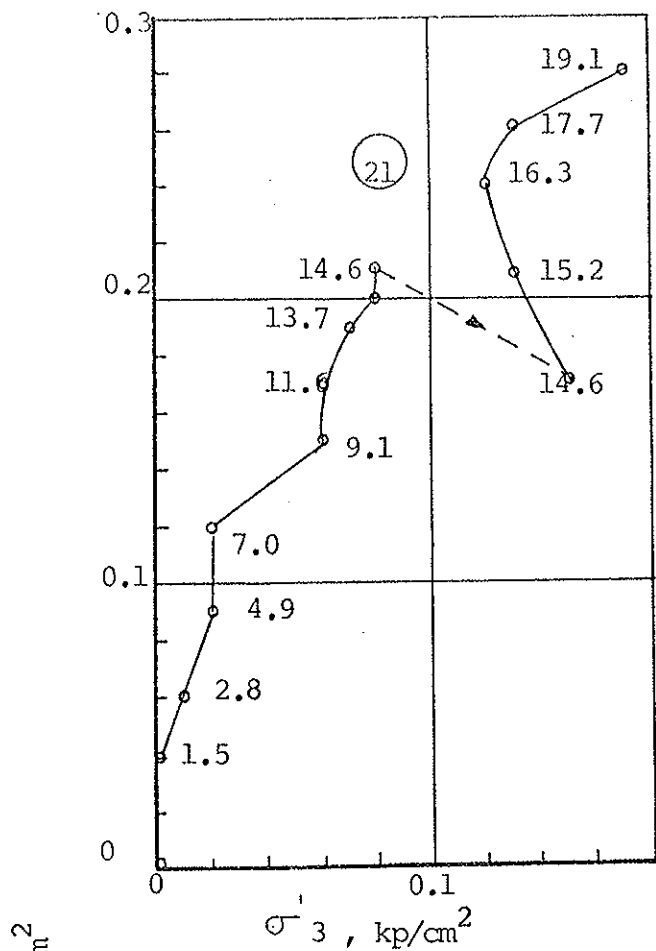


Fig. 46. Prøver nr. 19 og 20.



Test no.	σ_3 (kp/cm ²)	w (%)	γ_b (g/cc)
21	0.20	27.2	2.01
	1.00		
22	0.83	22.3	1.96
	1.60		

Fig. 47. Prøver nr. 21 og 22.

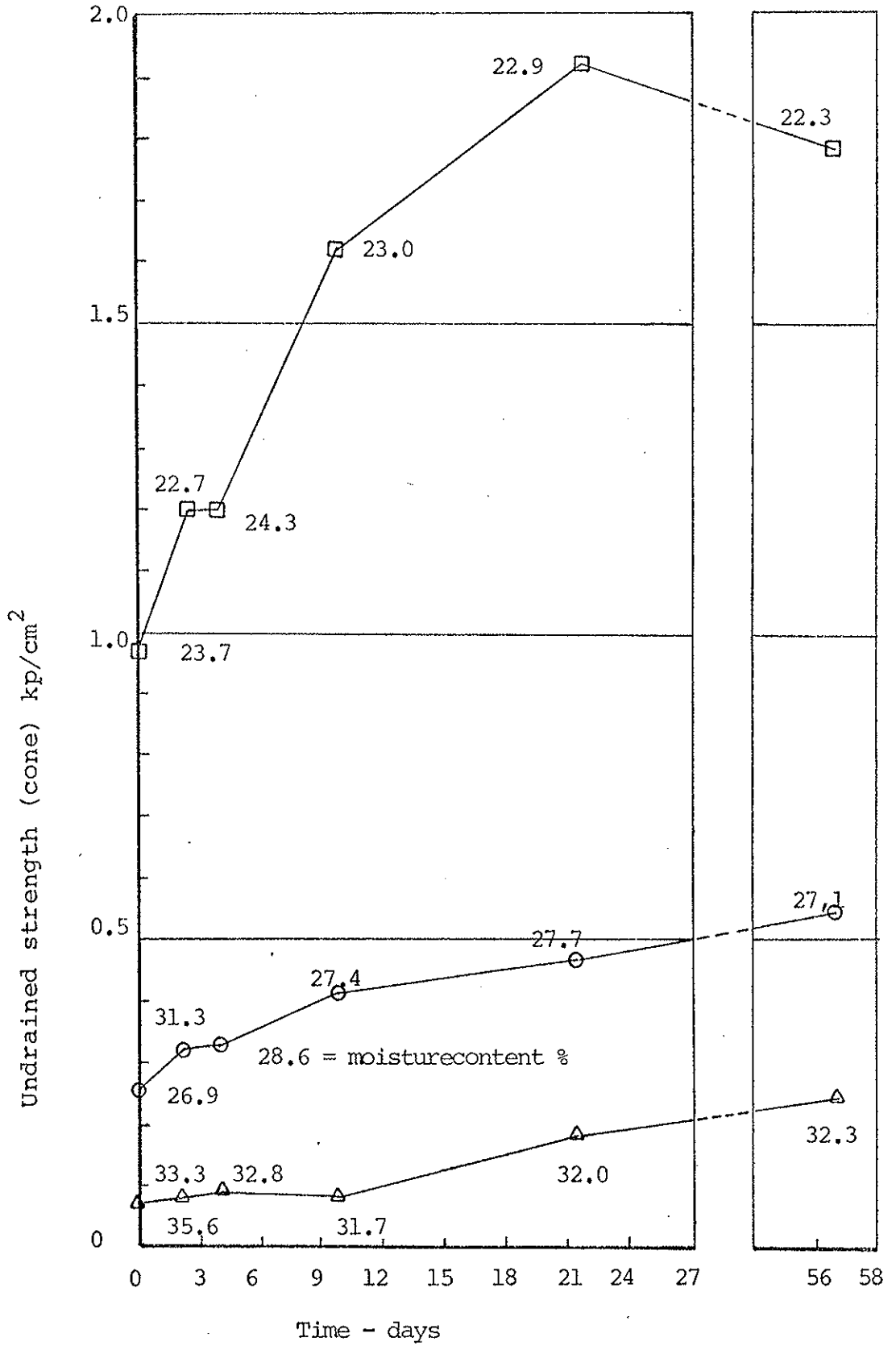
No of test	W %	γ_b g/cc	γ_d g/cc	Time days	Strength T/m ²	TSR
1268	23.7	2.01	1.62	0	9.7	0
	22.7	2.00	1.57	2	12.0	1.24
	24.3	2.03	1.63	4	12.0	1.24
	23.0	2.06	1.67	10	16.2	1.67
	22.9	2.06	1.68	22	19.1	1.97
	22.3	2.07	1.69	57	17.6	1.81
391	26.9	1.95	1.54	0	2.6	0
	31.3	1.95	1.48	2	3.2	1.23
	28.6	1.95	1.52	4	3.2	1.23
	27.4	2.00	1.57	10	4.2	1.62
	27.7	1.94	1.52	22	4.7	1.81
	27.1	2.02	1.58	57	5.5	2.12
1365	33.3	1.90	1.43	0	0.69	0
	35.6	1.92	1.42	2	0.81	1.17
	32.8	1.91	1.44	4	0.95	1.38
	31.7	1.95	1.48	10	0.81	1.17
	32.0	1.93	1.46	22	1.80	2.61
	32.3	1.94	1.46	57	2.5	3.62

Fig. 48. Variasjon i udrenert skjærfasthet med tiden.
Konusforsøk , gj.sn. 4 inntrykk.

$w_{\%}$	Laboratory/Field			Cone, kp/cm^2	
	$b_{\text{g/cc}}$	U.d. strength, kp/cm^2			
		$\xi = 5\%$	10%	15%	
17		1.2	2.0	3.0	
2.06		-	-	-	
21		0.3	0.6	1.6	2.0
2.04		0.3	0.8	1.0	
26		0.1	0.2	0.3	0.6
1.98		0.2	0.5	0.7	
30		0.05	0.07	0.1	0.3
1.88		-	-	-	

The comparisons are made between specimens of similar moisture contents and densities at different strains in the triaxial tests. Values from cone tests are shown where these are known. All values presented in the table are average values and should only be taken as such.

Fig. 49. Sammenligning mellom skjærfastheter fra konus- og triaksial- forsøk.



Each test value is the average of four cone impressions.

Fig. 50. Økning av udrenert skjærfasthet med tiden.

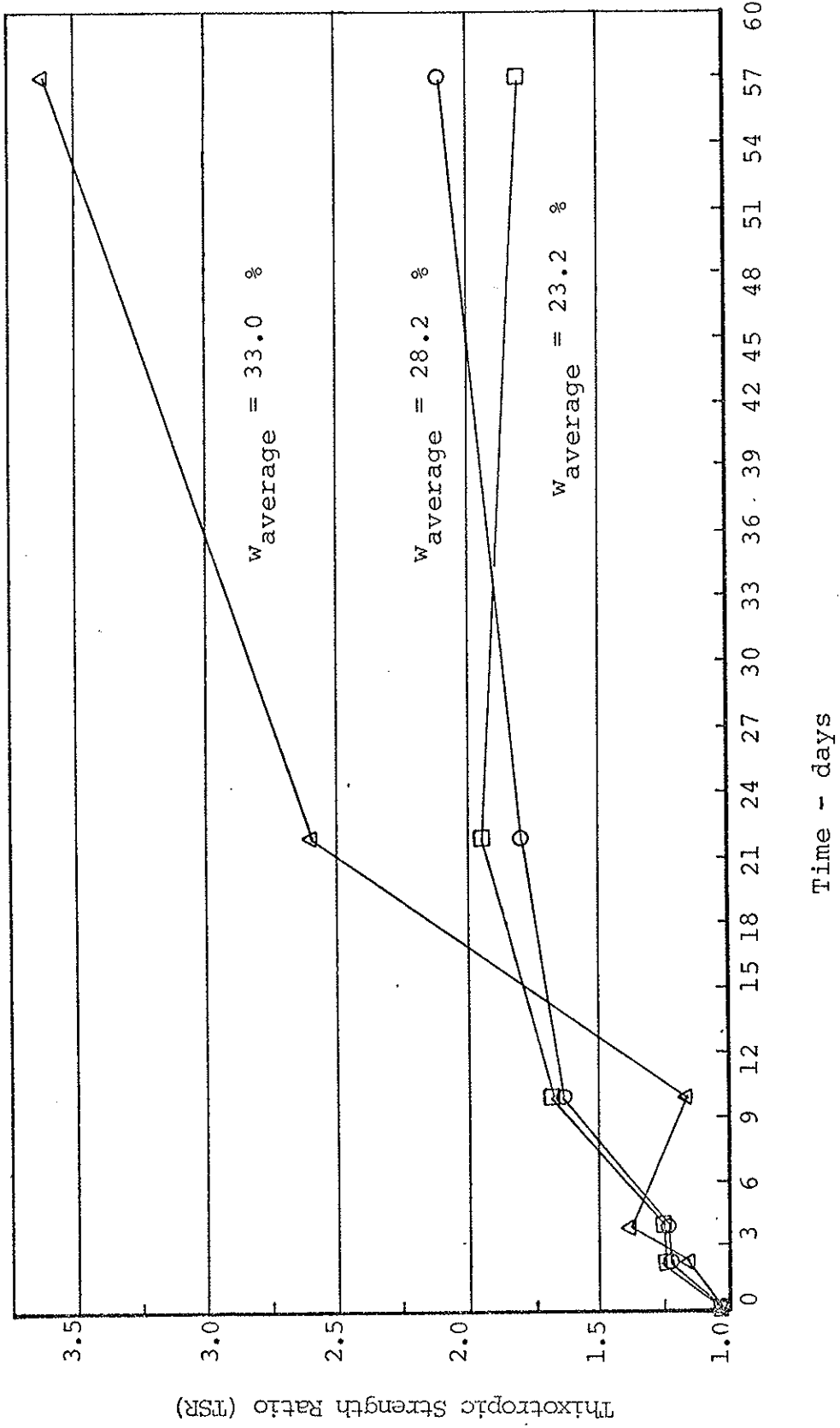


Fig. 51. Tixotropisk fasthetsforhold og utvikling med tid.

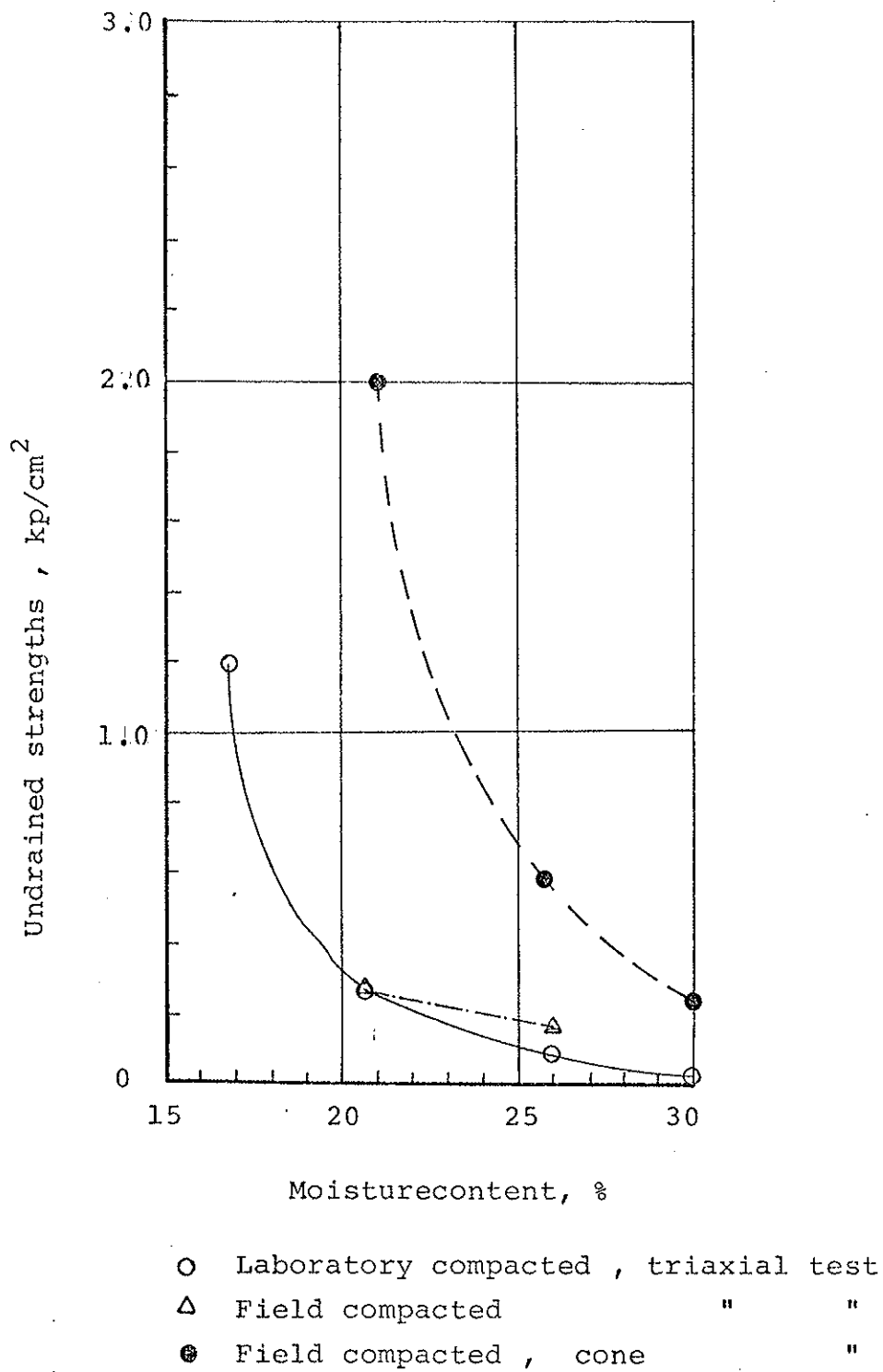


Fig. 52. Udrenert skjærfasthet ved 5 % deformasjon.

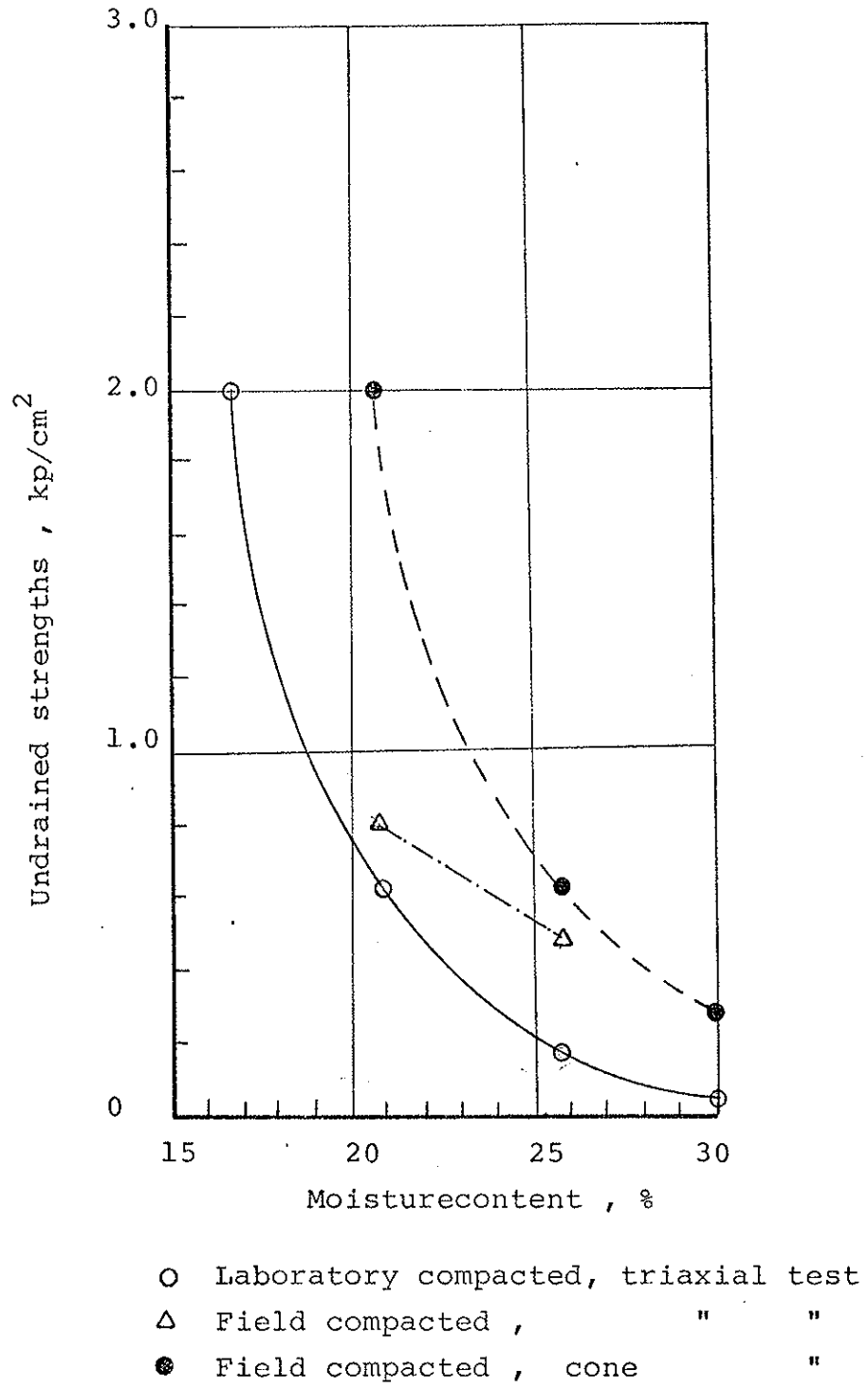


Fig. 53. Udrenert skjærfasthet ved 10 % deformasjon.

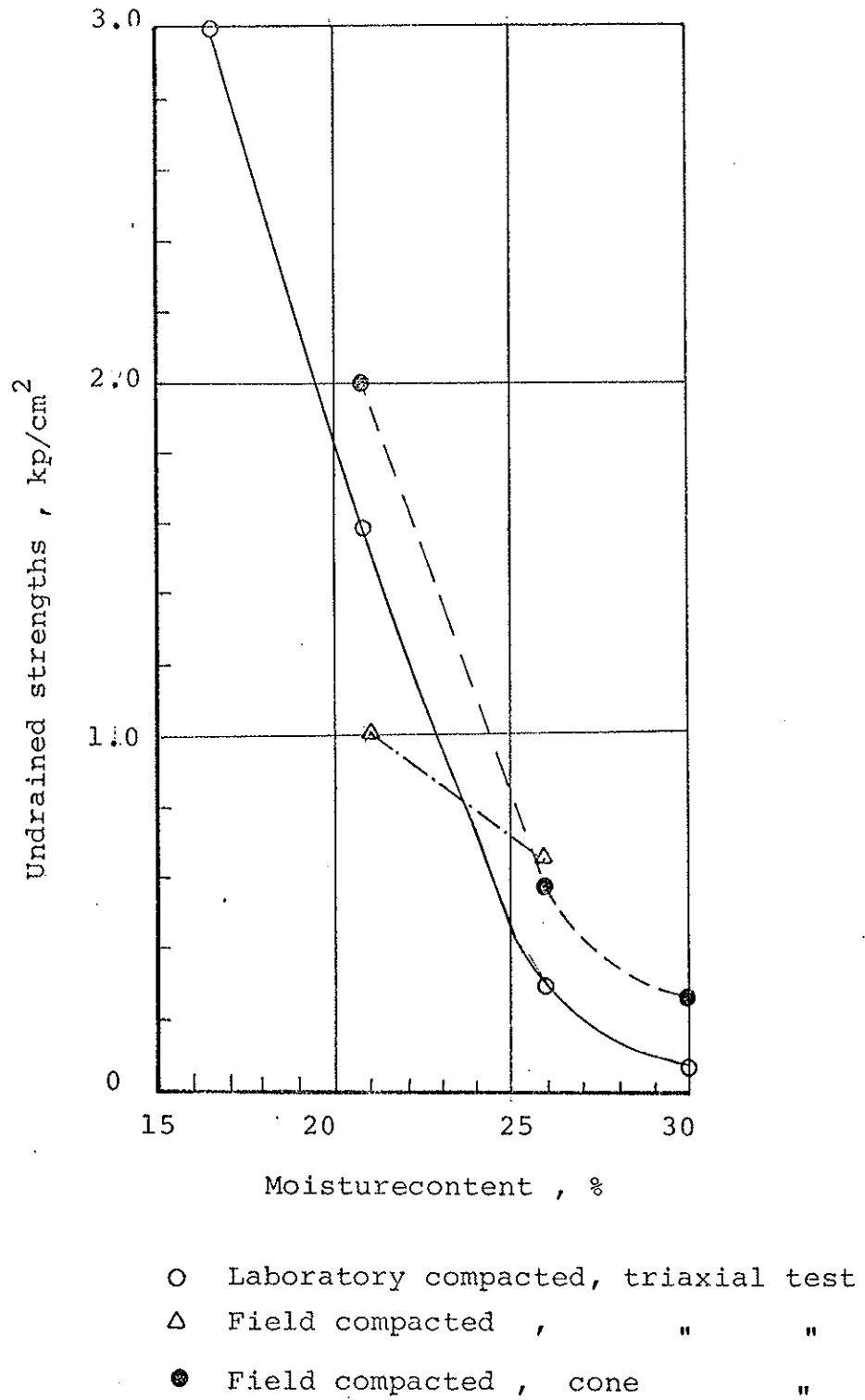


Fig. 54. Udrenert skjærfasthet ved 15 % deformasjon.

Test no	Initial values					Final values				
	w %	γ_b g/cc	δ_d g/cc	e	S %	w %	γ_b g/cc	δ_d g/cc	e	S %
100		1.92	1.39	0.84	100	20.6	2.12	1.76	0.56	100
101	32.2	1.85	1.41	0.93	100	25.6	2.04	1.62	0.65	100
102	32.8	1.87	1.60	0.70	97	24.6	2.03	1.63	0.76	100
104	19.9	1.92	1.69	0.61	77	20.3	2.05	1.70	0.59	93
105	16.4	1.97	1.58	0.71	73	20.2	2.07	1.72	0.58	95
106x	22.6	1.93	1.62	0.68	87	21.6	2.04	1.68	0.62	92
107x	21.4	1.97	1.57	0.74	85	21.0	2.07	1.71	0.59	97
108	27.2	2.00	1.56	0.75	100	22.4	2.07	1.69	0.61	100
109	27.4	1.99	1.55	0.76	100	22.3	2.06	1.68	0.60	100
110x	28.0	1.98	1.56	0.77	100	22.6	2.06	1.68	0.61	100
111x	28.4	2.00	1.60	0.70	100	22.8	2.07	1.69	0.64	100
112	25.8	2.01	1.62	0.70	100	21.9	2.13	1.75	0.57	100
113	25.6	2.04	1.60	0.70	100	20.7	2.13	1.76	0.56	100
114x	25.8	2.01	1.59	0.82	100	21.4	2.08	1.71	0.58	100
115x	27.8	2.03	1.55	0.84	92	22.7	2.11	1.72	0.63	90
116	19.1	1.84	1.57	0.73	58	22.9	2.03	1.65	0.70	51
117	19.0	1.87	1.52	0.67	53	22.3	2.09	1.70	0.73	71
118x	19.0	1.57	1.50	0.81	63	24.0	2.05	1.65	0.65	100
119x	18.8	1.79	1.50	0.83	64	18.9	1.94	1.63	0.57	76
120	30.0	1.96	1.51	0.82	100	22.5	2.03	1.68	0.64	100
121	30.0	1.96	1.48	0.84	100	23.1	2.05	1.69	0.62	100
122	30.7	1.93	1.50	0.83	100	23.3	2.03	1.64	0.62	100
123x	30.3	1.95	1.50	0.83	100	20.8	2.10	1.74	0.56	100a)

x These tests were performed without flooding the cell with water. All openings in the apparatus was sealed off from the air by a heavy grease.

Fig. 55. Konsolideringsforsøk

Test no.	Load increment kp/cm ²	$M \cdot 10^2$ $d\sigma/d\varepsilon$ kp/cm ²	C_v cm ² /s
100	1.0	1.13	$2.4 \cdot 10^{-3}$
	2.0	1.16	1.2 - " -
	3.0	1.26	$6.6 \cdot 10^{-4}$
	4.0	2.15	4.0 - " -
	5.0		1.2 - " -
101	0.5	0.29	$1.3 \cdot 10^{-3}$
	1.0	0.45	1.6 - " -
	2.0	0.69	2.5 - " -
	4.0	1.05	$3.3 \cdot 10^{-4}$
	5.0		3.3 - " -
102	0.5	0.27	$1.1 \cdot 10^{-3}$
	1.0	0.45	1.3 - " -
	2.0	0.76	1.6 - " -
	3.0	1.07	1.9 - " -
	4.0		$6.2 \cdot 10^{-4}$
104	1.0	0.57	$2.5 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.89	5.4 - " -
	3.0	0.96	4.3 - " -
	4.0	2.30	3.5 - " -
	5.0		1.7 - " -
105	1.0	0.75	$5.6 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.94	4.8 - " -
	3.0	1.20	4.7 - " -
	4.0	2.26	2.8 - " -
	5.0		2.1 - " -
106	1.0	0.52	$6.3 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.89	1.1 - " -
	3.0	1.42	3.8 - " -
	4.0		1.4 - " -
	5.0		2.0 - " -

Fig. 56. Summering av M og C_v

Test no	Load increment kp/cm ²	$M \cdot 10^2$ $d\sigma/d\varepsilon$ kp/cm ²	C_v cm ² /s
107	1.0	0.51	$2.0 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.85	6.0 - " -
	3.0	1.80	3.1 - " -
	4.0	2.09	2.3 - " -
	5.0		1.7 - " -
108	1.0	0.63	2.2 - " -
	2.0	1.12	2.8 - " -
	3.0	1.26	3.7 - " -
	5.0		3.1 - " -
109	1.0	0.60	1.6 - " -
	2.0	1.24	2.2 - " -
	3.0	1.24	1.9 - " -
	5.0		3.5 - " -
110	1.0	0.62	2.4 - " -
	2.0	1.19	3.4 - " -
	3.0	1.19	2.1 - " -
	5.0		3.2 - " -
111	1.0	0.73	2.3 - " -
	2.0	1.29	3.2 - " -
	3.0	1.29	2.5 - " -
	5.0		3.6 - " -
112	1.0	0.80	2.1 - " -
	2.0	0.93	3.0 - " -
	3.0	1.49	2.1 - " -
	5.0		4.0 - " -

Fig. 57. Summering av M og C_v

Test no	Load increment Kp/cm ²	$M \cdot 10^2$ $d\sigma/d\varepsilon$ kp/cm ²	C_v cm ² /s
113	1.0	0.82	$1.6 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.93	2.4 - " -
	3.0	1.42	2.5 - " -
	5.0		3.1 - " -
114	1.0	0.84	2.4 - " -
	2.0	0.93	1.8 - " -
	3.0	1.36	3.9 - " -
	5.0		3.1 - " -
115	1.0	0.86	2.2 - " -
	2.0	1.00	2.4 - " -
	3.0	1.34	3.0 - " -
	5.0		3.3 - " -
116	1.0	0.92	1.7 - " -
	2.0	0.92	5.6 - " -
	3.0	0.36	5.4 - " -
	5.0		7.0 - " -
117	1.0	0.43	2.4 - " -
	2.0	0.85	5.6 - " -
	3.0	1.22	5.4 - " -
	5.0		5.0 - " -
118	1.0	0.32	$6.5 \cdot 10^{-4}$
	2.0	0.69	$8.6 \cdot 10^{-3}$
	3.0	1.03	4.7 - " -
	5.0		4.8 - " -

Fig. 58. Summering av M og C_v

Test no.	Load increment kp/cm ²	$M \cdot 10^2$ $d\sigma/d\varepsilon$ kp/cm ²	C_v cm ² /s
119	1.0	0.48	-
	2.0	0.57	$4.2 \cdot 10^{-3}$
	3.0	0.86	7.6 - " -
	5.0		6.1 - " -
120	1.0	0.78	2.0 - " -
	2.0	0.89	2.5 - " -
	3.0	1.17	2.9 - " -
	5.0		3.6 - " -
121	1.0	0.63	$7.4 \cdot 10^{-4}$
	2.0	0.87	2.1 - " -
	3.0	1.02	3.3 - " -
	5.0		3.2 - " -
122	1.0	0.50	$3.1 \cdot 10^{-3}$
	2.0	0.76	2.6 - " -
	3.0	0.99	3.9 - " -
	5.0		4.4 - " -
123	1.0	0.56	2.4 - " -
	2.0	0.78	2.9 - " -
	3.0	1.08	3.3 - " -
	5.0		3.5 - " -

Fig. 59. Summering av M og C_v

Test no.	Initial			Final			C_{v1} cm^2/s	C_{v2} cm^2/s
	γ_b g/cc	w %	e	γ_b g/cc	w %	e		
33	2.01	17.9	0.59	2.06	19.7	0.58	—	$1.0 \cdot 10^{-3}$
34	2.02	24.1	0.67	2.14	19.7	0.53	$4.3 \cdot 10^{-4}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$
35	2.04	21.4	0.62	2.13	19.3	0.53	$9.8 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$
36	2.01	27.8	0.76	2.14	20.9	0.56	$7.3 \cdot 10^{-4}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$
37	1.97	30.5	0.83	2.03	22.8	0.59	$2.9 \cdot 10^{-4}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

C_{v1} : Cellpressure 2.81 kp/cm^2

C_{v2} : Cellpressure 6.30 kp/cm^2

Forepressure dissipated against
a backpressure of 1.05 kp/cm^2 .

Fig. 60. Summering av dissipasjonsforsøk

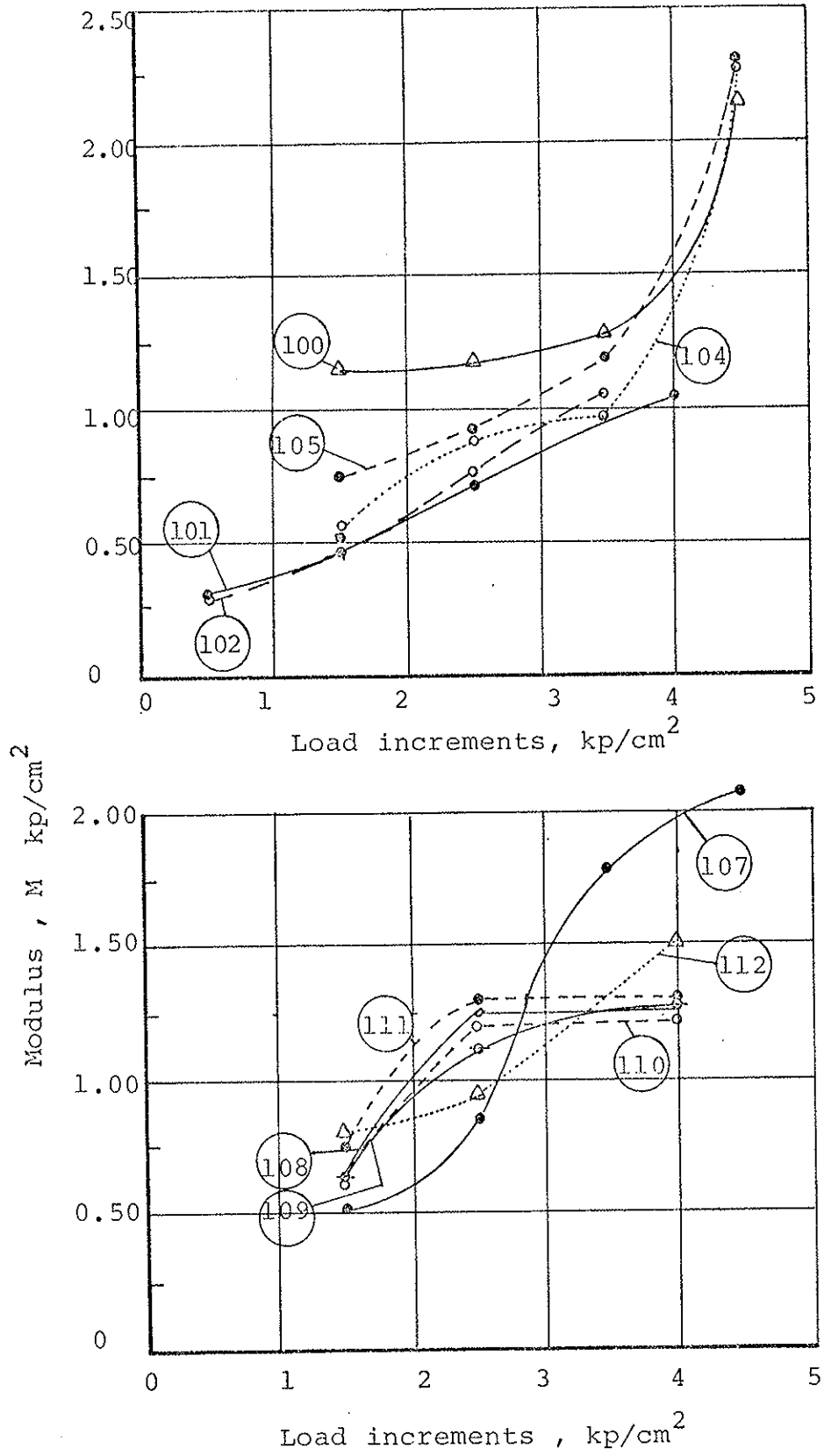


Fig. 61. M og belastningstrinn

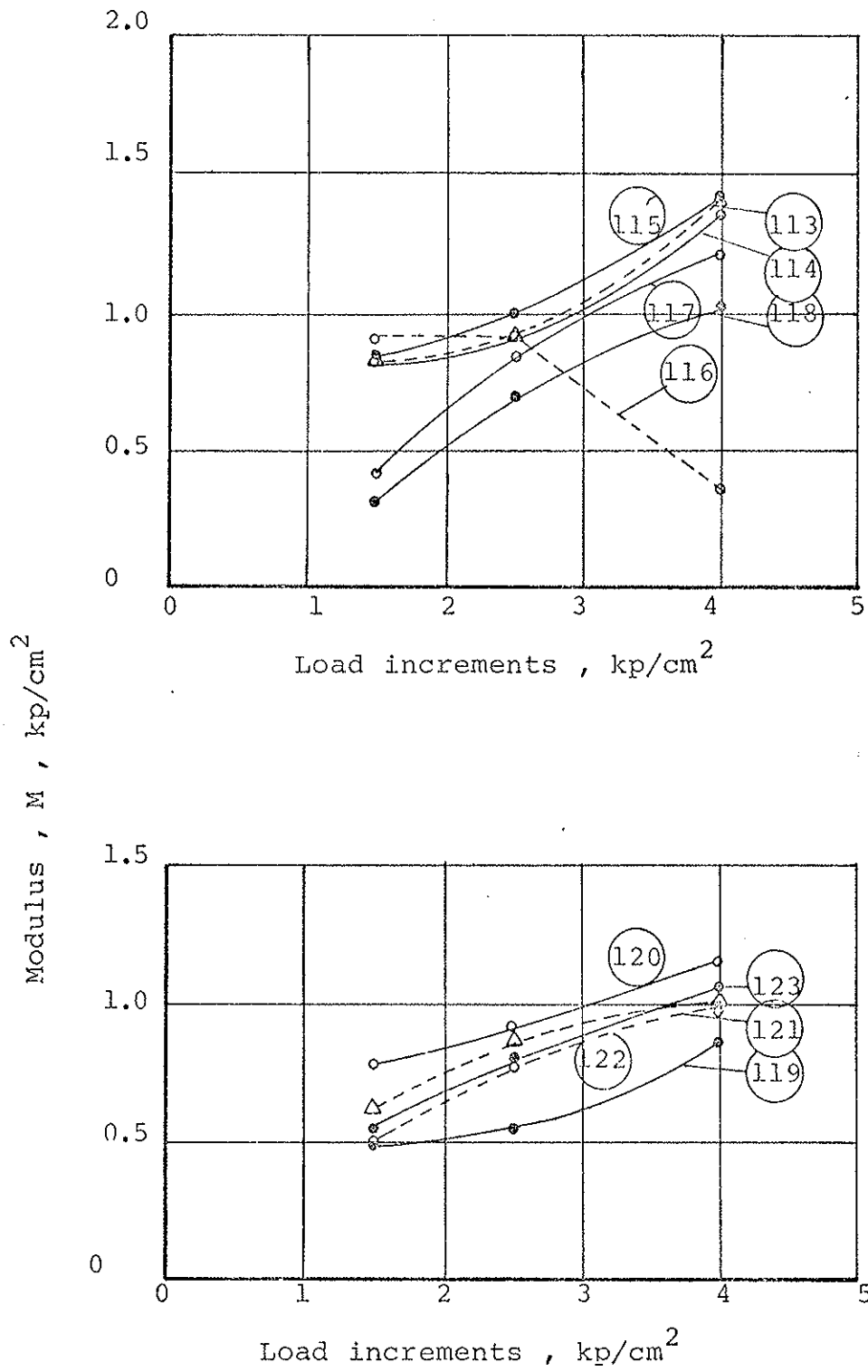


Fig. 62. M og belastningstrinn

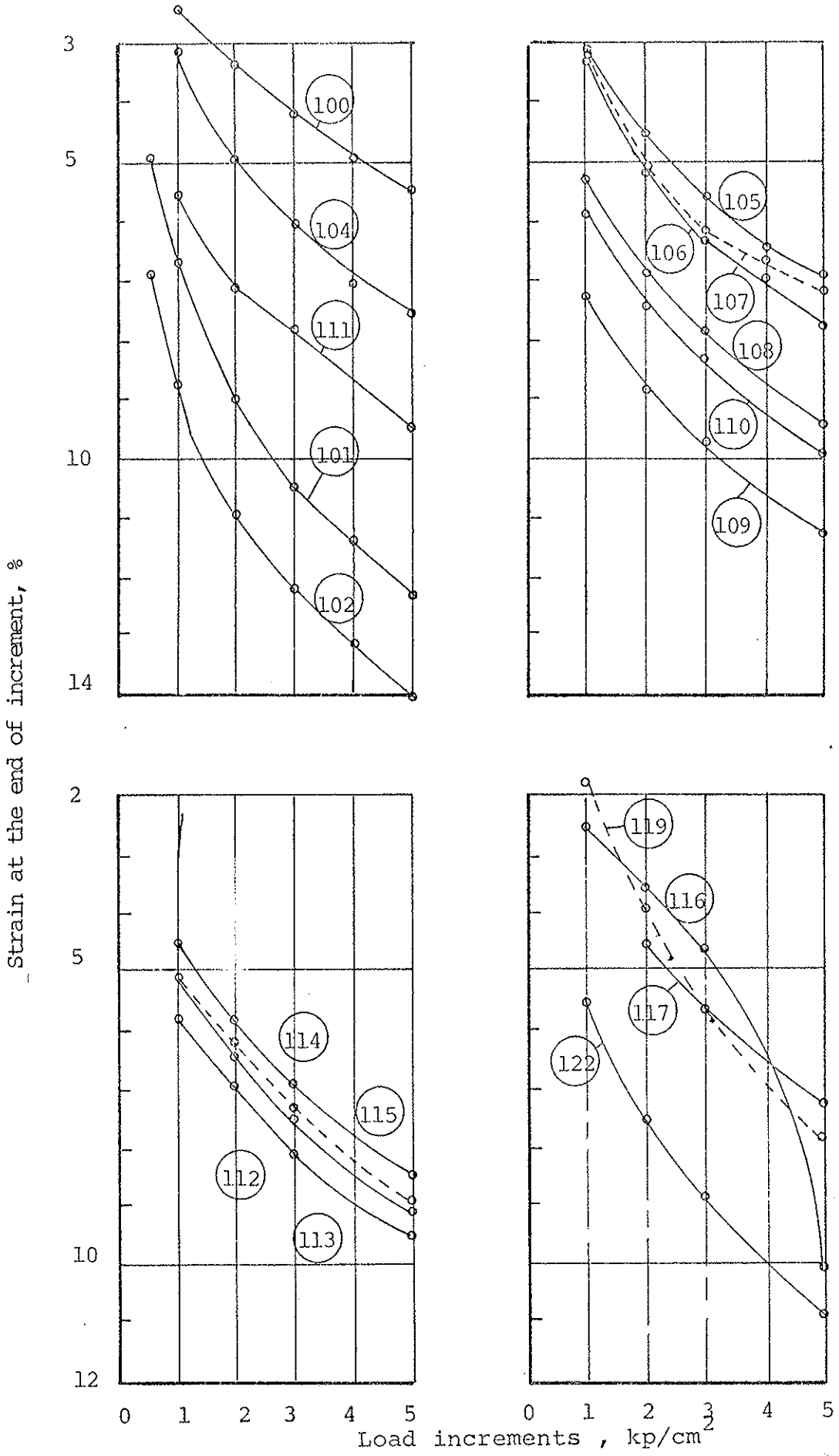


Fig. 63. Deformasjon for hvert lasttrinn

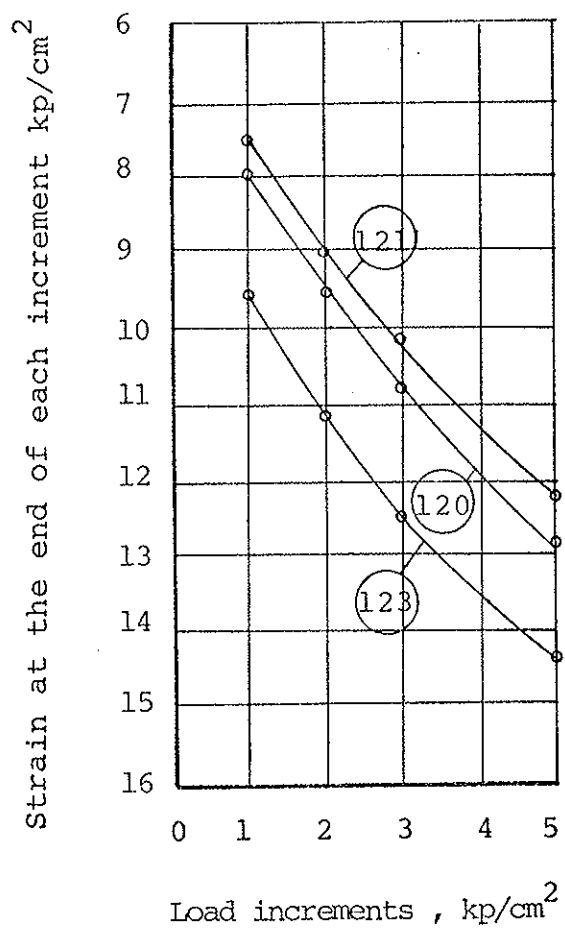


Fig. 64. Deformasjon for hvert lasttrinn

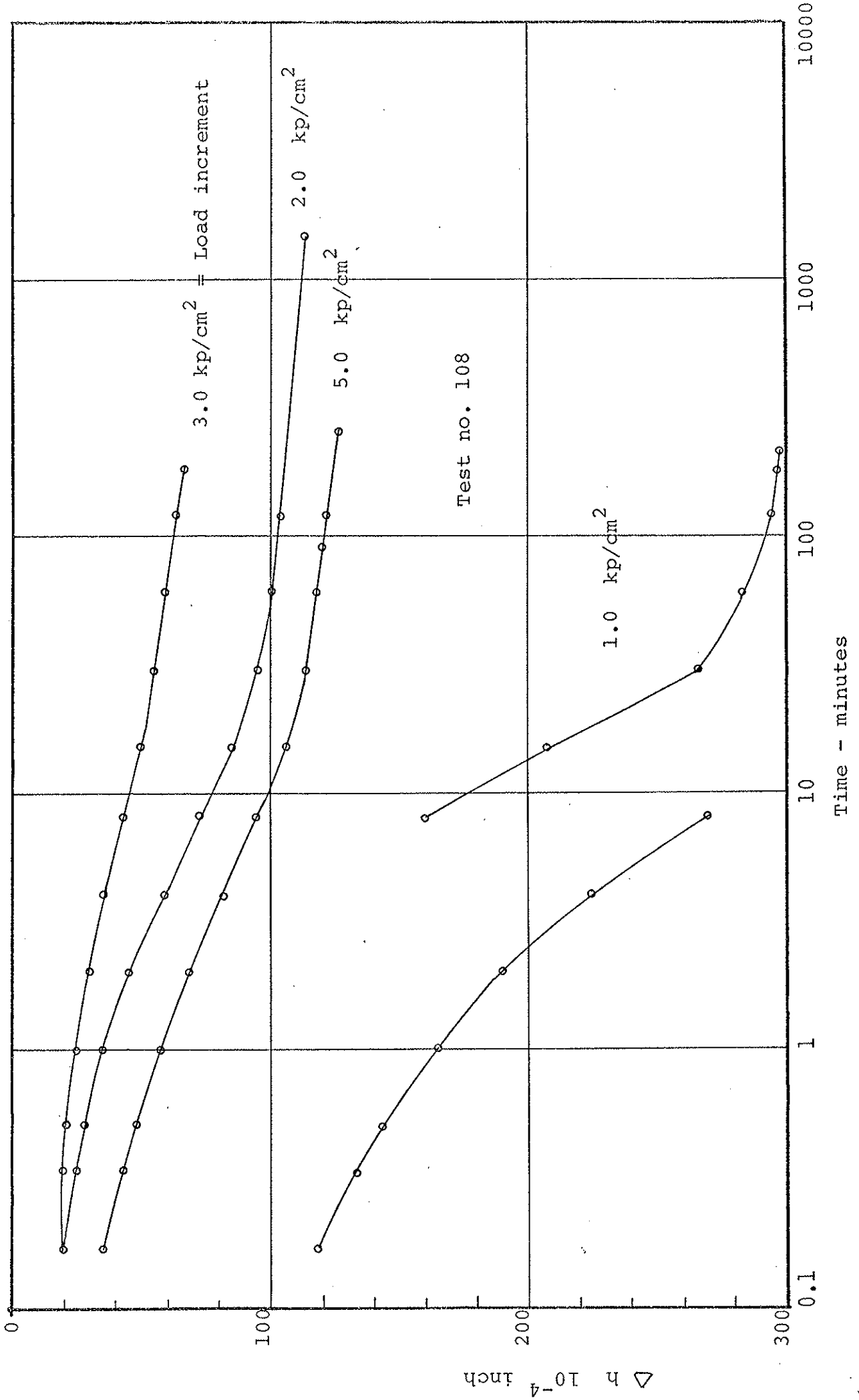


Fig. 65. Eksempel på konsolideringskurver

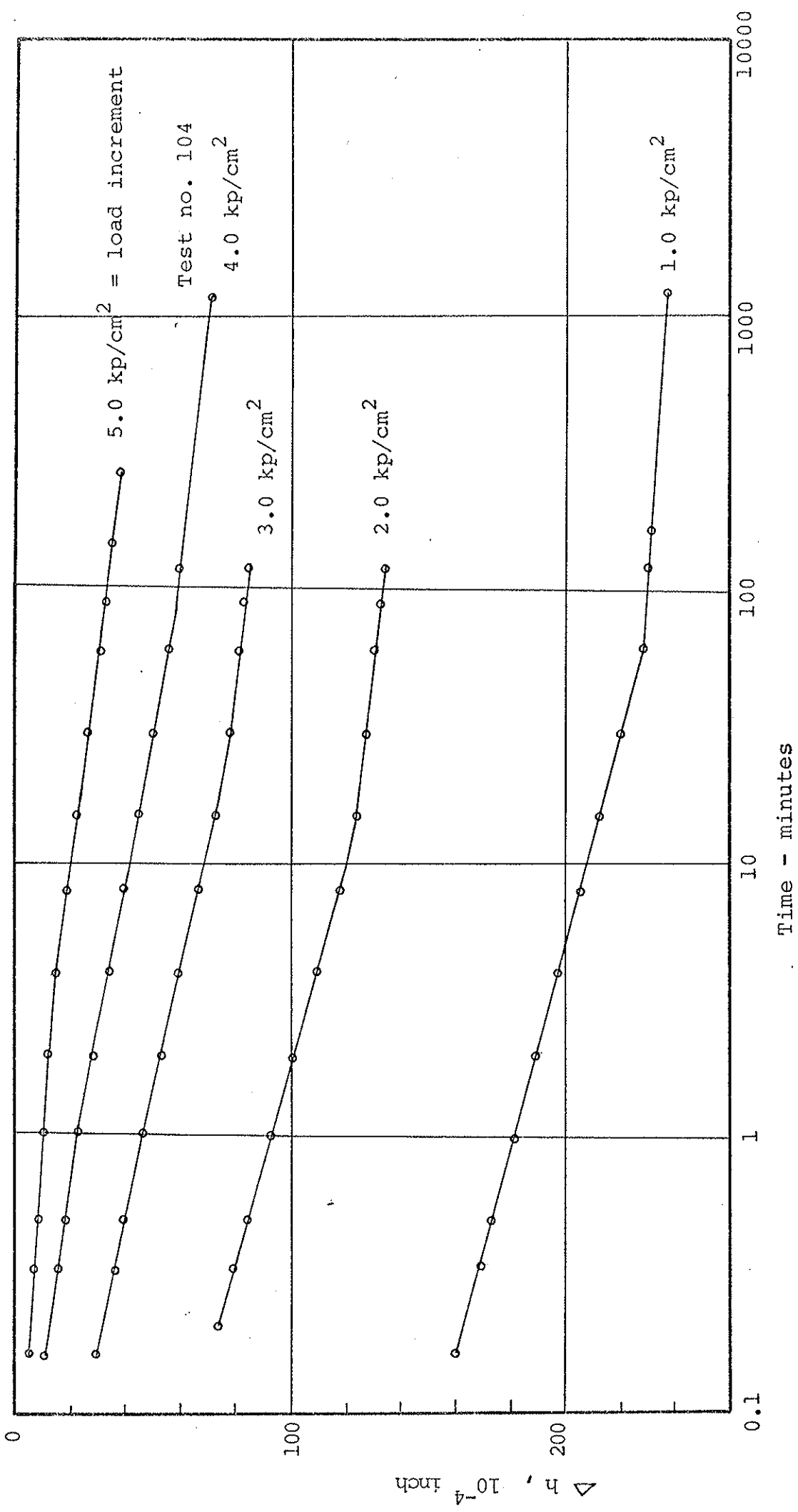
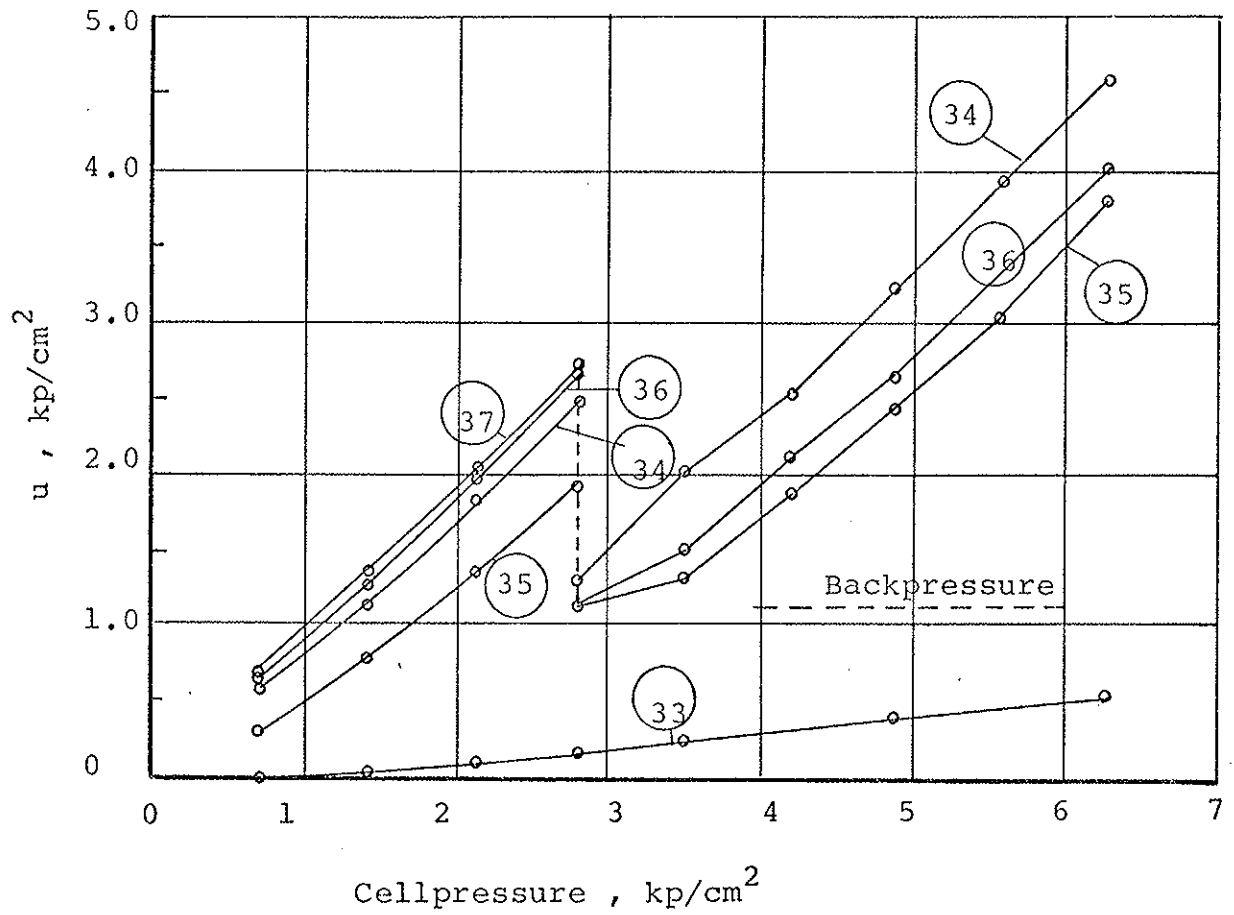
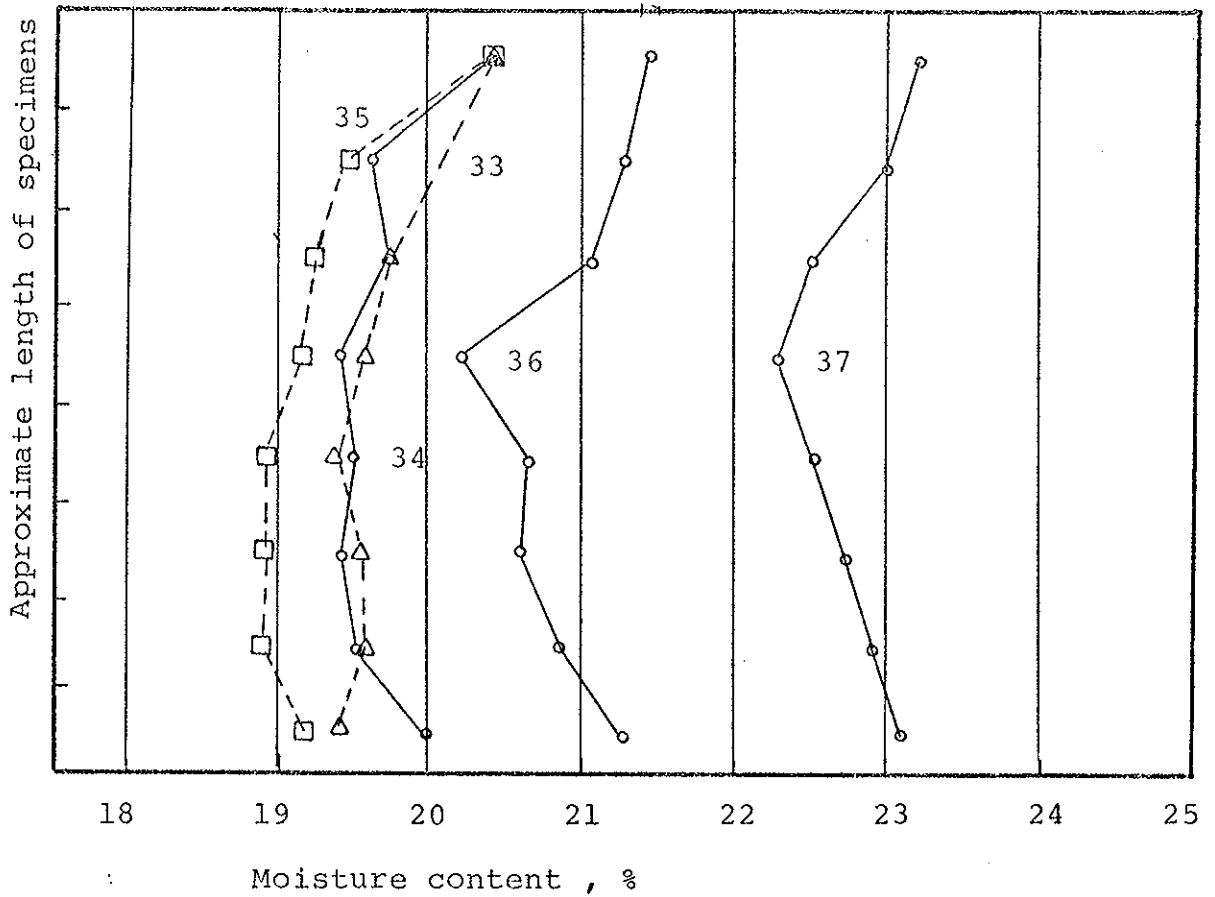


Fig. 66. Eksempel på konsolideringskurver



Porepressure at a cellpressure of 2.81 kp/cm^2 was allowed to dissipate against a backpressure of 1.05 kp/cm^2 . Cellpressure was raised to 6.30 kp/cm^2 and porepressure dissipated against the same backpressure.

Fig. 67. Dissipasjon av poretrykk



Test	w ₁ %	w ₂ %	b ₁ g/cc	b ₂ g/cc	S ₁ %	S ₂ %	B
33	17.9	19.8	2.01	2.06	81	90	0.08
34	24.1	19.9	2.02	2.14	98	100	0.91
35	21.4	19.3	2.04	2.13	95	100	0.68
36	27.8	20.9	2.01	2.14	100	100	0.97
37	30.5	22.8	1.97	2.03	100	100	0.98

Initial moisturecontent w_1 , is widely different , but final moisturecontents are similar

Fig. 68. Fordeling av vanninnhold etter forsøk

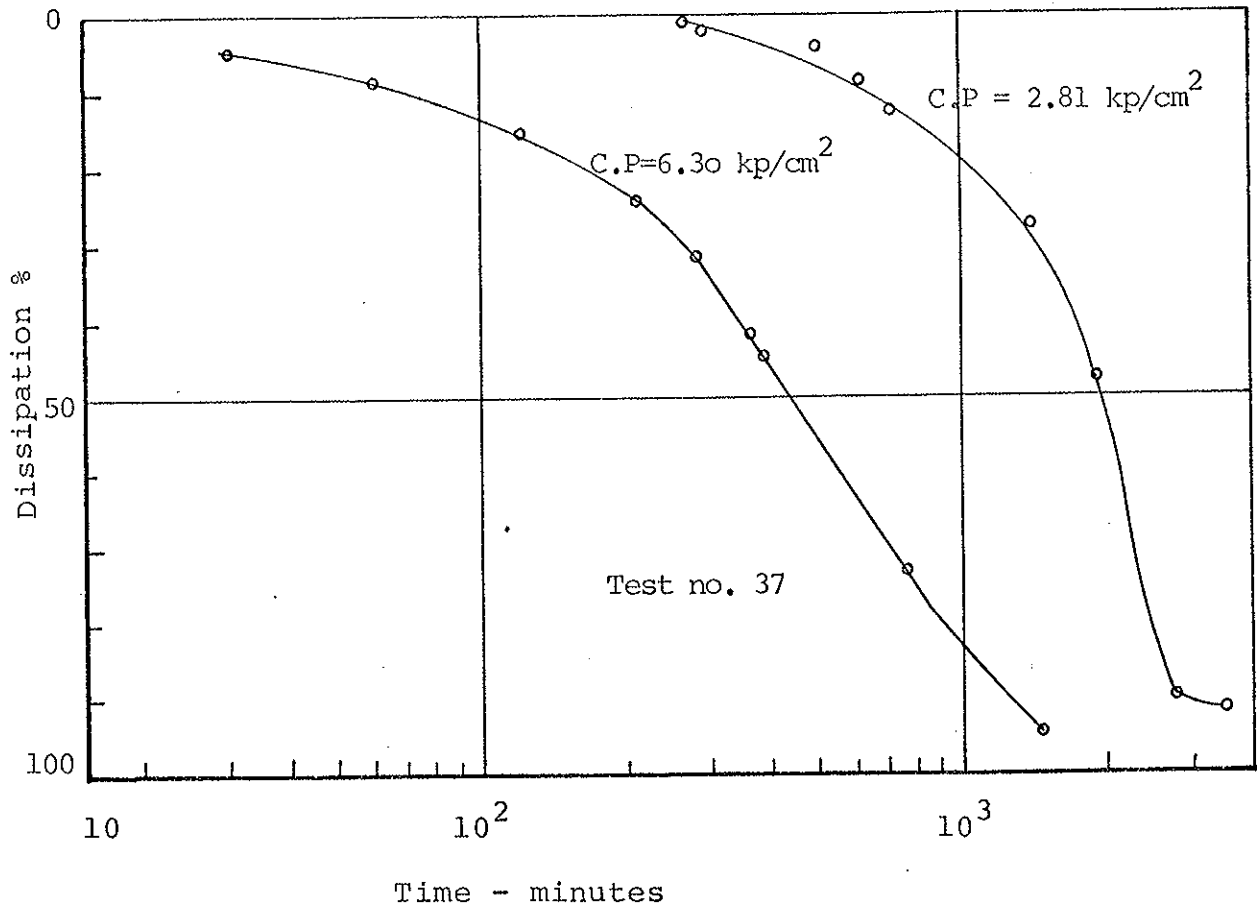


Fig. 69. Dissipasjonskurver

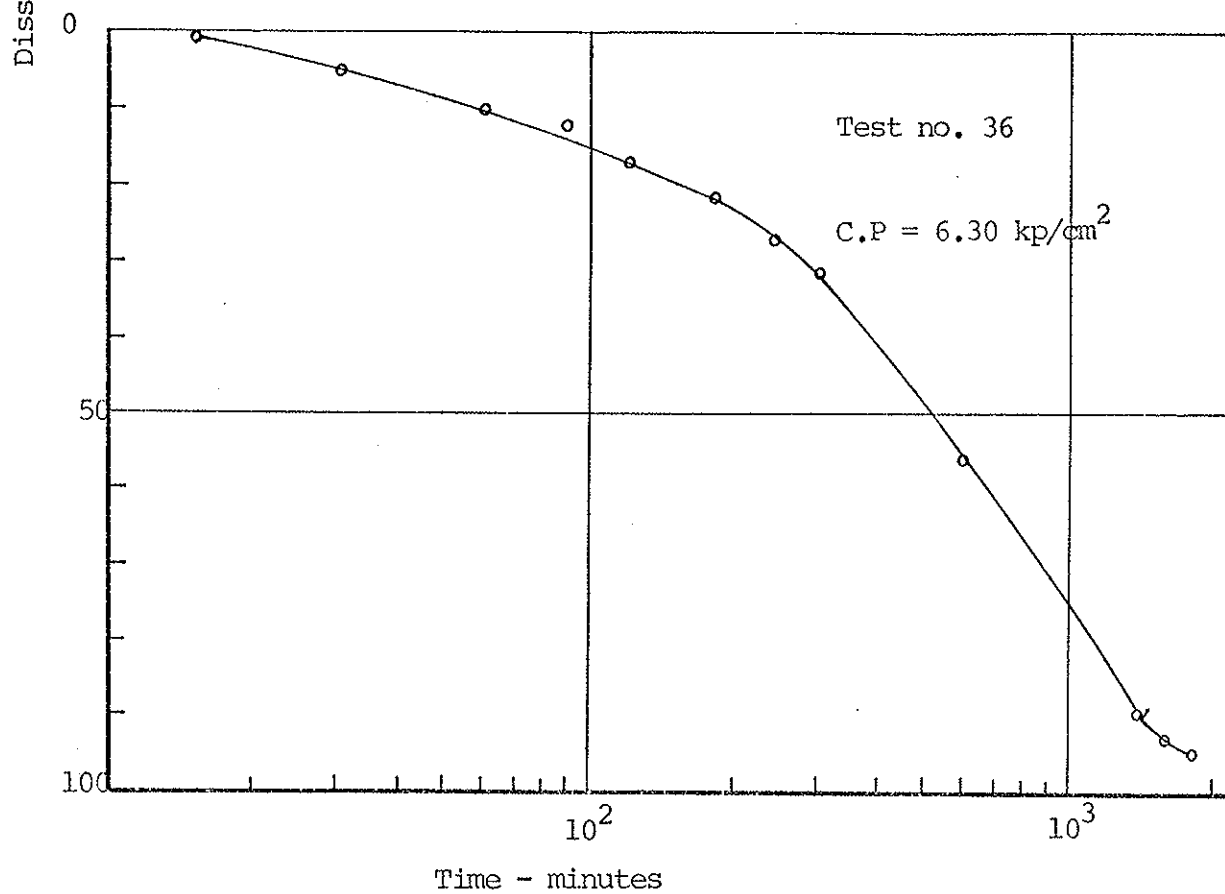
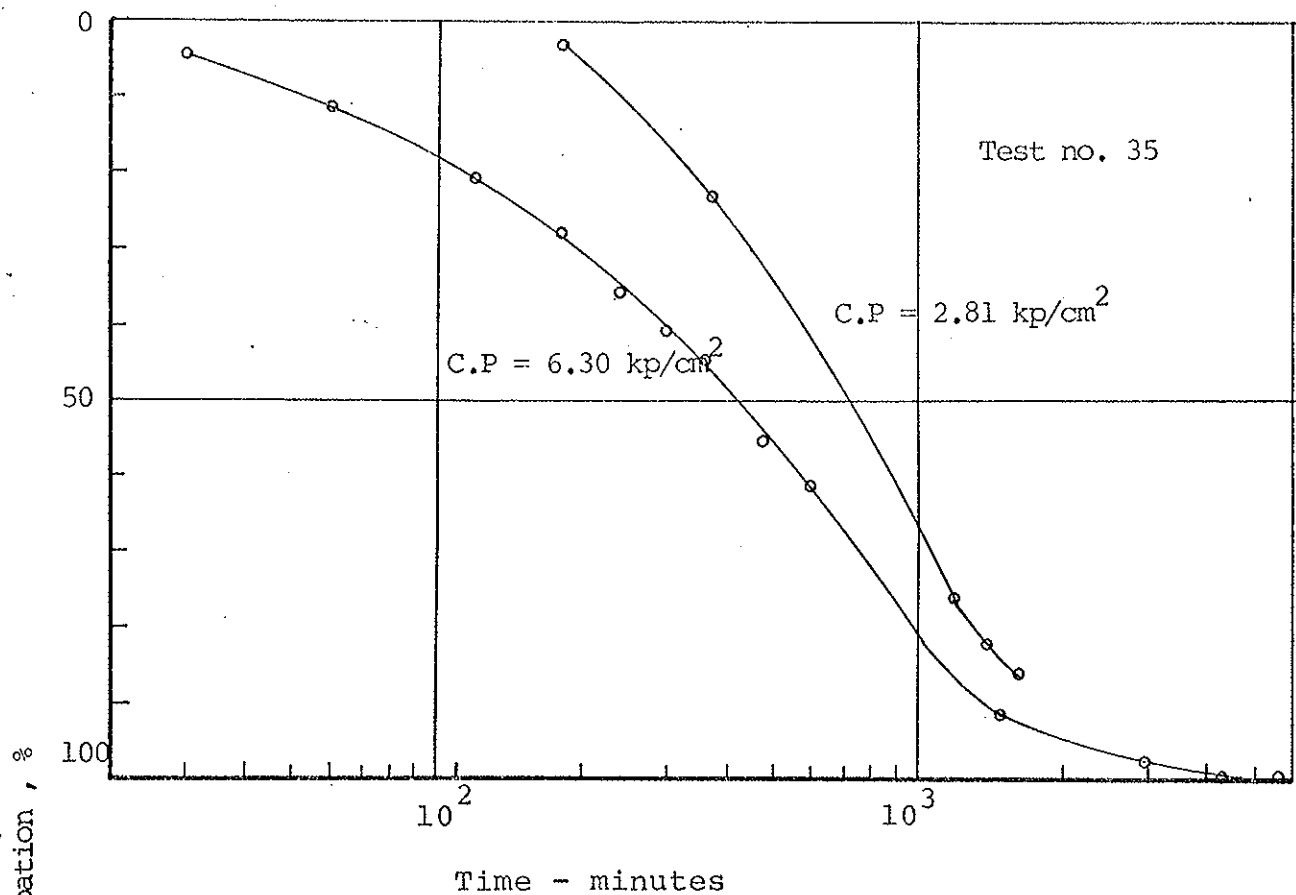


Fig. 70. Dissipasjonskurver

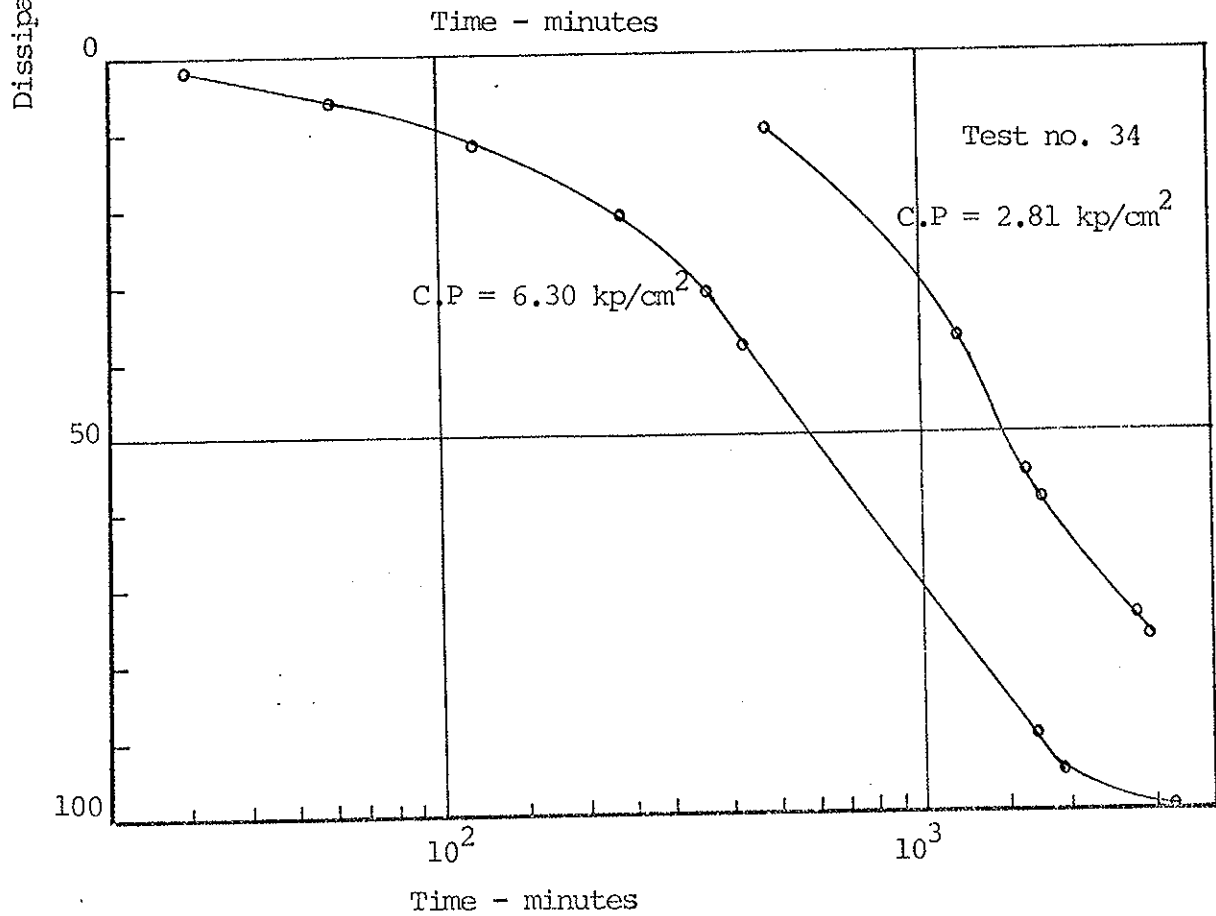
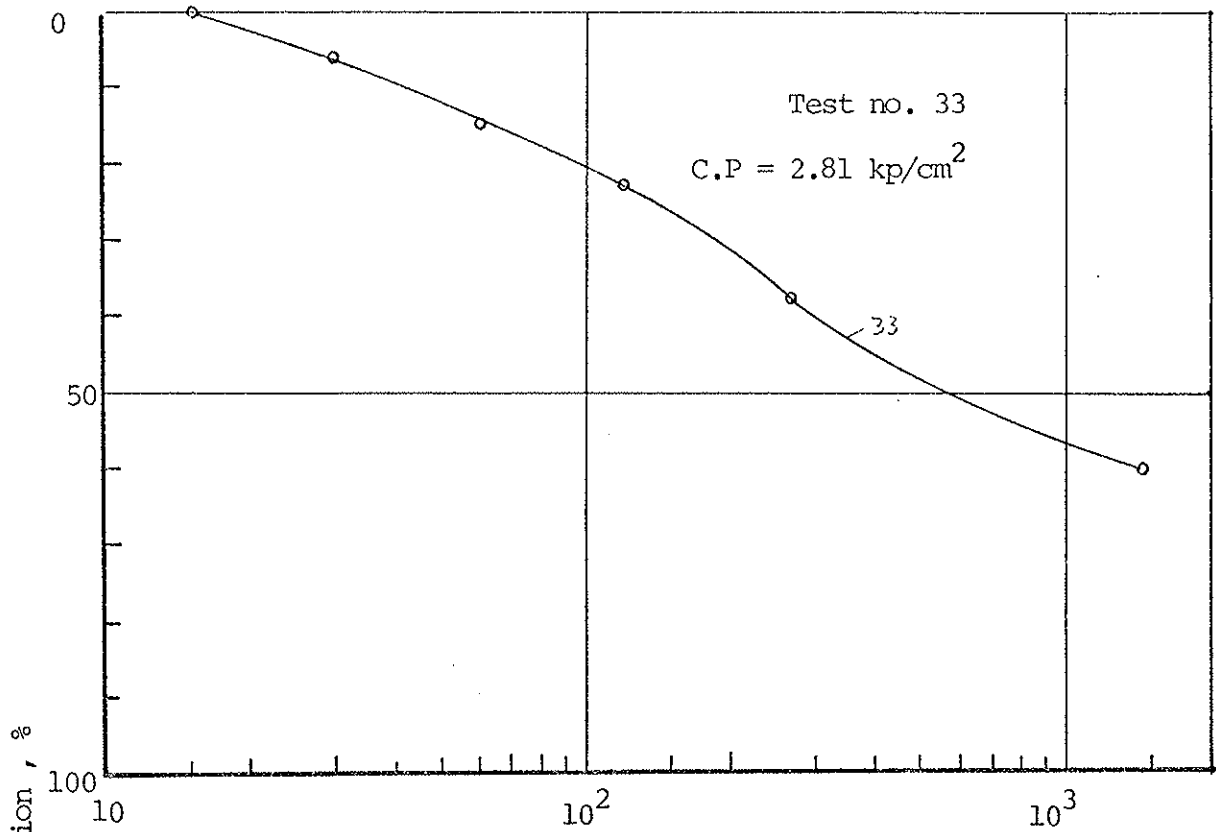


Fig. 71. Dissipasjonskurver

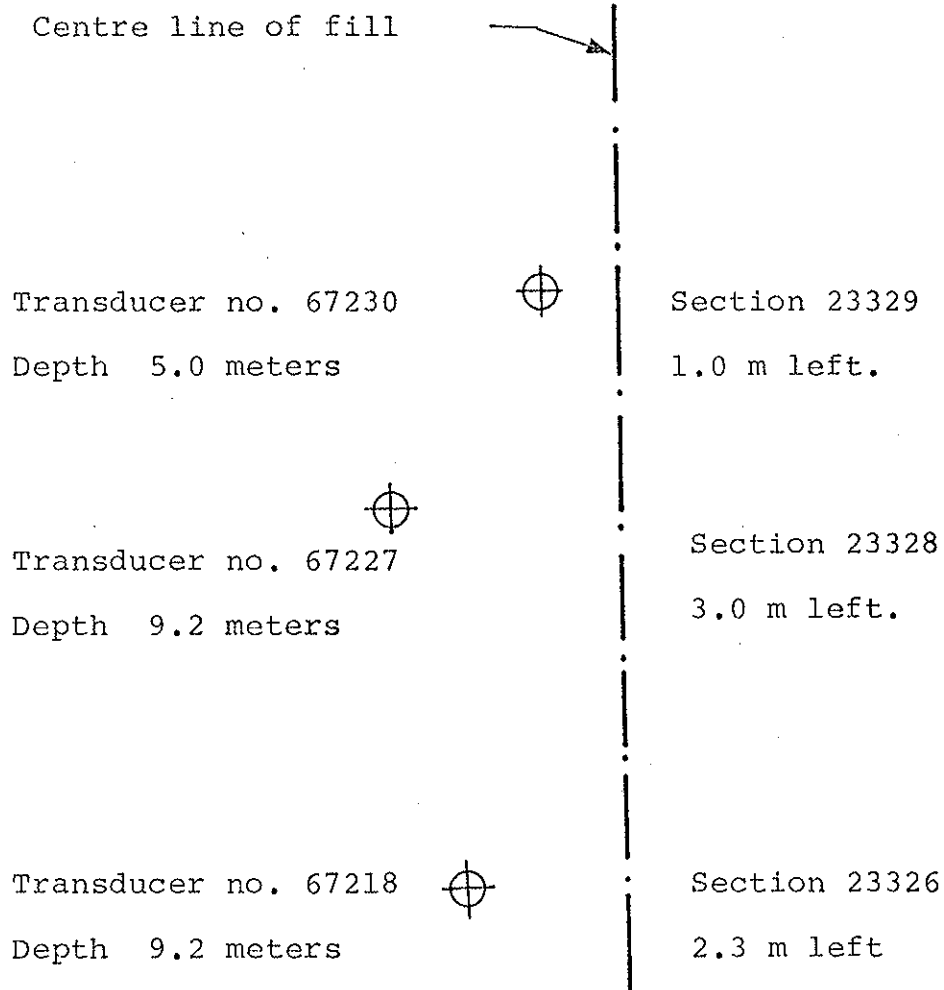


Fig. 72 Posisjon og dybde av målere

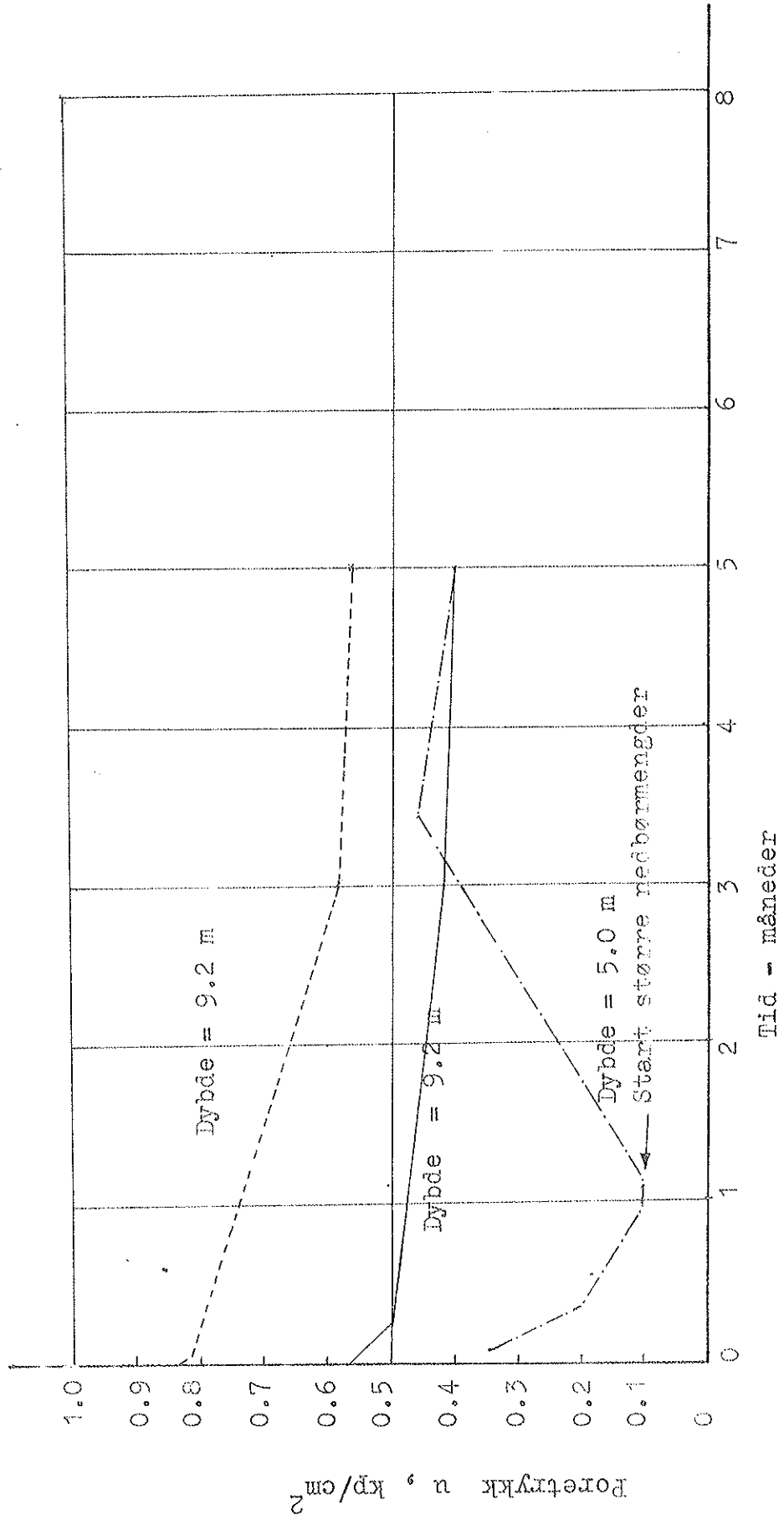


Fig. 73 Poretrykksutvikling i fylling etter oppbygging av fyllingen

γ_d g/cc	γ_b g/cc	w %	Laboratory compacted		Field compacted		Laboratory compacted X		
			a kp/cm ²	tan ρ	a kp/cm ²	tan ρ	Cone kp/cm ²	Triaxial kp/cm ²	B
1.69	2.03	20	0.10	0.68	0.12	0.76	1.5	1.8	0.55
1.63	2.00	23	0.06	0.58	0.08	0.69	1.1	1.0	0.87
1.56	1.97	26	0.02	0.53	0.05	0.60	0.4	0.4	0.96
1.48	1.93	30	0.00	0.42	0.01	0.50	0.1	0.1	0.97

X) The values for cone tests are taken from the thixotropy test ,
and the triaxial values are the strengths at approximately
15 % strain. B - values are average values from triaxial and dissipation
tests.

Fig. 74. Parametere som er benyttet i stabilitetsberegningene

O U T P U T D A T A

X (M)	Y (M)	RADIUS (M)	M STABL. KOHESJON	(TM) FRIKSJON	M DREIE (TM)	SIKKER HETS FAKTOR	LT. 1.3 (*)	LT. 1.5 (+)
97.50	57.50	37.50	25259.9	.0	8555.4	2.953		
102.50	57.50	37.50	25984.1	.0	10026.4	2.592		
107.50	57.50	37.50	26677.0	.0	10866.6	2.455		
112.50	57.50	37.50	27343.4	.0	11113.8	2.460		
97.50	62.50	42.50	30148.8	.0	11245.6	2.681		
102.50	62.50	42.50	31011.4	.0	12131.0	2.556		
107.50	62.50	42.50	31836.2	.0	12951.2	2.458		
112.50	62.50	42.50	32629.1	.0	13174.8	2.477		
97.50	67.50	47.50	35279.1	.0	13259.9	2.661		
102.50	67.50	47.50	36286.2	.0	14750.7	2.460		
107.50	67.50	47.50	37249.1	.0	15098.7	2.467		
112.50	67.50	47.50	38174.2	.0	15272.5	2.500		
97.50	72.50	52.50	40638.5	.0	15396.0	2.640		
102.50	72.50	52.50	41795.8	.0	16845.7	2.481		
107.50	72.50	52.50	42902.3	.0	17680.7	2.427		
112.50	72.50	52.50	43965.3	.0	17403.9	2.526		

F.O.S on basis
of cone tests.

X (M)	Y (M)	RADIUS (M)	M STABL. KOHESJON	(TM) FRIKSJON	M DREIE (TM)	SIKKER HETS FAKTOR	LT. 1.3 (*)	LT. 1.5 (+)
87.50	75.00	55.00	14790.3	.0	12009.0	1.232	*	+
87.50	87.50	67.50	22351.8	.0	18343.7	1.219	*	+
75.00	100.00	80.00	15945.5	.0	12652.9	1.260	*	+
75.00	112.50	92.50	24724.0	.0	18880.0	1.310	+	
75.00	125.00	105.00	34113.3	.0	25929.1	1.316	+	

F.O.S on basis
of triaxial
tests.

Example of computer print out , short term stability.

Height of fill : 20 m w = 23 %

$\gamma_b = 2.00$ g/cc $\gamma_d = 1.63$ g/cc

Fig. 75. Eksempel på utskrift

X (M)	Y (M)	RADIUS (K)	M STABL. KOHESJON (TM)	FRIKSJON	M DREIE (TM)	SIKKER HETS FAKTOR	LT. 1.3 (*)	LT. 1.5 (+)
87.50	75.00	55.00	31553.2	.0	12009.0	2.627		
87.50	87.50	67.50	46968.6	.0	18343.7	2.560		
75.00	112.50	92.50	48448.7	.0	18880.0	2.566		
75.00	125.00	105.00	65619.3	.0	25929.1	<u>2.531</u>		
75.00	137.50	117.50	81722.9	.0	31066.9	2.631		

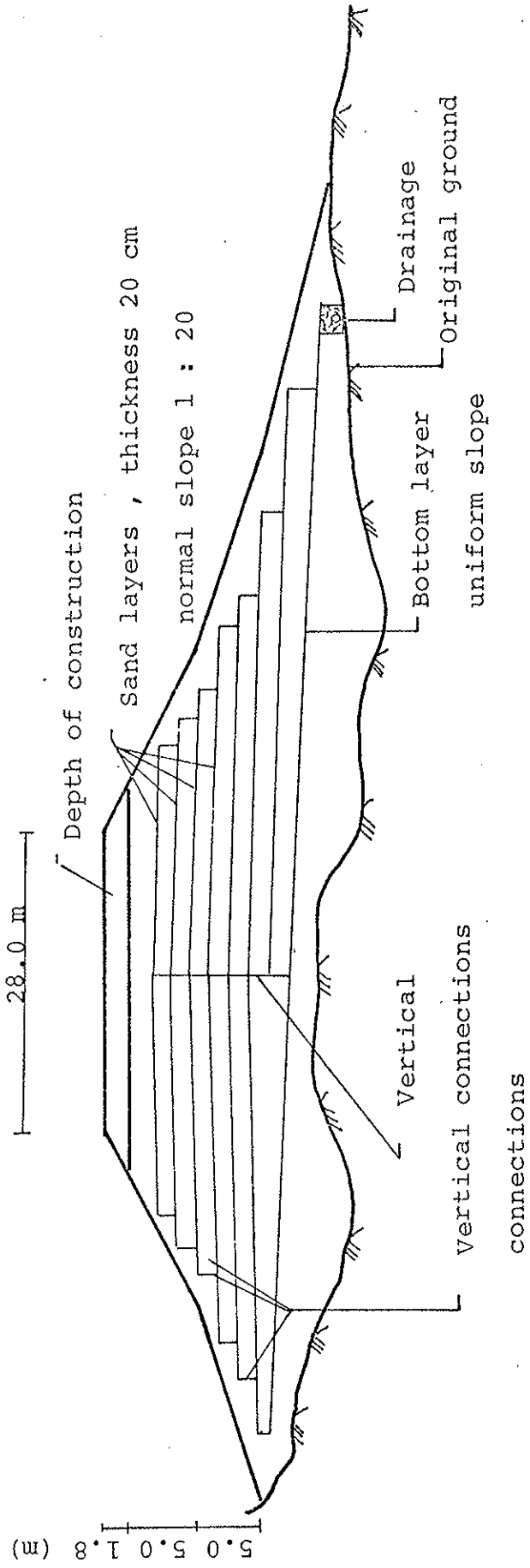
F.O.S on basis of porepressure equal to zero.

X (M)	Y (M)	RADIUS (M)	M STABL. KOHESJON (TM)	FRIKSJON	M DREIE (TM)	SIKKER HETS FAKTOR	LT. 1.3 (*)	LT. 1.5 (+)
87.50	75.00	55.00	16076.8	.0	12009.0	1.339		+
87.50	87.50	67.50	24304.0	.0	18343.7	<u>1.325</u>		+
75.00	100.00	80.00	17526.7	.0	12652.9	1.385		+
75.00	112.50	92.50	27116.1	.0	18880.0	1.436		+
75.00	125.00	105.00	37416.5	.0	25929.1	1.443		+

F.O.S on basis of full hydrostatic distribution of porepressure.

Example of computer print out , long term stability
 Height of fill : 20 m w = 23 %
 $\gamma_b = 2.00 \text{ g/cc}$ $\gamma_d = 1.63 \text{ g/cc}$

Fig. 76. Eksempel på utskrift



Typical cross-section of a motorway fill with sanddrains to minimize development of porepressures during construction and to accelerate consolidation.

Fig. 77. Tverrprofil av motorvegfylling

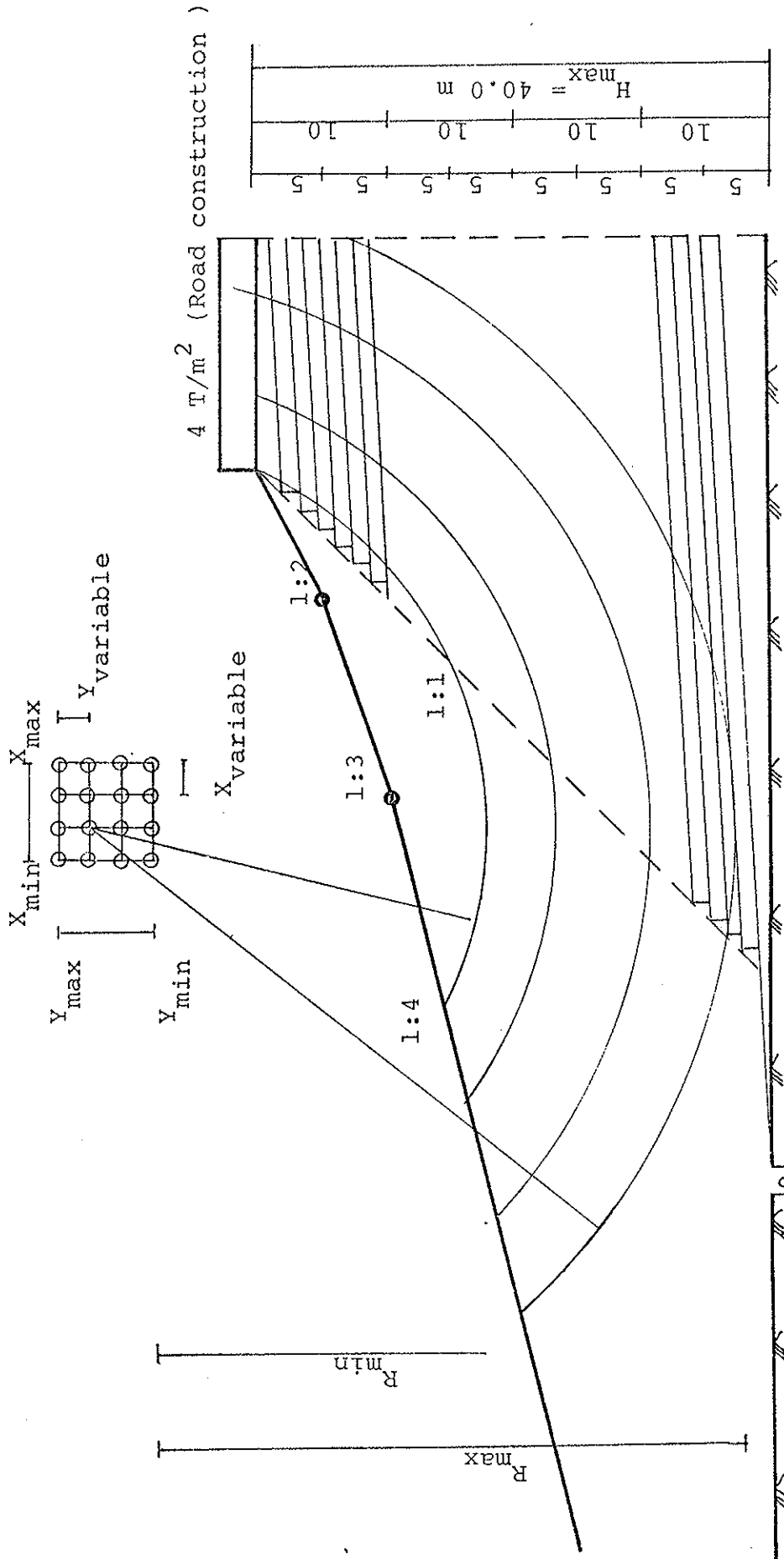


Fig. 78. Stabilitetsberegning
 Slip circles around a possible centre in a
 chosen grid system. Total number of circles : 80

Soil data :

$w = 20 \%$
 $\gamma_b = 2.03 \text{ g/cc}$
 $\gamma_d = 1.69 \text{ g/cc}$
 $\tan \rho = 0.76$
 $a = 0.12 \text{ kp/cm}^2$
 $\text{Cone} = 15.0 \text{ t/m}^2$

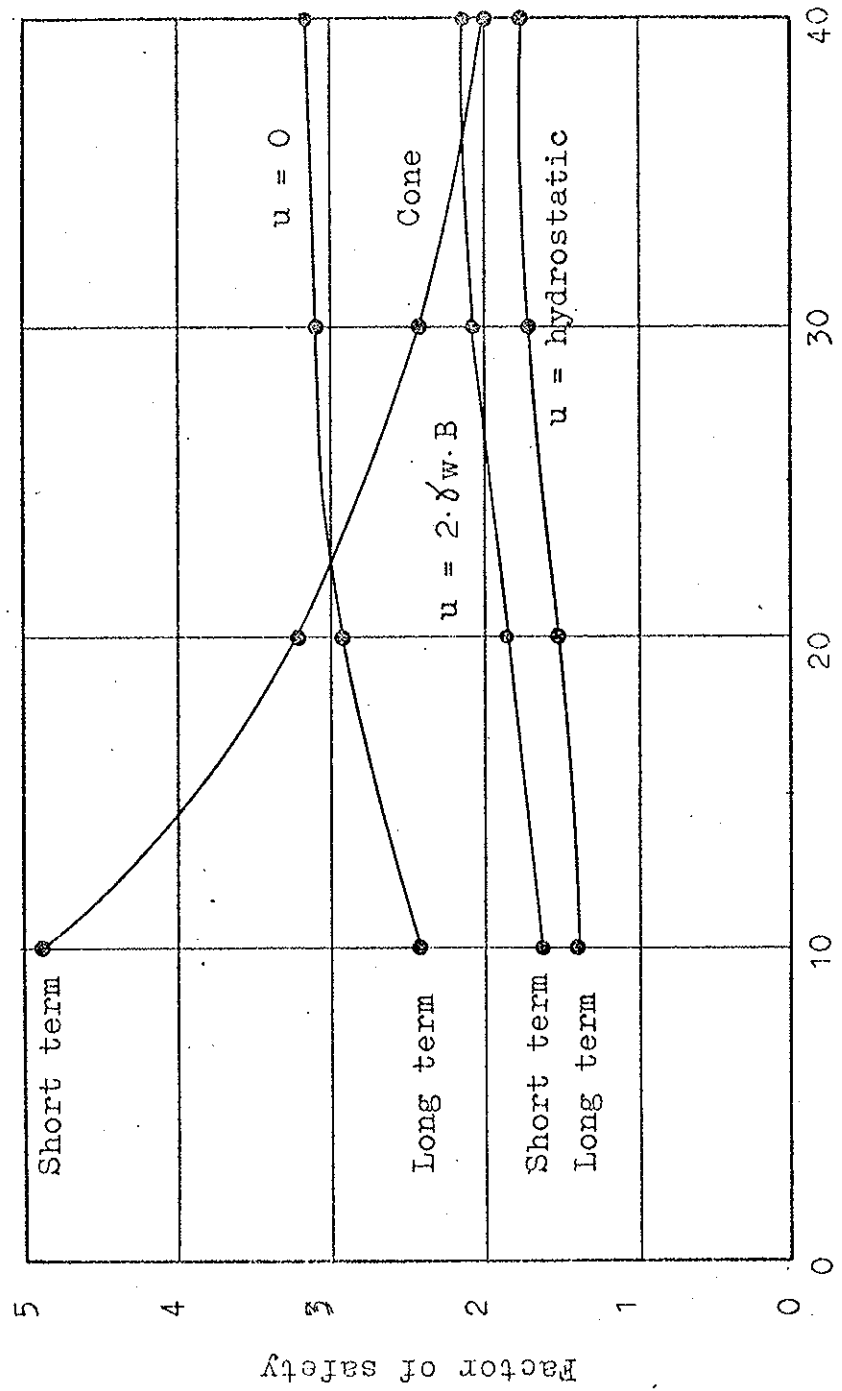


Fig. 79. Sikkerhetsfaktor ved forskjellige fyllingshøyder, kort- og lang-tids tilfelle for hver gruppe av leire.

Soil data :

$w = 23$ %

$\gamma_b = 2.00$ g/cc

$\gamma_d = 1.63$ g/cc

$\tan \rho = 0.69$

$a = 0.08$ kp/cm²

Cone = 11.3 t/m²

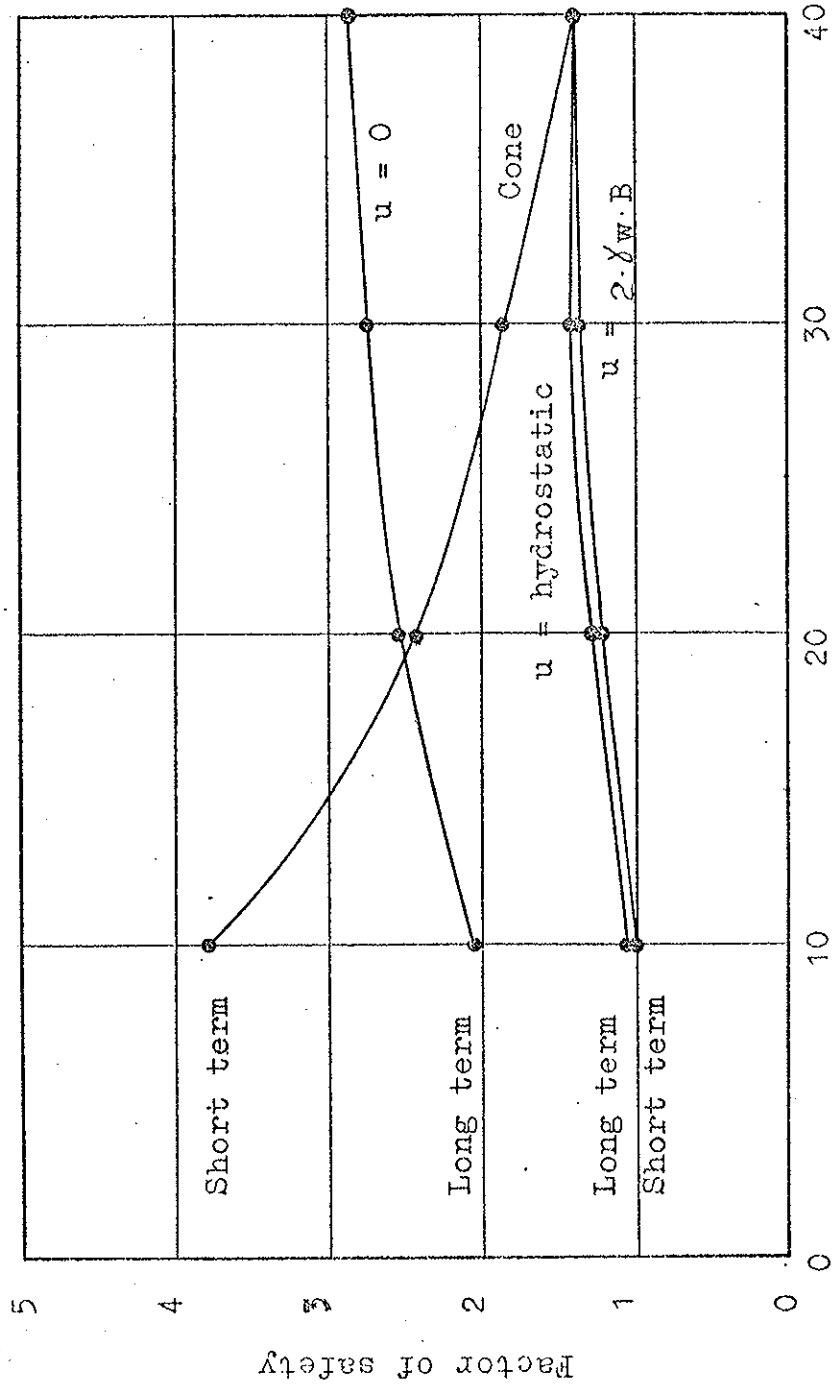


Fig. 80. See fig. 79

Soil data :

$w = 26$ %

$\gamma_b = 1.97$ g/cc

$\gamma_d = 1.56$ g/cc

$\tan \rho = 0.60$

$a = -0.05$ kp/cm²

Cone = 3.8 t/m²

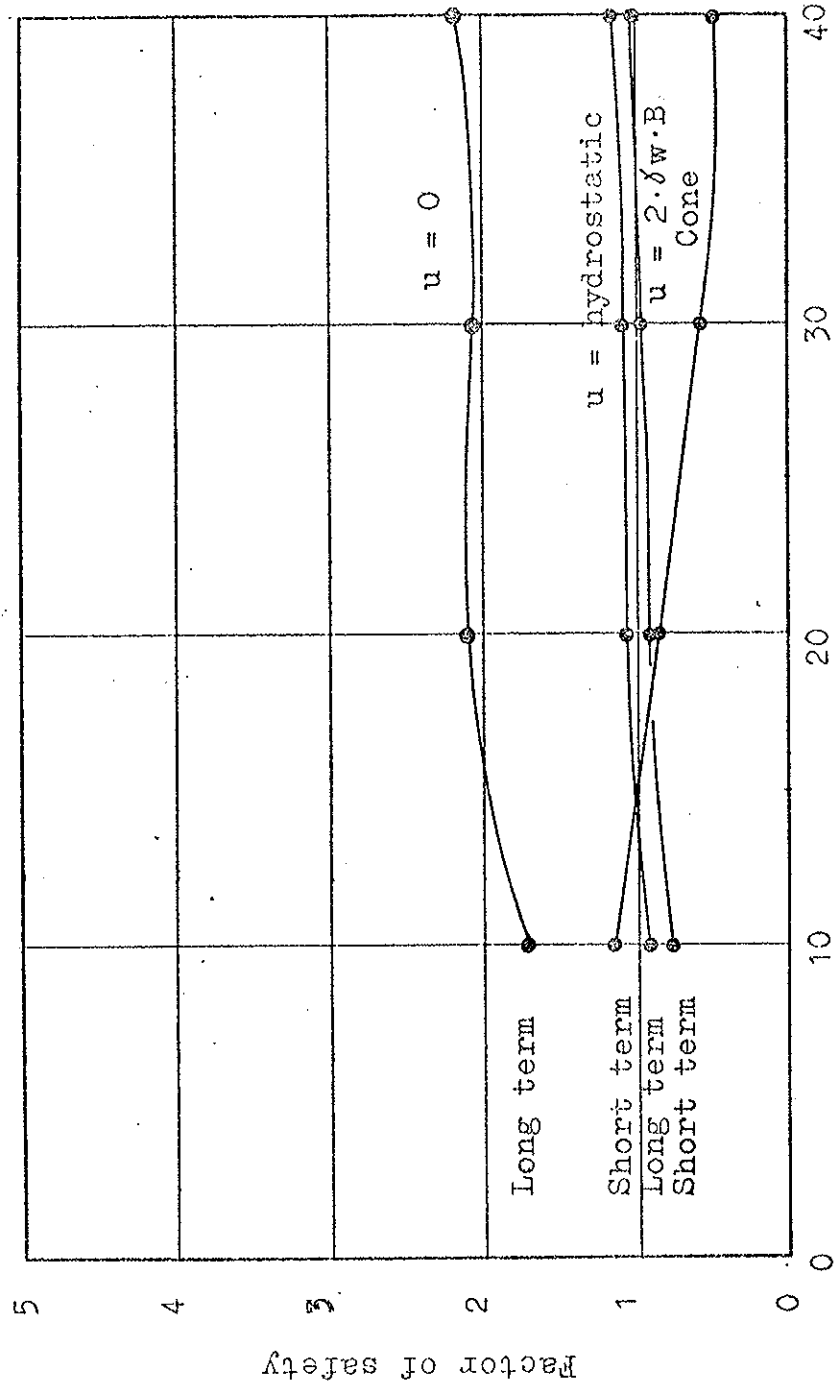


Fig. 81. Se fig. 79

Soil data :

$w = 30$ %

$\gamma_b = 1.93$ g/cc

$\gamma_d = 1.48$ g/cc

$\tan \rho = 0.50$

$a = 0.01$ kp/cm²

Cone $= 1.2$ t/m²

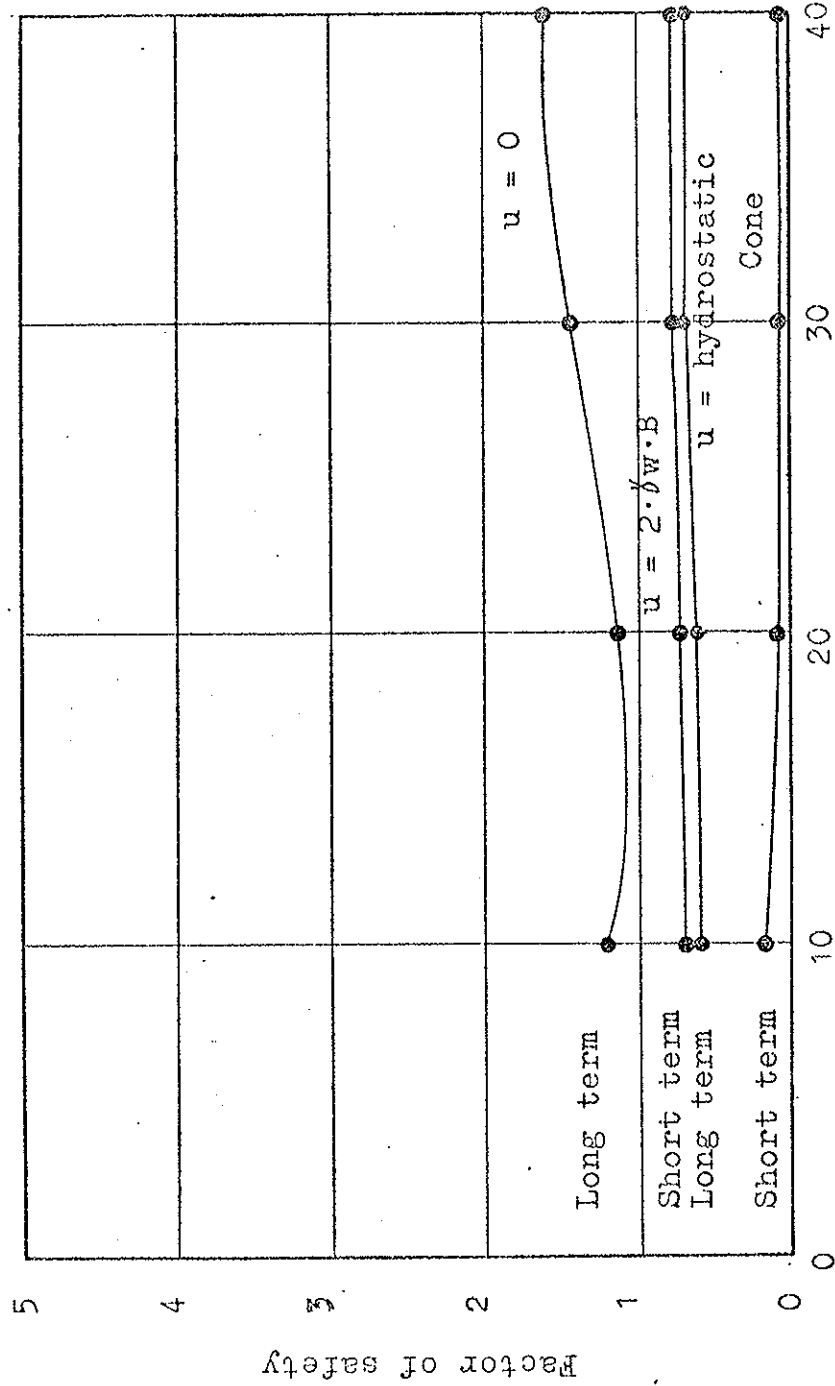


Fig. 82. See fig. 79