

Arkitektavdelingen NTH.

Nybygg Vollabakken.

Grunnundersøkelse, stabilitet
og fundamenteringsvurdering.

O.629

5. mai 1970.

Bilagsfortegnelse:

Bilag	1	:	Situasjonsplan.
"	2-6	:	Profiler m/stabilitetsberegninger.
"	7-17	:	Borprofiler.
"	18-19	:	Konsolideringskurver.

Tillegg	1	:	Boringers utførelse.
"	2	:	Laboratorieundersøkelser.

1. INNLEDNING.

Etter oppdrag fra Statens bygge og eiendomsdirektorat i brev av 7. jan. 1970 har undertegnede utført grunnundersøkelse for nybygg for Arkitektavdelingen ved N T H.

Bygget som er prosjektert med grunnflate ca. $153\text{m} \times 58\text{m} = 8874\text{ m}^2$ beliggende mellom Schivesgt. og Vollabakken nord for Cristian Fredriksgt. er vist med to etasjer over terreng + evt. kjeller for parkering i et midtparti. Det er videre planlagt noe oppfylling omkring bygget.

Byggets plassering er vist på situasjonsplanen i bilag 1, hvor også prosjekterte planeringshøyder og utstrekning av kjeller er angitt.

Undertegnede har tidligere utført en undersøkelse for vurdering av områdestabiliteten på Bakklandet. Resultatene fra denne undersøkelse er lagt fram i vår rapport O.185.

2. UTFØRTE BORINGER.

Markarbeidet er utført i tiden 16. jan. - 2. mars under ledelse av vår boreformann T. Johnsen med delvis leiet hjelpemannskap. Fra 11 hull er tatt opp tilsammen 107 uforstyrrede prøver med 54 mm sylinderprøvetaker. Prøvetakingsdybden varierer mellom 15 og 30 m under terreng. I de øvre urene lag er dessuten tatt opp 49 representative prøver med skovlbor og ramprøvetaker.

Borepunktene beliggenhet er vist på situasjonsplanen i bilag 1.

Boringers utførelse er nærmere beskrevet i tillegg 1 bak i rapporten.

3. LABORATORIEUNDERSØKELSER.

De opptatte uforstyrrede prøver er forseglet og brakt til undertegneds laboratorium for undersøkelse.

Ved åpning er prøvene klassifisert og beskrevet. Det er videre utført rutineundersøkelser av romvekt og vanninnhold.

Den udrenerte skjærfasthet er i uforstyrret tilstand målt med konusforsøk og enkle trykkforsøk, i omrørt tilstand ved konusforsøk. Sensitiviteten er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand bestemt ved konusforsøk.

Til støtte for setningsberegning er utført kompressibilitetsforsøk i ødometer med 5 prøver.

De representative prøver er ved åpning klassifisert og beskrevet.

Resultatet av laboratorieundersøkelsene er vist i borprofilene i bilag 7 - 17 og i konsolideringskurver fra ødometerforsøkene i bilag 18 - 19.

Laboratorieundersøkelsene er nærmere beskrevet i tillegg 2 bakerst i rapporten.

4. GRUNNFORHOLD.

Det prosjekterte bygg ligger på et platå svakt hellende nordvest-over på ca. kote + 20 - + 23. Øst for bygget går terrenget steilt opp mot Schives gt. på ca. kote + 31, mens en i det nordvestre hjørne har en steil-skråning ned til ca. kote +10.

Grunnforholdene er noe uregelmessige, men består i store trekk av et øvre lag friksjonsmasser og delvis fyllmasser ned til ca. 2-5 m under terreng. I hull 3 har imidlertid dette laget en tykkelse på ca. 9 m. I hull 6 er påvist et øvre 1,5m tykt torvlag. Under disse øvre uregelmessige lag er langs profil K påvist et sandlag ned til 6,5 m under terreng. Sonderinger fra O.185 viser at en også har faste masser muligens sand ned til 6-8 m under terreng i sør og vestenden av tomten.

Under disse lag er påvist silt ned til 8 - 12 m under terreng. Silten er tildels noe leirig og avbrytes av tynne kvikkleirelag. Den leirige silten er sensitiv og i partier også kvikk.

I borhull 5 har siltlaget en tykkelse på bare 0,5 m og underkant av laget ligger 2,3 m under terreng.

Under siltlaget består grunnen av leire. Leira er stort sett middels fast til fast med skjærfasthet $3-6 \text{ t/m}^2$. Leira er i store partier meget sensitiv og tildels kvikk.

Ødometerforsøkene viser at silten er relativt lite kompressibel mens den underliggende leire er middels kompressibel.

Fjell er ikke påtruffet ved noen av boringene.

Grunnvannstanden er angitt på noen av borprofilene.

For nøyere opplysninger om grunnforholdene henvises til borprofilene i bilag 7 - 17 og konsolideringskurvene i bilag 18 - 19.

5. STABILITETSBEREKNINGER.

Beregningene utføres ved moment- eller likevektsbetraktning med tenkte sirkulærsylindriske eller vilkårlige glideflater. Prinsipielt kan beregninger utføres på to forskjellige måter, idet en ved langtidsstabilitet. (C- ϕ -analyse) innsetter skjærfasthet som funksjon av effektive spenninger og materialets skjærfasthetsparametre i drenert tilstand, målt ved triaksialforsøk eller skjønnet, mens en ved korttidsstabilitet (S_u -analyse), når det dreier seg om hurtige spenningsendringer ved graving eller fylling for den tungt drenerbare leire benytter den udrenerte skjærfasthet.

Stabiliteten uttrykkes ved en sikkerhetsfaktor F som er forholdet mellom den målte skjærfasthet langs en valgt glideflate og den nødvendige skjærfasthet for likevekt langs samme glideflate.

Stabiliteten av skråningen fra Schives gate ned mot bygget er undersøkt i profilene L, K og I vist i bilag 2 -4. I bilagene er vist de valgte glideflater og resultatet av beregningene. Profilene L og K er terrengmessig meget like og beregningene i profil K anses derfor representative også for profil L.

Beregninger i profil K utført som S_u -analyse viser en laveste beregnet sikkerhet i nåværende tilstand 1,38. For alternativet uten kjeller med gulv 1. etg. på kote +21,3 er sikkerheten den samme mens den ved utgravning for kjeller reduseres til 1,09.

I profil I er stabiliteten noe bedre i det sikkerheten etter utgravning for kjeller er beregnet til 1,49 ved S_u -analyse, mens en C - ϕ analyse gir ϕ nødvendig lik 23° .

Stabiliteten av skråningen ned fra bygningen i nord er vurdert i profil L, M og O vist i bilag 4 - 6 sammen med resultatet av beregningene.

I profil L er den beregningsmessige sikkerhet i nåværende tilstand 1,04 mens den ved den prosjekterte oppfylling er 0,93. Ved en oppfylling i foten av skråningen som vist i bilaget bedres sikkerheten til 1,1 i den endelige tilstand.

I profil O er sikkerheten beregnet til 1,0 i den nåværende tilstand mens den ved den prosjekterte utfylling vil reduseres til 0,82. Også stabiliteten ved C- ϕ analyse er her lav.

I profil M reduseres den beregningsmessige sikkerhet fra 1,05 i nåværende tilstand til 0,95 med prosjektert utfylling. C-stabiliteten er her imidlertid tilfredstillende.

6. VURDERING AV FREMLAGT PROSJEKT.

Områdestabiliteten anses tilstrekkelig behandlet i vår rapport O.185, som konkluderer med at det ikke bør tilføres masser til området. Det er ikke ved denne nye undersøkelse funnet momenter som skulle tilsi noen endring i dette standpunkt.

Stabiliteten av skråningen fra Schives gate ned mot bygget må sies å være tilfredsstillende i nåværende tilstand.

Alternativet uten kjeller med gulv på kote +21,3 vil medføre meget små endringer i stabilitetsforholdene og skulle derfor heller ikke være betenkelig stabilitetsmessig.

En utgravning for kjeller til kote +18,3 vil imidlertid, som det fremgår av stabilitetsberegningene, svekke stabiliteten betraktelig, og en må derfor fraråde en såvidt dyp utgravning inn mot skråningen.

Stabilitetene av skråningen mot nord er, som det fremgår av beregningene, relativt dårlig i den nåværende tilstand. En må derfor fraråde den prosjekterte oppfylling til kote +21,2 nord og vest for bygget og under bygget. Ved eventuell planering her må en legge seg på et nivå som ikke fører til tilleggsbelastning av planet innenfor skråningstopp og forverring av stabiliteten, f.eks. kote +18.

Ut fra disse betraktninger om grave- og fyllingsforhold vil en foreslå at den påtenkte kjeller trekkes ut fra skråningen mot Schives gate og legges i hele byggets lengde på partiet mot Vollabakken. En vil dermed få en avlastning under bygget ut mot skråningen inord, og plataet utenfor kan planeres i samme plan som kjelleren.

Under utarbeidelsen av denne rapport er en gjort kjent med at det også foreligger nye planer om å sløyfe kjeller og senke bygget til laveste gulv på ca. kote +20, samtidig som oppfyllingen omkring bygget reduseres til dette nivå.

En slik løsning vil under utgravningen bety en mindre midlertidig forverring av stabiliteten av skråningen ned fra Schives gt. i forhold til den nåværende tilstand, men da den ikke vil bli forverret i den endelige tilstand på grunn av byggets vekt, finner en likevel å kunne akseptere dette.

Stabiliteten ned mot Bakklandet vil imidlertid også for dette alternativ forverres i forhold til nåværende tilstand, og en oppfylling til kote +20 i nord må frarådes.

Etter at ovenstående er gjort kjent for arkitektene via bygnings-teknisk konsulent er det foreslått å sløyfe oppfylling nord for bygget samt forkorte bygget med 20 m mot nord. En er ikke forelagt tegninger for dette alternativ, men såvidt en kan se vil dette alternativ ikke forandre stabiliteten fra nåværende tilstand og må derfor sies å være akseptabelt.

7. FUNDAMENTERING.

Da byggets høydebeliggenhet ikke er endelig fastlagt og en heller ikke kjenner størrelse eller plassering av de laster som skal føres ned i grunnen, vil en på det nåværende stadium bare grovt kunne angi retningslinjer for fundamenteringen. Generelt kan imidlertid sies at bygget bæreevnemessig kan fundamenteres på såler, og at setningene ved moderate laster skulle bli tolererbare.

Hvor fundamentene kommer i eller like over leira eller den leirige silt bør en ut fra bæreevnemessige hensyn ikke benytte høyere netto såletrykk enn $9 - 12 \text{ t/m}^2$. Dette vil gjelde områder i byggets østlige del hvor det graves ut for bygget, unntatt en stripe langs profil K og muligens nord for profil K.

Hvor fundamentene kommer på sandlag med tykkelse minst 1,5 ganger fundamentbredden under fundamentet skulle det ikke være bæreevnemessig betenkelig å benytte netto såletrykk opp til $20 - 25 \text{ t/m}^2$ avhengig av fundamentenes form, størrelse og høydeplacering. Dette antar en vil være aktuelt langs profil K og i byggets vestlige del syd for profil K.

Da området øyensynlig tidligere er planert ut, blant annet har vært brutt av et bekkedrag hvis beliggenhet ikke er nøyaktig kjent, må eventuell natjord, myr eller andre sterkt kompressible urene fyllmasser som påtreffes under fundamentnivå, skiftes ut med godt komprimert grus eller sand.

Det gjelder også for gulv direkte på terreng, dersom en vil unngå ujevne setninger.

Setningene av bygget vil være avhengig av fundamenteringsdybde, størrelse og form av fundamentene, såletrykk og grunnforholdene under de enkelte fundament. En har derfor på det nåværende stadium ikke foretatt setningsberegninger. Imidlertid er det her tale om et lettere og sannsynligvis lite setningsømfintlig bygg slik at setningsmessige hensyn ikke skulle være av avgjørende betydning for valg av sålefundamentering eller føre til spesielle meromkestninger.

Når det foreligger nøyere fundamenteringsplan for bygget med belastninger, plassering og dybder vil en kunne angi hvilket såletrykk som bør anvendes på de forskjellige partier, og foreta en nøyere setningsvurdering.

8. SAMMENDRAG OG KONKLUSJON.

Grunnen på området består under et øvre ca. 3-10m tykt lag humusholdige masser og silt av sensitiv og tildels kvikk siltig leire og leirig silt til store dybder.

Områdestabiliteten er vurdert i vår rapport O.185, hvor det frarådes å tilføre området masser av betydning.

Stabiliteten lokalt av skråningen fra Schives gt. ned mot bygget er tilfredsstillende i nåværende tilstand. En dypere utgravning i foten av skråningen som for den planlagte kjeller med gulv på kote 18,3, må imidlertid frarås.

På samme måte må en av stabilitetshensyn frarå oppfylling mot skråningen i nord.

En finner derfor å foreslå at kjellerpartiet til kote 18,3 trekkes bort fra skråningen opp til Schives gate og legges i hele lengden av bygget langs Vollabakken, samtidig som området nordenfor planeres til dette kjellerplan.

Den antydete nye plan med sløyfing av kjeller og nedre gulvsplan på kote 20, skulle imidlertid også kunne gjennomføres, selv om gravestabiliteten inn mot Schives gate reduseres noe, muligens med seksjonsvis utgravning. Utfylling og merbelastning ut mot skråningen ned fra platået i nord må allikevel sløyfes, og dette skulle som antydte foreslått av arkitektene med 20 meters innkorting av bygget i nord kunne utføres.

Det relativt lette bygg i to etasjer, skulle bæreevnemessig kunne fundamenteres på såler, og setningene skulle heller ikke bli av en slik størrelse at de skulle utelukke sålefundamentering.

Da grunnforholdene varierer noe over området, og det såletrykk som en vil tilrå foruten plassering også er avhengig av dybde, form og belastningenes størrelse, vil en vurdere dette senere når planer og fundamentering er nøyere fastlagt.

Generelt vil en nevne at det i det øvre lag på området er utfylte eller utplanerte masser som er vanskelig å kartlegge, og at en derfor må være forberedt på at det på partier kan bli aktuelt å utskifte noe humusholdige eller urene kompressible masser under fundament- eller gulvnivå. Dette kan avgjøres under utgravning eller evt. kartlegges ved supplerende lokale boringer.

En står fortsatt til tjeneste med råd under den videre planlegging og en nøyere vurdering av den endelige fundamentering.

OTTAR KUMMENEJE.

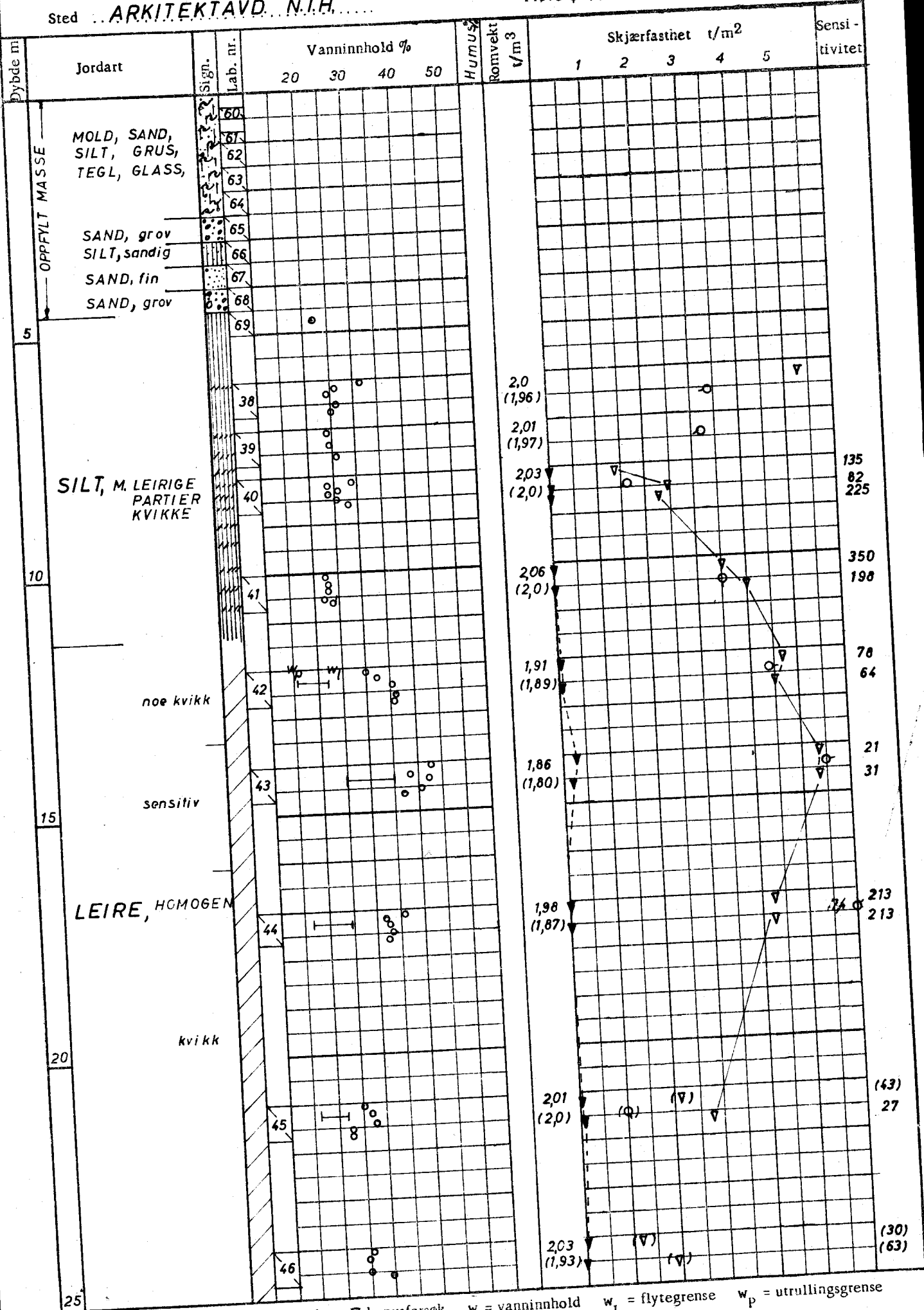
Odd A. Rye
O. A. Rye.

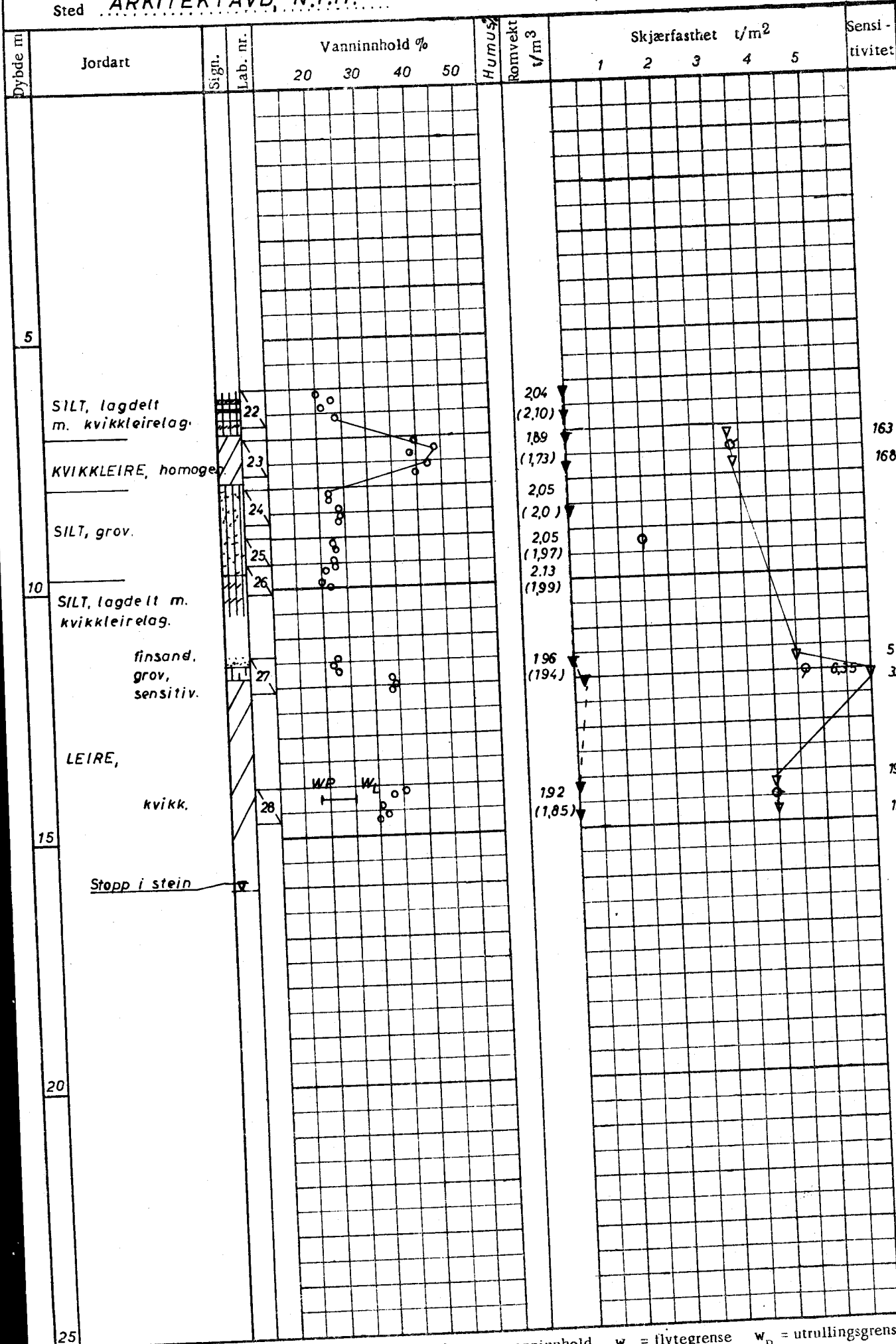
RÅDGIV. ING. O. KUMMENEJE

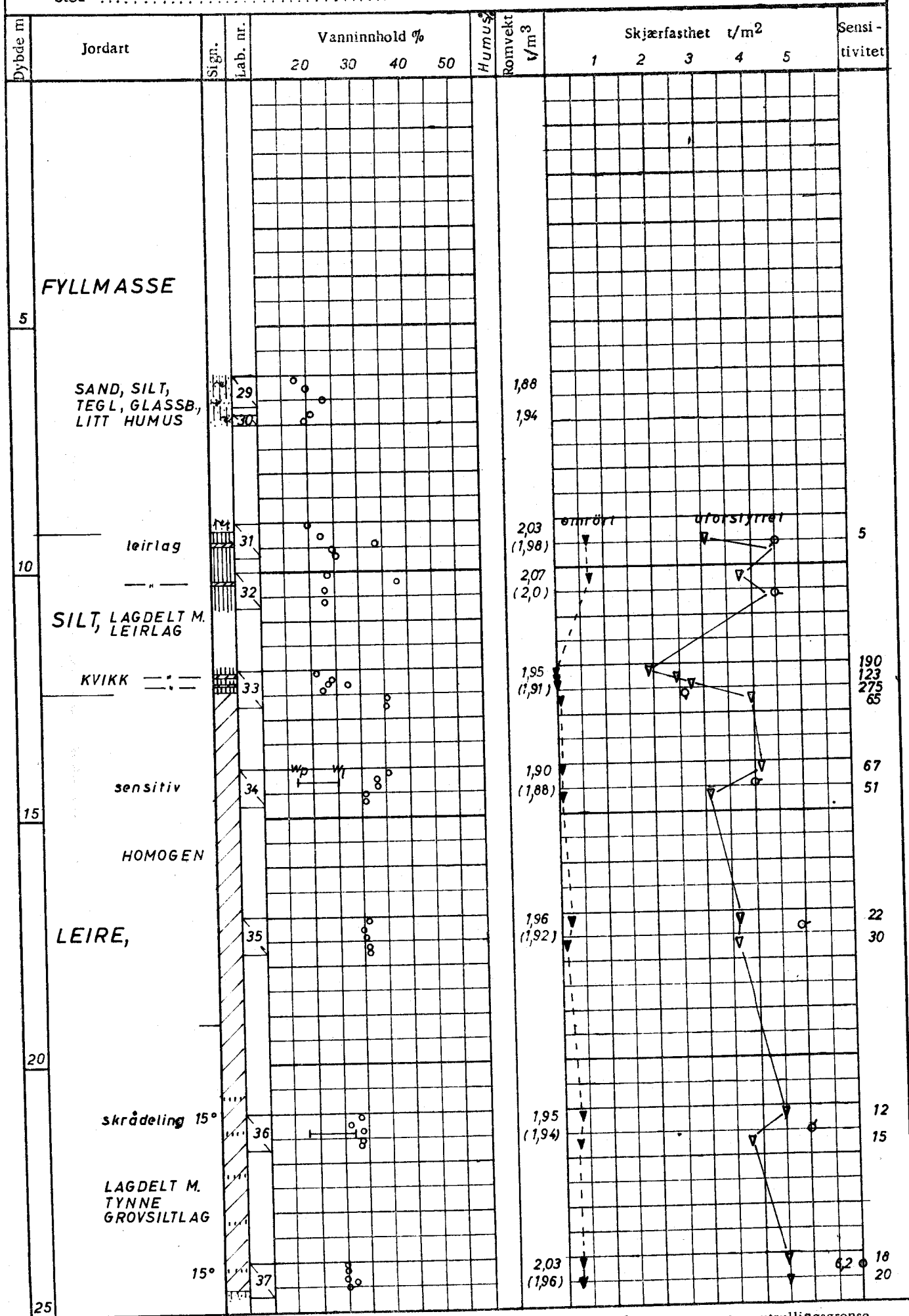
BORPROFIL

Sted **ARKITEKTAVD. N.T.H.**

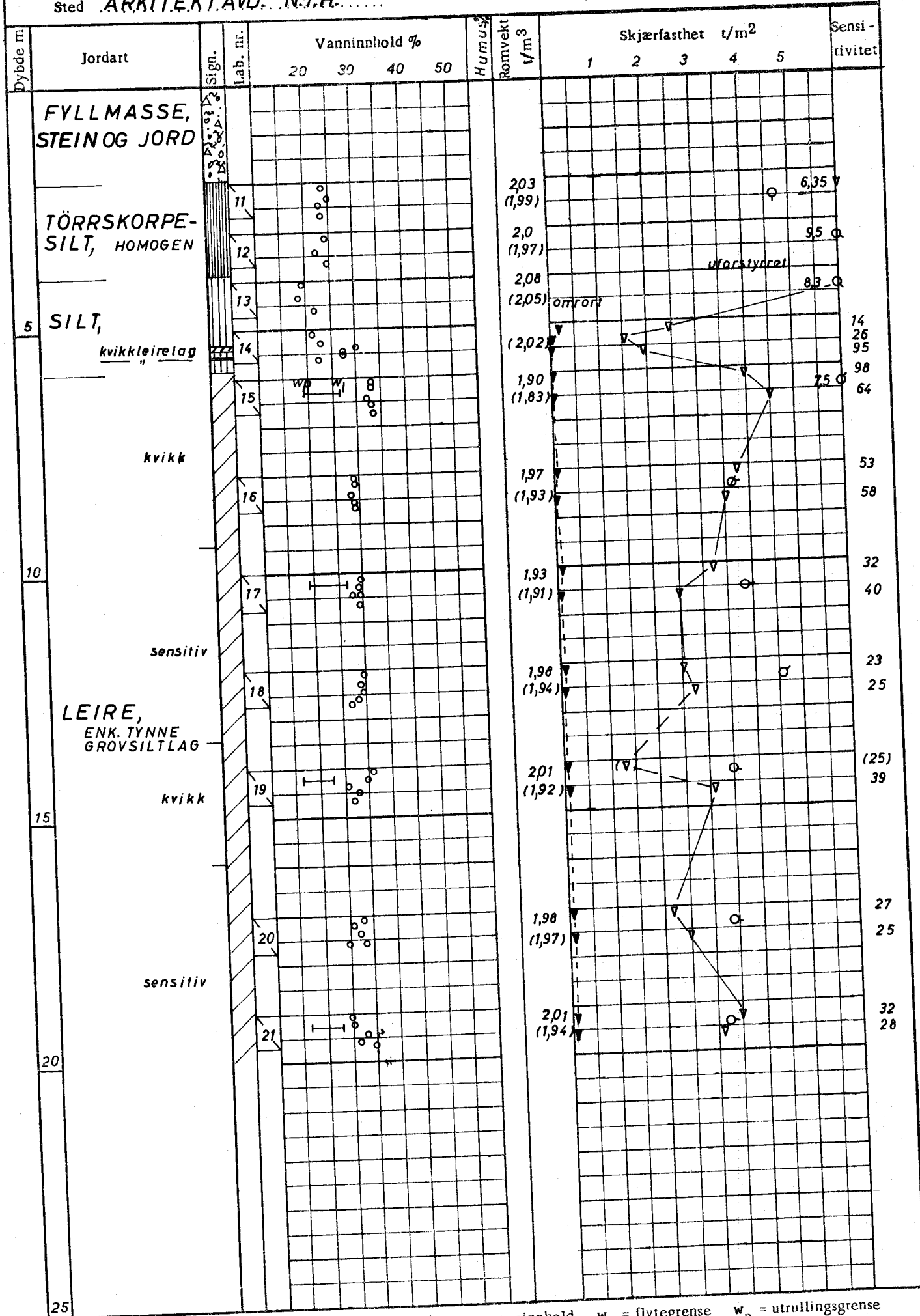
Hull **1** Bilag **7**
 Nivå **17,7** Oppdrag **0.629**
 Prøve Ø **54 mm** Dato **FEB. 70**

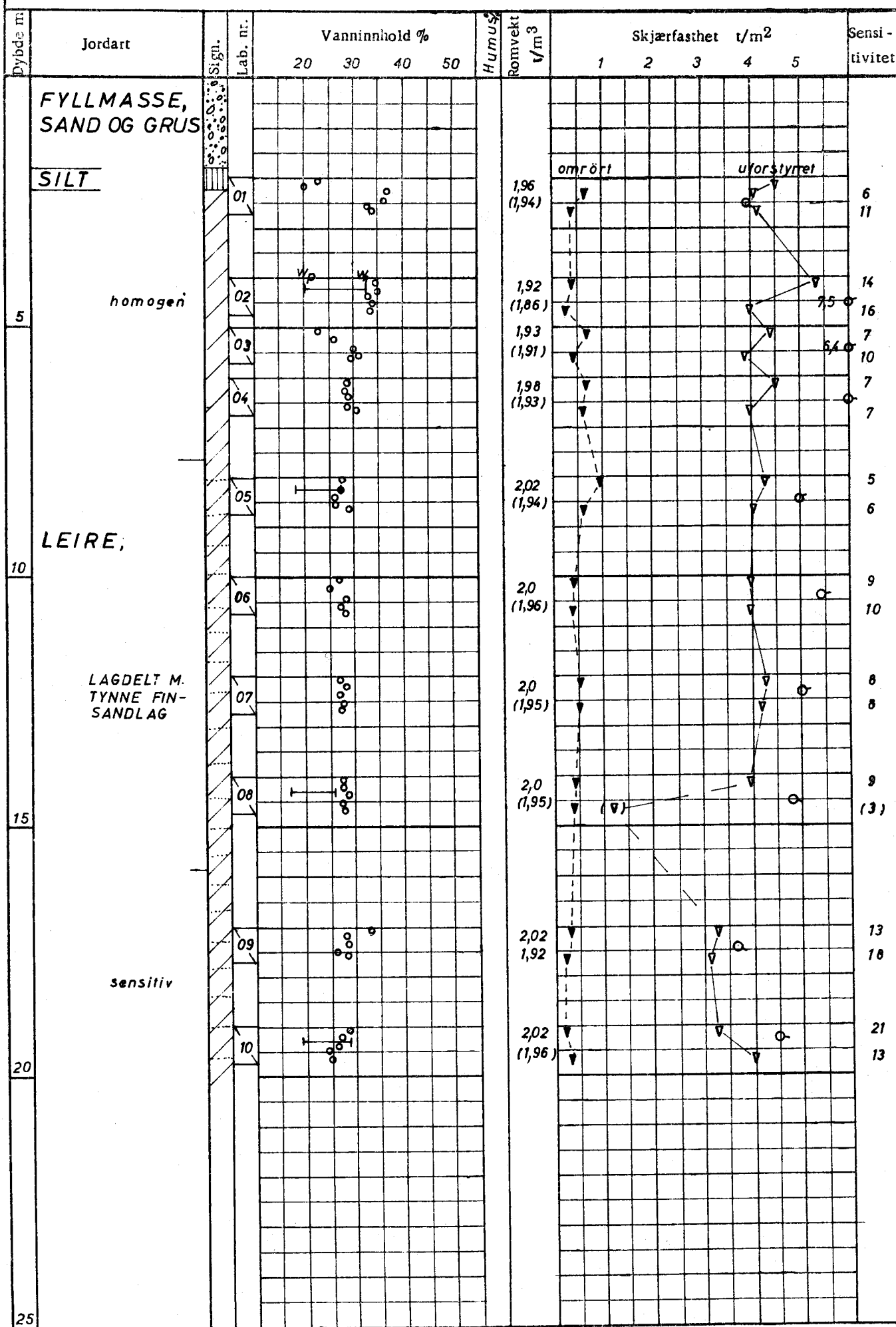


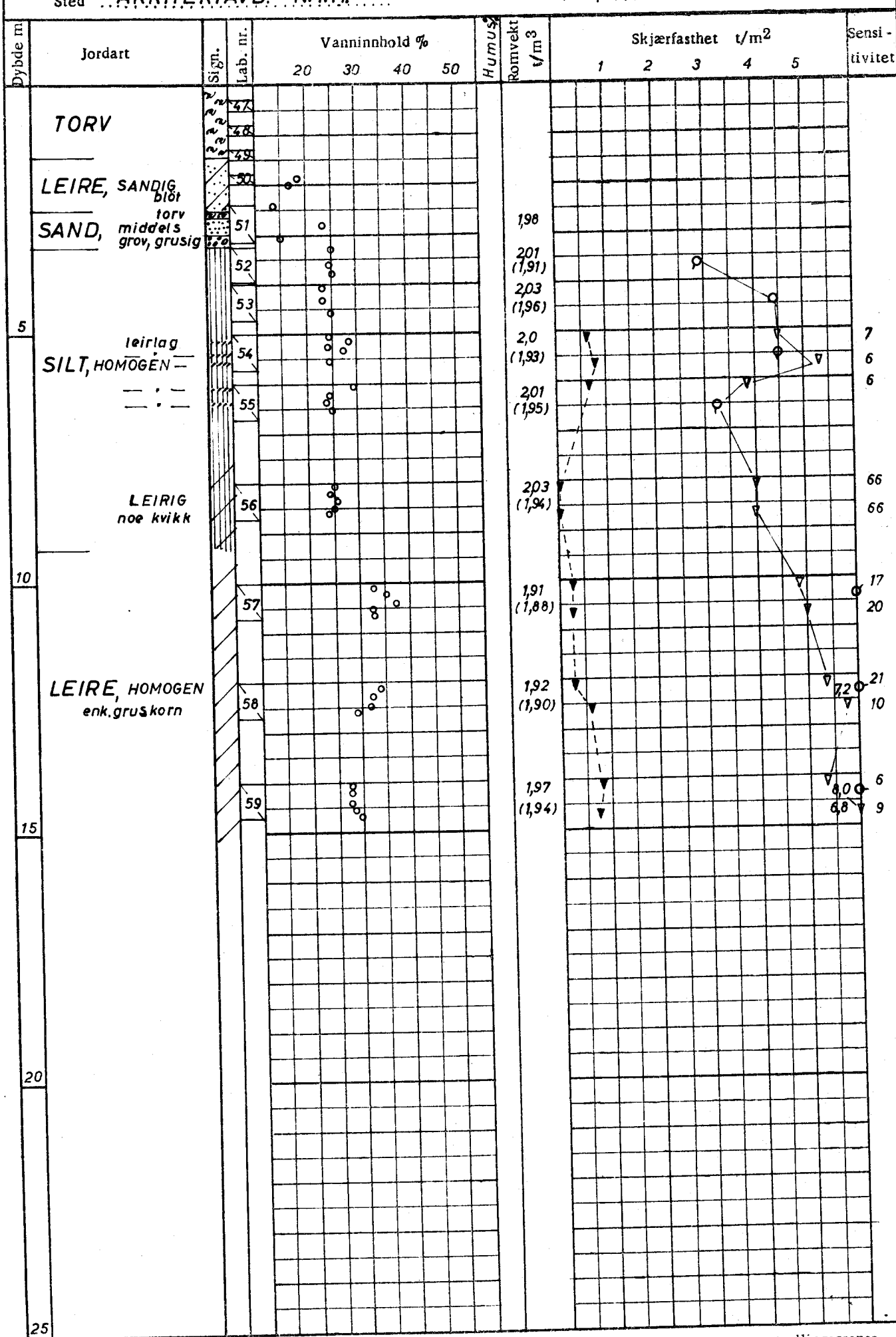




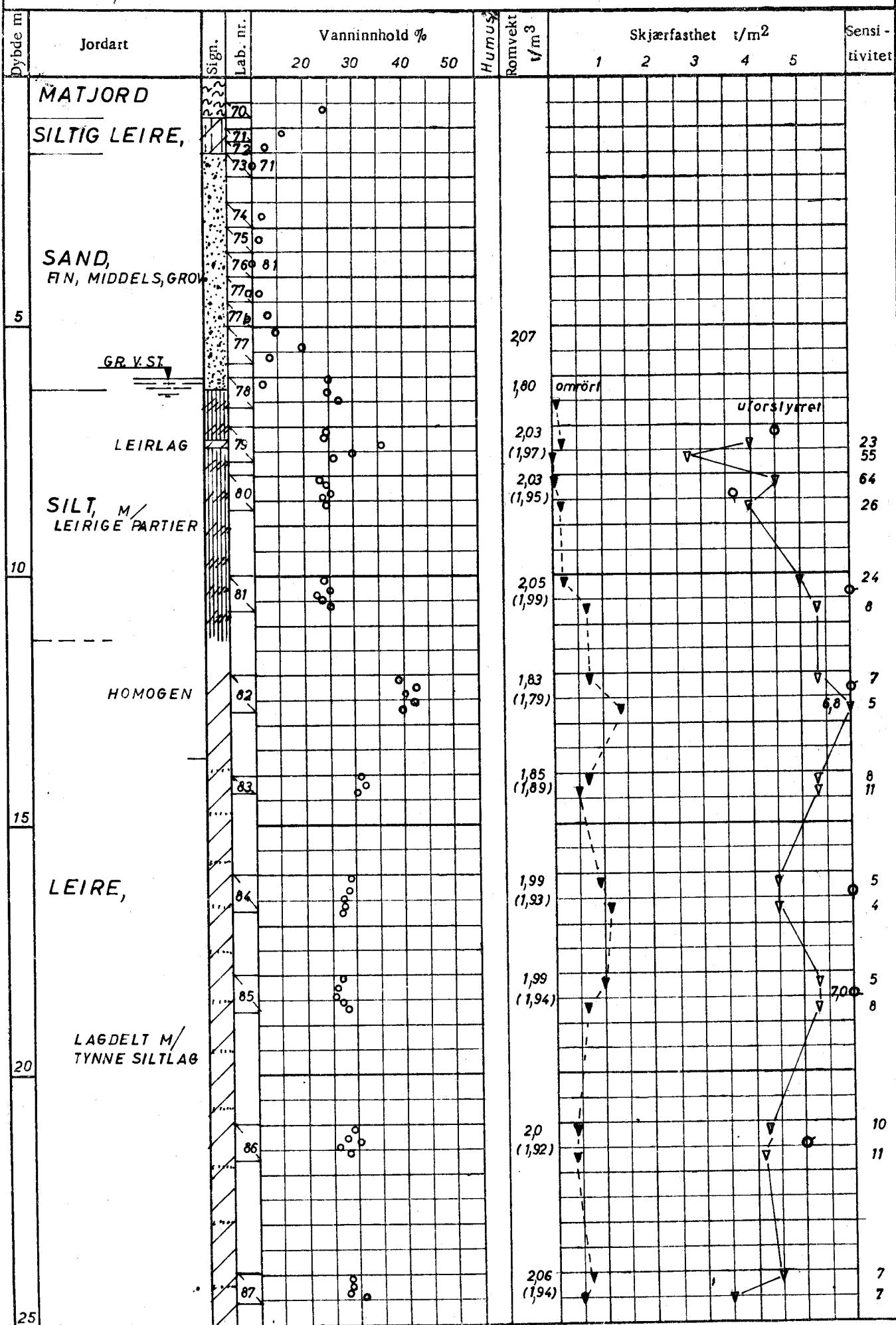
+ vinge boring \odot enkelt trykkforsøk ∇ konusforsøk w = vanninnhold w_L = flytegrense w_p = utrullingsgrense







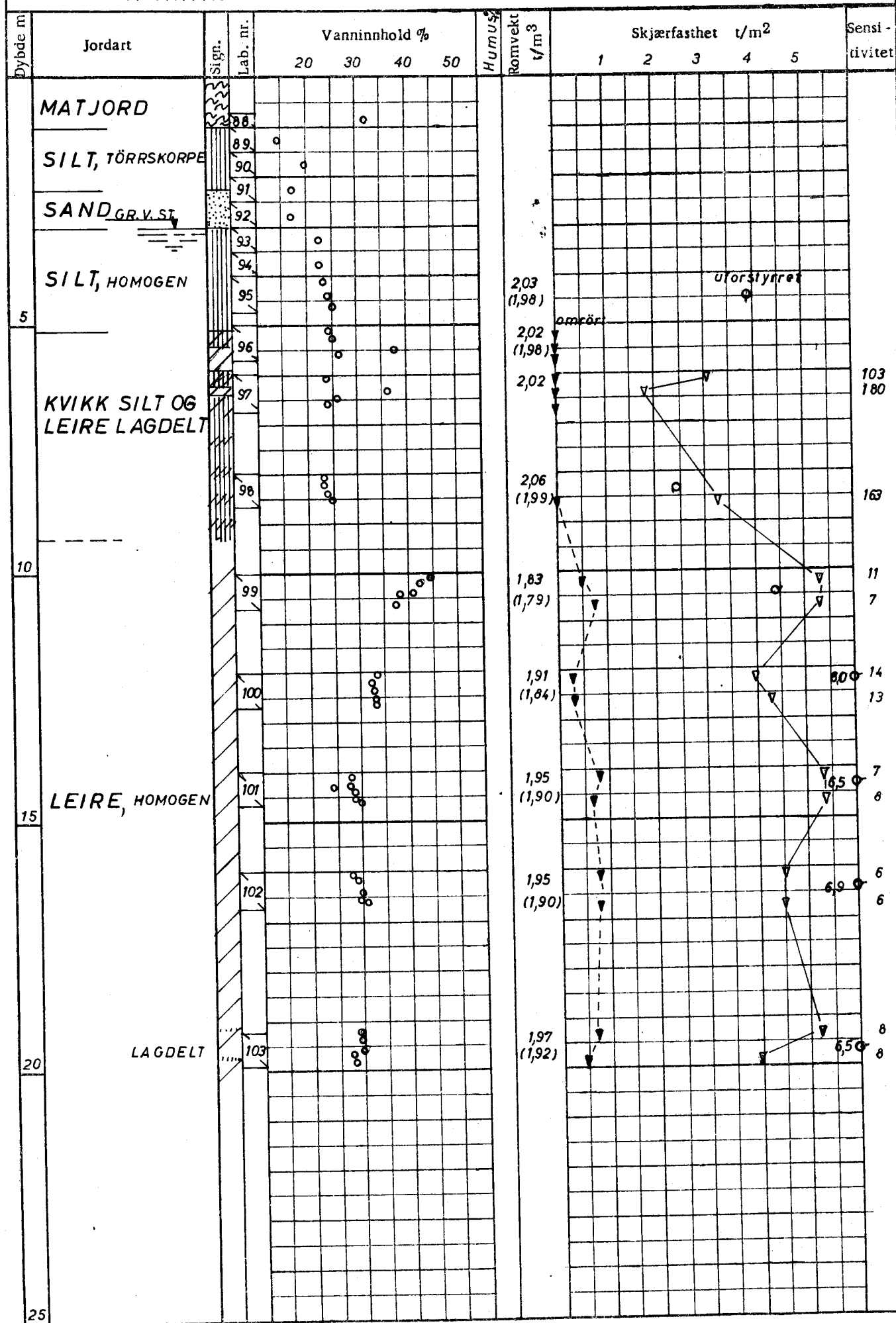
+ vingebooring \odot enkelt trykkforsøk ∇ konusforsøk w = vanninnhold w_L = flytegrense w_P = utrullingsgrense



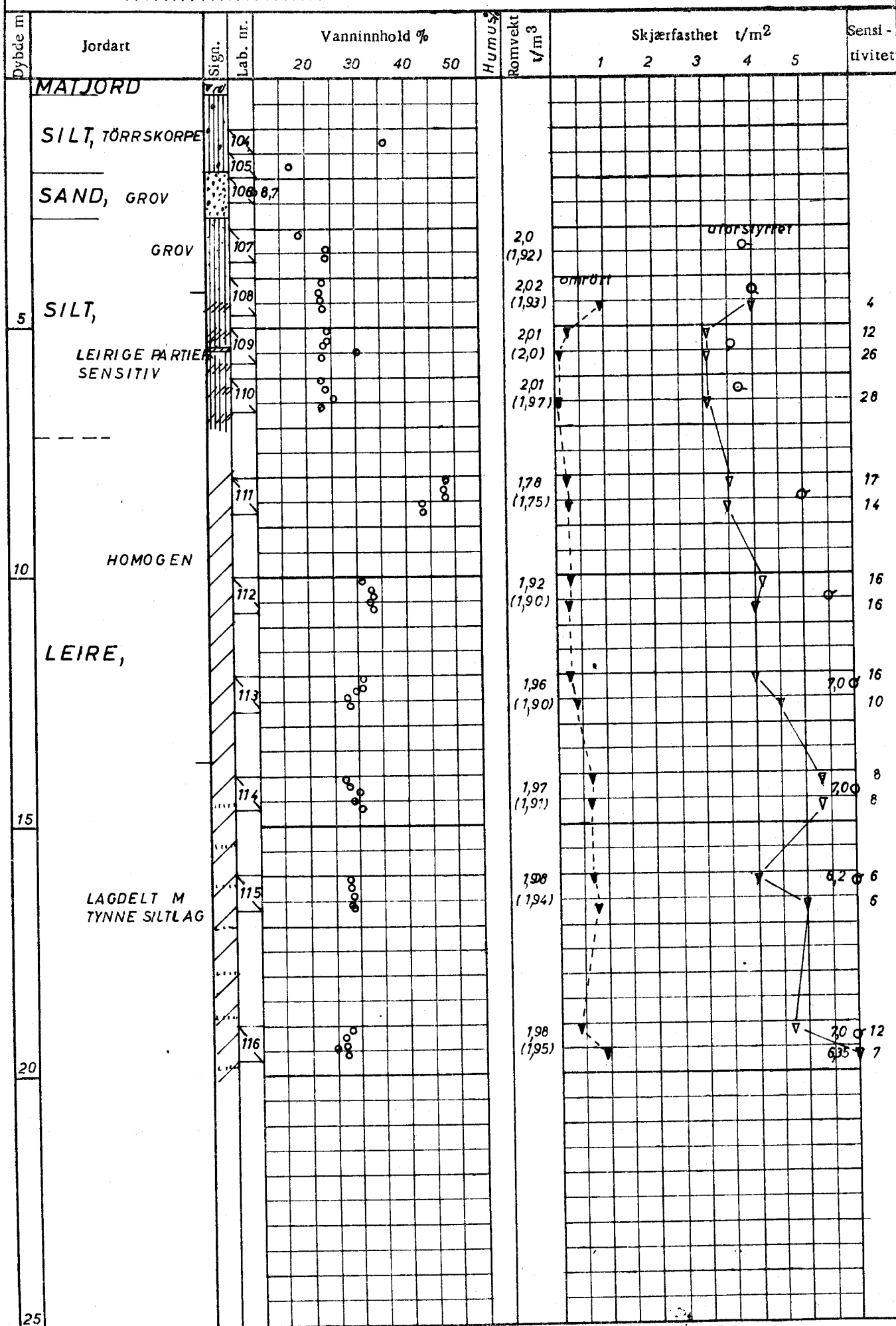
+ vingebooring ⊙ enkelt trykkforsøk ▽ konusforsøk w = vanninnhold w_L = flytegrense w_P = utrullingsgrense

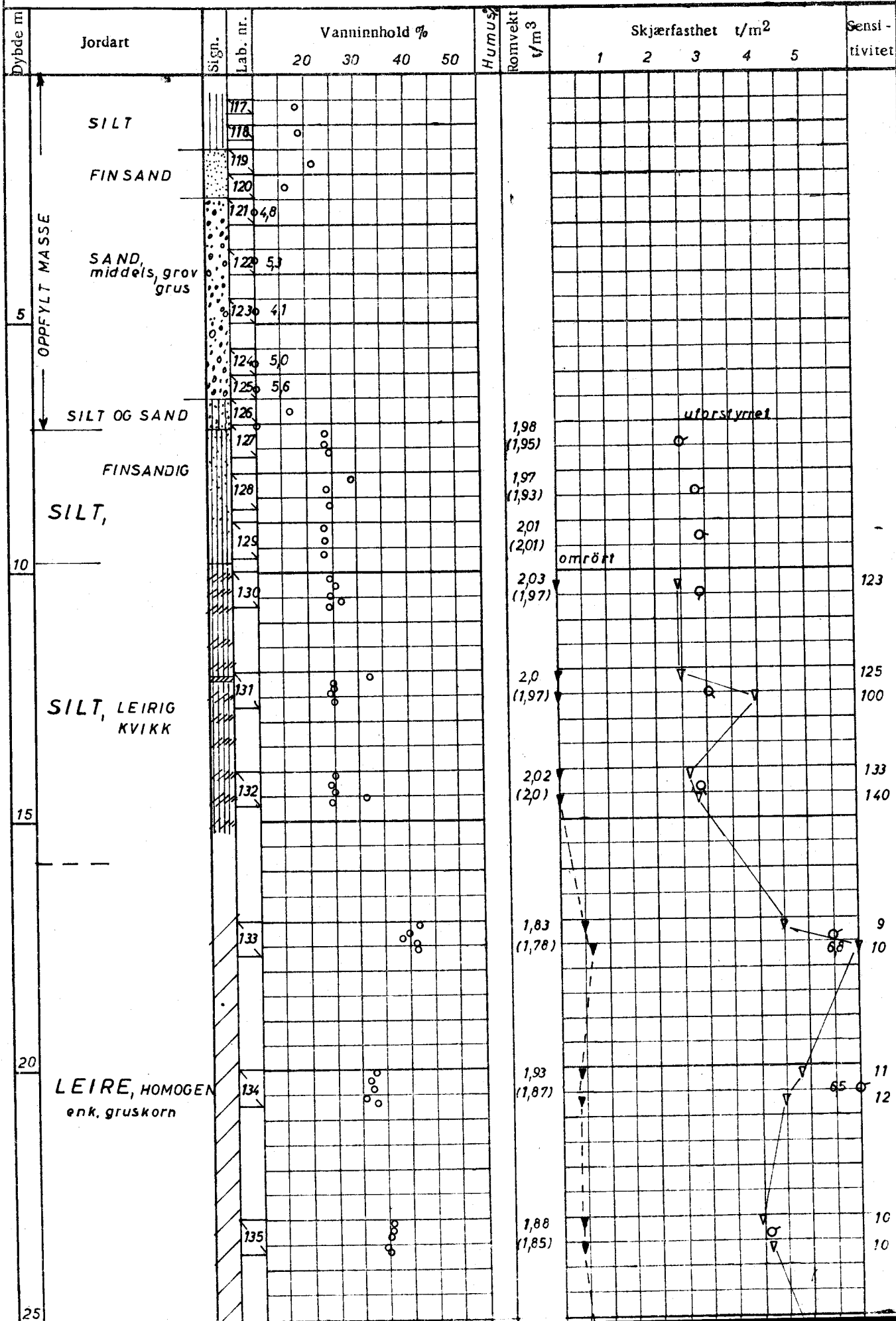
RÅDGIV. ING. O. KUMMENEJE

BORPROFIL

Sted **ARKITEKTAVD. N.T.H.**Hull **8** Bilag **14**Nivå **23,5** Oppdrag **0.629**Prøve ϕ **54 mm** Dato **MARS 70**

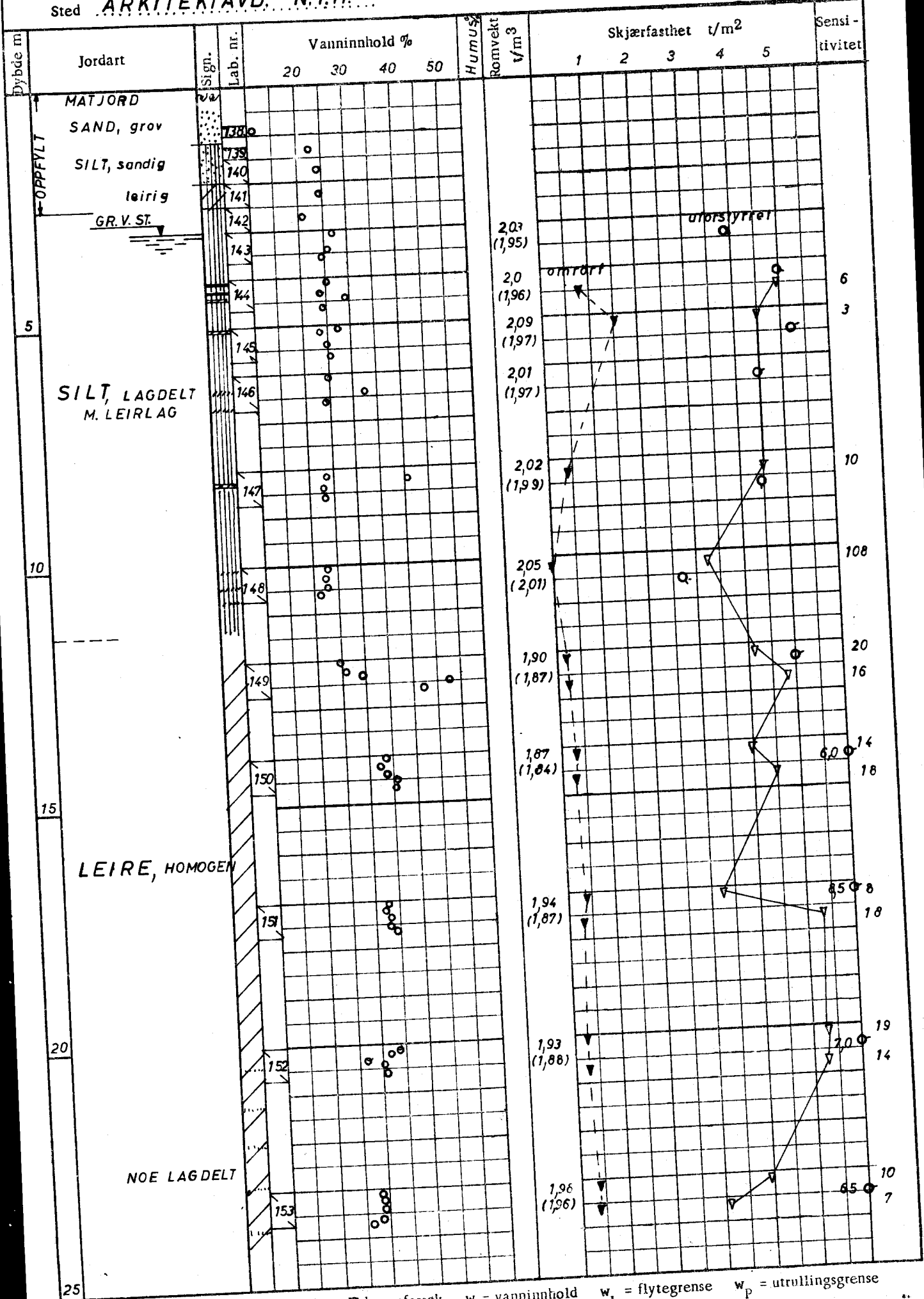
+ vingeboing \odot enkelt trykkforsøk ∇ konusforsøk w = vanninnhold w_L = flytegrense w_p = utrullingsgrense





RÅDGIV. ING. O. KUMMENEJE

BORPROFIL

Sted **ARKITEKTAVD. N.T.H.**
 Hull **11** Bilag **17**
 Nivå **+ 28,1** Oppdrag **Q.629**
 Prøve ϕ **54 mm** Dato **MARS. 70**


Rådgiv. ing. Ottar Kummeneje

Sted *ARKITEKT AVD. NTH*

Bilag 18

ØDOMETERFORSØK

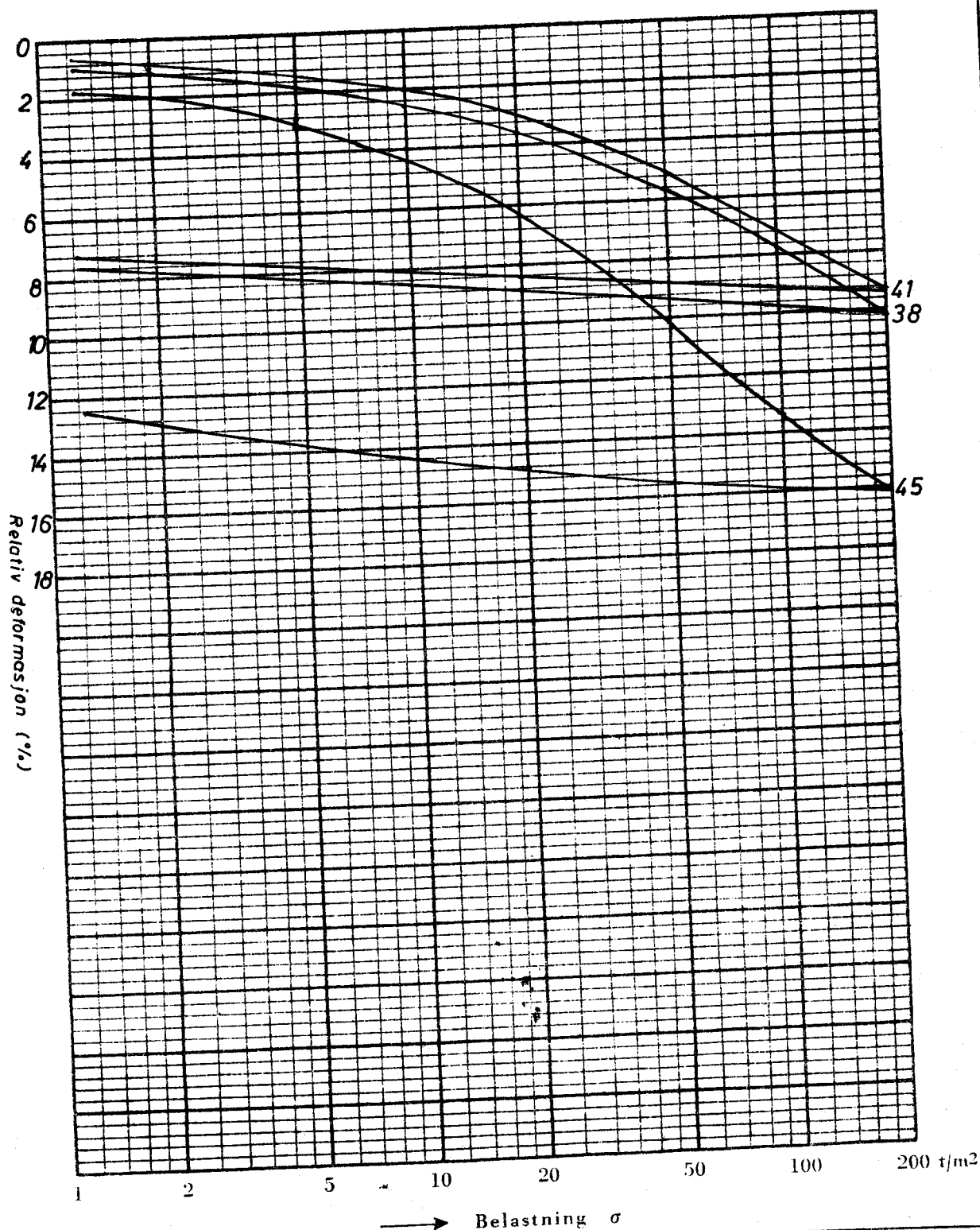
Boring 1

Oppdrag 629

Grunnvannstand

Sign. OAR KS

Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde m	Effektivt overlag- ringstrykk t/m ²	For- belast- ning t/m ²	C _c Sammen- tryknings- tall	% Primær- setning	c _v Konsolide- ringskoeff m ² /sek. × 10 ⁷	E Elastisitets- modul t/m ²
38		6.5						
41		10.4						
45		21.4						



Anmerkninger 38 og 41 SILT
45 LEIRE

Rådgiv. ing. Ottar Kummeneje

Sted *ARKITEKTAVD. NTH*

Bilag 19

ØDOMETERFORSØK

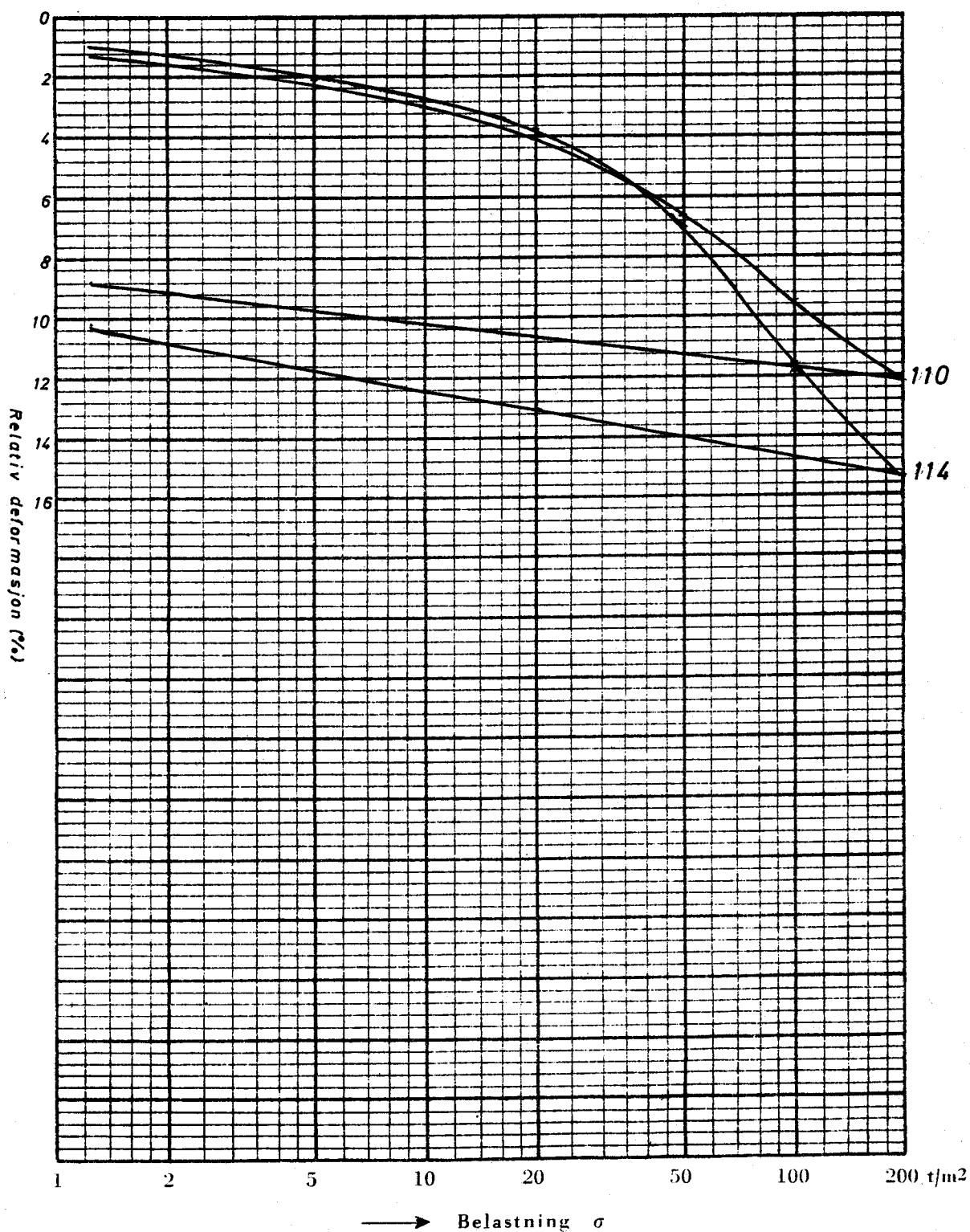
Boring 9

Oppdrag 629

Grunnvannstand

Sign. *OAR KS*

Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde m	Effektivt overlag- ringstrykk t/m ²	For- belast- ning t/m ²	C _c Sammen- tryknings- tall	% Primaer- setning	c _v Konsolide- ringskoeff m ² /sek. × 10 ⁷	E Elastisitets- modul t/m ²
110		6.5						
114		14.4						



Anmerkninger

T i l l e g g 1. BORINGERS UTFØRELSE.

A. SONDERINGSBORING FOR GRUNNENS RELATIVE FASTHET, EVT. FJELLDYBDE.

Dreiesondering utføres med normaldreiebor som nederst består av en 20 cm. lang pyramideformet spiss med sidekant 3 cm., som er vridd en omdreining. Spissen forlenges oppover med 20 mm. skjøtestenger i en meters lengder. Boret belastes trinnvis opp til 100 kg.'s last. Synker ikke boret med denne vekt, dreies det, manuelt eller med motor, og antall halve omdreininger pr. 20 cm. synkning blir notert. Ved opptegningen er antall halve omdreininger pr. meter synkning vist grafisk i dybden i borhullet, og belastningen angitt til venstre i diagrammet.

Ramsondering utføres med 32 mm. massive stålstenger som skrues sammen med glatte skjøter og rammes ned i grunnen ved hjelp av et fallodd med vekt 70 kg. og konstant fallhøyde. Motstanden mot nedramming registreres ved antall slag pr. 20 cm. synkning og uttrykkes ved anvendt rammeenergi $Q_0 = WH/s$, der W = vekt av fallodd, H = fallhøyde og s = synkning pr. slag.

Maskinsondering utføres med lette bensindrevne fjellboremaskiner, hvor 20 mm. borstenger, skjøtbare i 1 meters lengder og forsynt med en spesiell spiss, rammes ned i grunnen. Den observerte nedsynkningshastighet som funksjon av dybden gir et relativt bilde av grunnens fasthet, men metoden benyttes oftest bare til bestemmelse av fjelldybde.

B. OPPTAKING AV PRØVER FOR LABORATORIEUNDERSØKELSE.

Uforstyrrede prøver tas opp med NGU's 54 mm prøvetaker. Prøvene blir her skåret ut med tynnveggede stålsylindere med innvendig diameter 54 mm. og lengde 80, eller 40 cm. Prøvene forsegles i begge ender for å hindre uttørking før de sendes til laboratoriet.

Representative prøver tas ved skovlboring i de øvre lag, av oppspylt materiale ved nedspyling av foringsrør, ved sandpumpe i nedspylte eller nedrammede foringsrør, og v.h.j.a. forskjellige typer ram-prøvetakere. Slike prøver tas hvor grunnen ikke egner seg for sylindrerprøvetaker og hvor slike prøver er tilfredsstillende.

C. MÅLINGER.

Vingeoring bestemmer udrenert skjærfasthet in situ ved at en vingekors, som er presset ned i grunnen, dreies rundt med bestemt jevn hastighet til brudd. Maksimalt dreiemoment gir grunnlag for å beregne leiras udrenerte skjærfasthet. Skjærfastheten bestemmes først i uforstyrret og etter brudd i omrørt tilstand for hver halve og hele meter i dybden.

Porevanntrykket i grunnen måles med et piezometer som nederst består av et sylindrisk filter av sintret bronse i lengde 30 cm. og med ytre diameter 32 mm. Filteret påsettes Ø 32 mm. emnesrør etter hvert som det presses ned i grunnen til ønsket måledybde. Fra filterets gjennomhullede kjerne fører en 8 mm. plastslange innvendig i rørene opp til overflaten. Vannstanden i slangen observeres med tiden til den innstiller seg på en bestemt høyde, og vannstandshøyden over filteret gir porevanntrykket i filterdybden. Ved vannstand betydelig over terreng, påsettes plastslangen manometer for trykkmåling. Porevanntrykket måles i flere dybder og opptegnes som funksjon av dybden.

Grunnvannstanden observeres direkte ved vannstand i borhullet.

Korrosjonssondering utføres med en sonde av stål med isolert magnesiumspiss (NGI's type). En måler i forskjellige dybde strømstyrke og motstand i elementet, og kan da beregne en relativ depolarisasjonsgrad samt grunnens spesifikke motstand, hvorav korrosjonsfare for jern og stål kan vurderes.

T i l l e g g 2. LABORATORIEUNDERSØKELSER.

Når prøven skyves ut av cylinderen, beskrives og klassifiseres jordarten. For hver prøve utføres videre følgende bestemmelser:

Romvekt (t/m^3) for hel cylinder og utskåret del.

Vanninnhold (%) i vektspersent av materiale tørket ved $110^{\circ}C$, med 3 - 5 bestemmelser fordelt over prøven.

Plastisk område (for leirig materiale) i omrørt tilstand angis i % vanninnhold. Den øvre grense, flytegrensen, W_L , bestemmes ved Casagrandes flytegrenseapparat. Den nedre grense for det plastiske område er utrullingsgrensen, W_p , og området $W_L - W_p$ benevnes plastisitetsindeks.

Disse konsistensgrenser er til hjelp ved vurdering av materialet og dets egenskaper. Er det naturlige vanninnhold over flytegrensen, blir materialet flytende ved omrøring. Det plastiske område og flytegrensen øker også i alminnelighet med innhold av finere korn, leirpartikler.

Udrenert skjærfasthet, s_u , (t/m^2) bestemmes ved hurtige enaksiale trykkforsøk på prøver med tverrsnitt $3,6 \times 3,6$ cm. og høyde 10 cm. Skjærfastheten regnes lik halve trykkfastheten. Skjærfastheten bestemmes også i uforstyrret og omrørt tilstand ved konusforsøk. Dette er en empirisk metode, idet nedsynkningen av en konus med bestemt vekt og form måles, og skjærfastheten på dette grunnlag tas ut av en tabell. Penetrometer, som også er en indirekte metode basert på inn-synkning, brukes særlig på fast leire.

Sensitiviteten, $S = s_u/s'_u$, er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand, bestemt på grunnlag av konusforsøk i laboratoriet.

Konsolideringsforsøk utføres for å bestemme jordartens kompressibilitet. En prøve med tverrsnitt 20 cm^2 og høyde 2 cm. belastes trinnvis i et belastningsapparat med observasjon av sammentrykningen som funksjon av tiden. Prøvenes relative deformasjon opptegnes som funksjon av belastning i logaritmisk målestokk, konsolideringskurven.

Kornfordeling bestemmes for grovkornete materialer ved å sikte tørket materiale på sikt med maskeåpninger ned til $0,06 \text{ mm}$. Gjenliggende materiale på siktene veies, og gjennomgangen i vektspersent tegnes opp i et kornfordelingsdiagram mot siktenes maskeåpning. For finkornet materiale bestemmes kornfordeling ved hydrometeranalyse, idet en benytter seg av Stoke's lov om kulers synkehastighet i vann. Av en suspensjon av vann og kjent vekt av materiale måles volumvekt i bestemt dybde som funksjon av tid. Av dette kan en regne seg til kornfordelingen.

Jordarten benevnes i henhold til kornenes størrelse, med substantiv for den dominerende og adjektiv for medvirkende fraksjoner.

Fraksjoner	Leire	Silt	Sand	Grus	Stein
Kornstørrelse mm.	$< 0,002$	$0,002-0,06$	$0,06-2$	$2-20$	> 20

Humusinnhold bestemmes ved våtveis oksydasjon med kromsvovelsyre, idet frigjort CO_2 beregnes av gasstrykket. Kullstoffinnholdet settes til 50 % av humusinnholdet, som angis i vektspersent. Humusinnholdet kan også bestemmes relativt ut fra fargeomslag i en natronlut-oppløsning.

Saltinnholdet i porevannet finnes ved titrering og angis i g/l eller 0/00. Vannets klorinnhold bestemmes med kromsurt kali som indikator og med tilsetting av sølvnitratopløsning.

Spesielle undersøkelser, f.eks. triaksial- og permeabilitetsforsøk, samt undersøkelse av grunnvannets aggressivitet overfor betong, utføres ved behov.