

6918/Jst/KH

Blindern/Gaustad.
Sammenstilling av grunnundersøkelser.

Liste over aktuelle rapporter.

NSB	Norges Statsbaner, Geotekni
H	Bj. Haukelid
NGI	Norges geotekniske institutt
DGK	Oslo kommune, Den geoteknis
Kj.	Siv.ing. O. Kjølseth A/S
NTB	Norsk Teknisk Byggekontroll

Nr.	Rapport	Dato	Tit
-----	---------	------	-----

- | | | | |
|------|--------------|----------|---|
| 1 | NSB GK 665 | Sept. 48 | Grefsen - Bestumbanen. Blindernveien stasjon Sognsvannsbanen. |
| 2 | NTB 1810 | 10/9.49 | Tomt ved Gaustad for Sentralinstitutt for industriell forskning. |
| 3 | NTB 1832 | 28/10.49 | Areal ved Gaustadalléen. |
| 4 | NGI O-74 | 12/10.54 | Ledningsgrøft langs T. Segerstedts vei. |
| 5 | DGK R-59-55 | 2/5.56 | Grunnundersøkelser for ledningsgrøft langs T. Segerstedts vei. |
| 6 | NTB 3827 | 23/11.56 | Cederwall-Larsen & Patt. Sognsveien 70. Nybygg. |
| 7 | NTB 3883 | 30/11.56 | Norges Elektriske Materiellkontroll. |
| 8 | NGI O-459-1 | 27/6.57 | Grunnundersøkelser for oppfylling av Gaustadbekken. Området nedenfor forl. av N.H. Abels vei. |
| 9 | DGK | 29/7.57 | Grunnundersøkelser for ledningsgrøft langs T. Segerstedts vei. |
| 10 | NGI O-459-2 | 12/10.57 | Gaustadhaugen. |
| 11 | DGK R-101-57 | Nov. 57 | Oslo Yrkesskole. Grunnledninger, septik. |
| 12 | DGK R-311-59 | 27/6.59 | Grunnundersøkelse for reg.forlengelse av N.H. Abels vei mellom Sognsvannsbanen og T. Segerstedts vei. |
| 13 | DGK R-367-60 | 24/11.59 | Grunnundersøkelser for 800 mm vannledning langs T. Segerstedts vei og over Gaustadjordet. |
| 14 | DGK R-529-62 | 21/11.62 | Grunnundersøkelser for prosjektart planfritt kryss T. Segerstedts vei/ Sognsveien. |
| ✓ 15 | DGK R-573 | 4/8.64 | Store Ringvei v/Gaustadalléen. |
| 16 | DGK R-670 | 1/6.65 | T. Segerstedts vei v/Gaustad. Vei og Turbo. |
| 17 | H 2787 | 10/10.66 | Sognsveien 72. Treteknikksenteret, ETA. |
| 18 | NTB 6889 | 16/10.69 | Studentsamskipnaden, Sogn Hagekoloni. |
- obs! { H 2606 58/62 Trase Gaustad alléen 2 P.S suppl. til No: 664 19/11.69. Overvakt
- NGI 69085 24.3-71
- NTB 4788 -61

MV: A 11 A 12	NOTEBY-RF NO: B14
Adr. Blindern / Gaustad	Se:
No. 6918	
Dato: 19/11-69	
OSLO KOMMUNE	

NO A6-7, NV A6

NGI
0.459
Gaustaddalen

NO: A6, A7
NV: A6

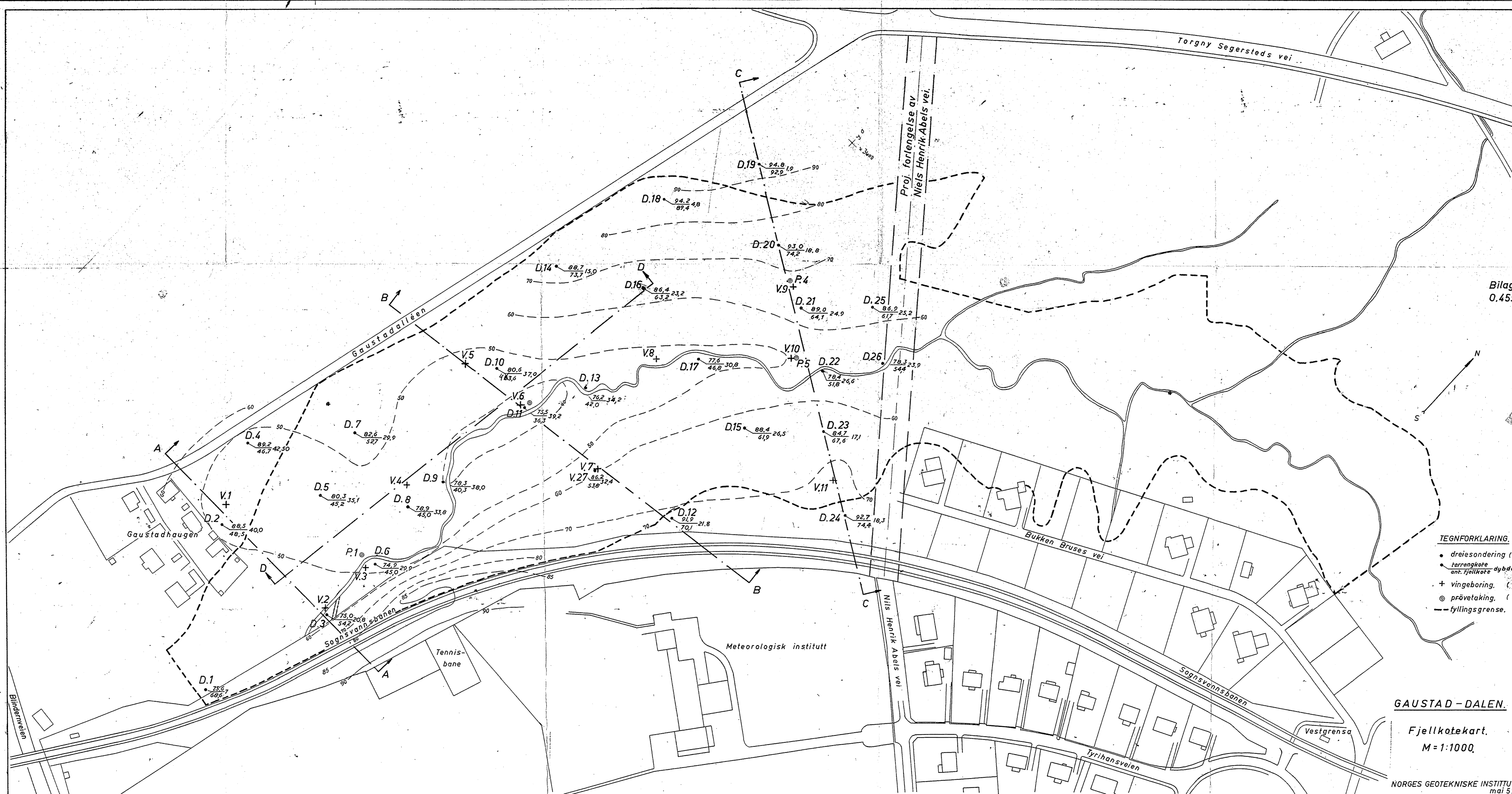
HELMOLD HURTIGHEIT



NO A 6 og 7
 NV A 6

et fast lag
 prof. L. A. de Neopeltowa rapport.
 Gaustadalen
 Universitetsbygning 1:1000
 Oversiktsplan

4788-1

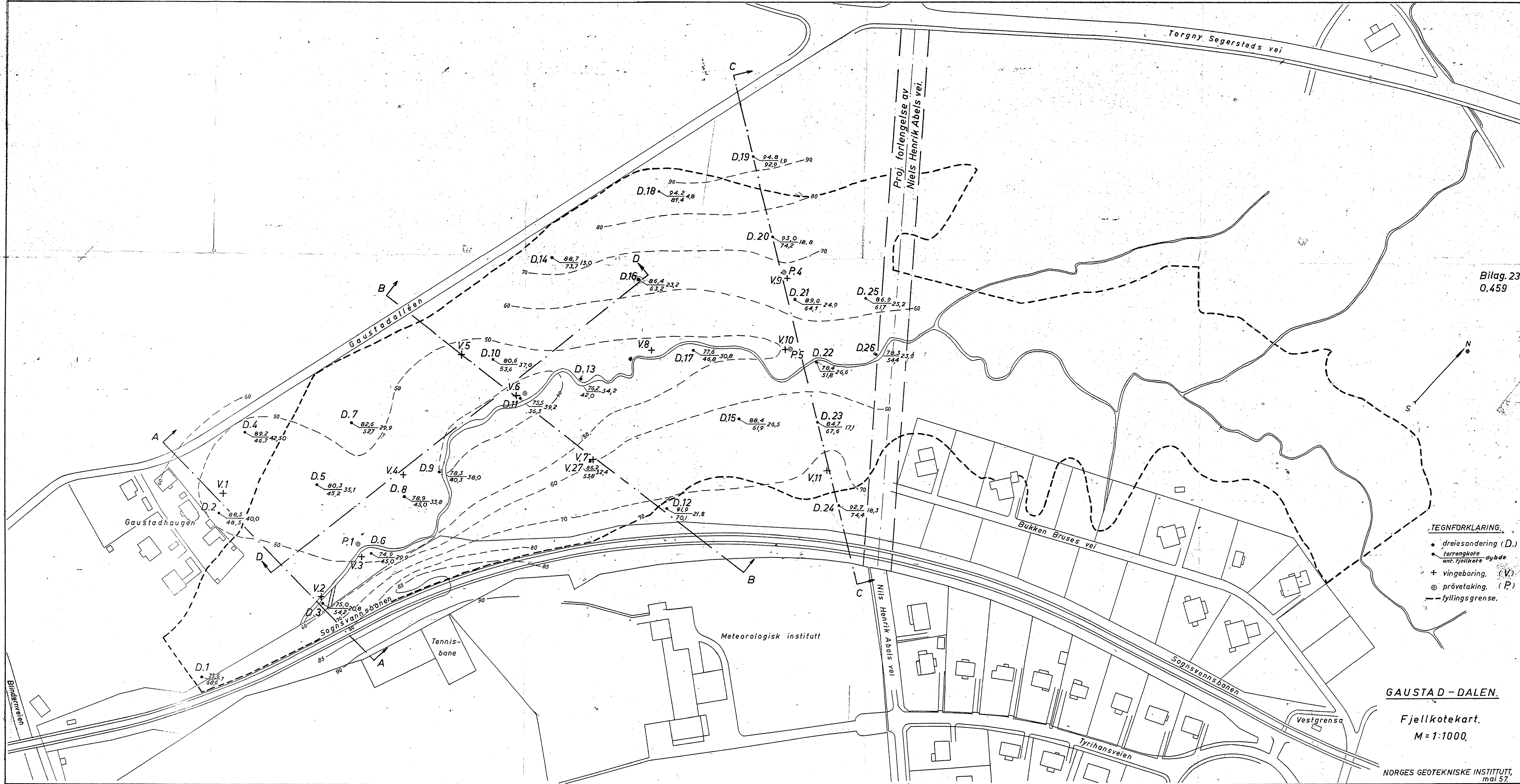


Bilag. 23
0.459

- TEGNFORKLARING.**
- dreiesondring (D.)
 - terrengkote ant. fjøllkote dybde
 - + vingeboring. (V.)
 - ⊙ prøvetaking. (P.)
 - fyllingsgrense.

GAUSTAD-DALEN.

Fjellkotekart.
M = 1:1000.



Bilag. 23
0.459

- TEGNFORKLARING.
- dreiesondring (D.)
 - terrengkote ant. fjøllkote dybde
 - + vingeboing. (V.)
 - ⊙ prøvetaking. (P.)
 - fyllingsgrense.

GAUSTAD-DALEN.

Fjellkotekart.
M=1:1000.

m²

Törr

Kvikk

ynkn.

Kote



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

Rapport over:

Grunnundersøkelser for planlagt oppfylling
av dalen ved Gaustadbekken. Området neden-
for forlengelsen av Niels Henrik Abels vei.

O. 459-1

27. juni 1957.

overl. NO 90 Feb 1958/Elmo

NO: A 6, 7

NIV: A 6 Olfestore Td 6.90/EHL

Rapport over:

Grunnundersøkelser for planlagt oppfylling av dalen
ved Gaustadbekken. Området nedenfor forlengelsen av
Niels Henrik Abels vei.

O. 459-1.

27. juni 1957

INNHALDSFORTEGNELSE

1. Innledning	side
2. Markarbeidet	"
3. Laboratorieundersøkelser.....	"
4. Beskrivelse av grunnforholdene.....	"
5. Stabilitetsberegninger.....	"
6. Setningsberegninger.....	"
7. Utførelse av oppfyllingen.....	"
8. Konklusjon.....	"

BILAGSFORTEGNELSE.

Bilag 1.	Tegnforklaring og normer
" 2-12	Resultat av vingeboringer, hull V. 1-V. 11.
" 13-17	Borprofiler, hull P. 1-P. 5.
" 18-20	Resultat av ødometerforsøk med prøver fra hull P. 1, P. 3 og P. 5.
" 21	Data for setningsberegninger.
" 22	Oversiktskart Gaustaddalen med angivelse av fyllingsgrense og borhullenes beliggenhet. M = 1:1000
" 23	Fjellkotecart Gaustaddalen. M = 1:1000
" 24	Jordartsprofiler A, B og C med skjærfasthetsbestemmelser og resultat av dreiesonderinger. M = 1.500 .
" 25.	Jordartsprofiler C og D med stabilitetsberegninger. M = 1:500
" 26.	Jordartsprofil langs bekken med skjærfasthetsbestemmelser og resultat av dreiesonderinger. M = 1:500 .

1. INNLEDNING.

Efter oppdrag av 6. februar 1957 fra Ingeniørene Bonde & Co har Norges geotekniske institutt utført grunnundersøkelser i Gaustaddalen

Gaustaddalen ligger mellom Gaustadalléen, Torgny Segerstedts vei og Sognsvannsbanen, og strekker seg fra Blindernveien i syd i en bue oppover; ved Vestgrensa deler den seg i to mindre dalsenkninger.

Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd har i området mellom Blindernveien og forlengelsen av Niels Henrik Abels vei planlagt en større oppfylling med sikte på en videre utbygging av forskningssentret på Gaustad.

Området ovenfor forlengelsen av Niels Henrik Abels vei disponeres av Oslo Kommune. En undersøkelse av dette området vil antagelig bli iverksatt av kommunen.

Hensikten med Instituttets undersøkelser har vært å klarlegge stabilitetsforholdene før, under og etter oppfyllingen, samt spørsmålet om setninger for det arealet som skal utfylles.

2. MARKARBEIDET.

Markarbeidet er utført i tiden 18. februar til 15. april 1957 under ledelse av tekniker G. Kvale fra Instituttet med hjelpemannskap fra Instituttet og Ingeniør-Entreprenørfirmaet Astrup & Aubert A/S, Oslo. Innmåling av borhull og profiler er foretatt av Instituttet.

Undersøkelsene har bestått i sonderboring, vinge-boring og prøvetaking. Beliggenheten av de enkelte borhull er angitt på oversiktskartet i bilag 22.

Sonderboring

Det anvendte sonderutstyr består av 20 mm borstenger som skrues sammen med glatte skjøter. Boret er nederst forsynt med en 20 cm

lang pyramideformet spiss med største sidekant 3 cm, spissen er vridd en omdreining. Boret drives ned ved minimumsbelastning, idet belastningen økes stegvis opp til 100 kg. Hvis boret ikke synker for denne belastning, foretas dreining.

Alle sonderboringene ble avsluttet på antatt fjell og resultatet av de enkelte dybdebestemmelser er angitt på oversiktskartet i bilag 22.

Vingeboring

Ved vingeboring bestemmes grunnens skjærfasthet direkte i marken. Et vingekors presses ned i grunnen og dreies rundt med en bestemt og jevn hastighet inntil man oppnår brudd. Maksimalt dreiemoment under dreiningen gir grunnlag for å beregne skjærfastheten. Grunnens skjærfasthet bestemmes først i uforstyrret og etter brudd i omrørt tilstand.

Ved vurderingen av vingeborresultatene må man være oppmerksom på at målingene kan gi gale verdier dersom det finnes sand, grus eller stein i grunnen. Skjærfastheten kan bli for stor hvis det ligger en stein ved vingen, og den målte verdi kan bli for lav hvis det presses ned stein foran vingen, slik at leira omrøres før målingen.

Resultatet av vingeboringene er vist i diagram i bilag 2-12.

Prøvetaking

Med det anvendte prøvetakingsutstyr skjæres prøvene ut med tynnevagede stålrør, lengde 80 cm og diameter 54 mm. Prøvesylindrene forsegles i begge ender med voks og gummihefter før de transporteres til laboratoriet.

Det er tatt opp tilsammen 62 prøver fra 5 borhull.

3. LABORATORIEUNDERSØKELSER.

De opptatte prøver er undersøkt på Instituttets laboratorium. Prøvene skyves ut av sylindrene og ved besiktigelsen blir det gitt en jordartsbeskrivelse. Videre er det utført følgende bestemmelser:

Romvekt er angitt i t/m^3 .

Vanninnhold er angitt som vekt av vann i prosent av tørrstoff etter tørking ved $110^{\circ}C$.

Flytegrensen og utrullingsgrensen er vanninnholdet i prosent ved høyeste og laveste grense for plastisk område av omrørt materiale.

Skjærfastheten er bestemt ved enaksiale trykkforsøk på prøver med tverrsnitt $3,6 \times 3,6$ cm og høyde 10 cm. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten. Skjærfastheten av uforstyrret og omrørt prøve er også bestemt ved konusforsøk.

Sensitiviteten er forholdet mellom skjærfastheten av uforstyrret og omrørt materiale.

Ødometerforsøk

For å kunne utføre en setningsberegning, er det foretatt ødometerforsøk med prøver fra forskjellige dybder. Ved et ødometerforsøk inneslutes en 2 cm tykk skive av prøven med diameter 5 cm i en sylinder. Prøven er anbragt mellom porøse filtersteiner og belastes trinnvis, idet man for hvert lasttrinn bestemmer sammentrykningen av prøven som funksjon av tiden. Et uttrykk for sammentrykning av prøven er angitt ved forandringen av prøvens porettall e . Poretallet er definert som forholdet mellom volum av hulrom og volum av fast stoff.

Det er tilsammen utført 16 konsolideringsforsøk i ødometer fra følgende hull og dybder:

Borhull P 1: 1,3 - 3,1 - 7,4 - 13,8 - 18,2 m

Borhull P 3: 3,5 - 5,4 - 5,7 - 11,2 - 18,0 - 24,4 m

Borhull P 5: 2,7 - 6,8 - 7,7 - 11,1 - 21,4 m

En grafisk fremstilling av poretalet e som funksjon av $\log \sigma$, der σ er belastning påført prøven, er vist i bilag 18-20, der det er tatt med 3 representative kurver fra hvert av de tre borhull.

4. BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLDENE.

Som det fremgår av profil langs bekken i bilag 26, faller dalbunnen fra ca. kote 83,0 ved Vestgrensa til ca. kote 75,0 ved Blindernveien, tilsvarende et gjennomsnittlig fall på ca. 1:100. Største skråning av dalsidene er ca. 1:3.

Grunnforholdene i Gaustaddalen må karakteriseres som dårlige, idet grunnen vesentlig består av bløt leire og meget kvikk leire.

Både dalens topografi og grunnundersøkelsene tyder på at det har foregått tildels store utglidninger i dalen; således støtte man under boringene på harde lag, som etter alt å dømme besto av tørrskorpeleire på dybder mellom 10 og 15 m. Videre er det med vingebor, registrert bløte soner på dybder mellom 10-15 m, som det bl a. fremgår av vingeborprofilene i bilag 6, 8 og 10

Resultatene av laboratorieundersøkelsene av prøvene fremgår av borprofilene, bilag 13-17, hvor det er angitt jordartsbeskrivelser og diagrammer som i de forskjellige dybder viser romvekt, naturlig vanninnhold, skjærfastheter og sensitivitet.

Grunnforholdene kan i store trekk beskrives som følger:

Langs dalbunnen er det øverst et 1-3 m tykt lag med siltig tørrskorpeleire. Derunder er det et lag med bløt til middels fast leire av tykkelse opptil ca. 4 m. Dette laget er ikke registrert mellom borhull V. 8 og V. 6, der det er kvikkleire like under tørrskorpelaget.

Det er for leirlaget registrert sensitivetsverdier på opptil 13, som skulle tilsvare en kvikk leire. Imidlertid ligger de omrørte skjærfasthetsverdier på 0,4 til 1,0 t/m², slik at dette laget må betraktes som en overgang mellom tørrskorpeleire og kvikkleire. Vanninnhold og romvekt er målt til henholdsvis ca. 28% og 1,85-2,0 t/m³.

Videre består grunnen av en relativt mager kvikkleire til fjell. Kvikkleiren inneholder noe sand og grus og enkelte tynne lag av sand.

Vanninnholdet ligger på 25-30% i den øverste del av kvikkleirelaget og øker til mellom 35-40% på 25 m dybde. Romvekten avtar tilsvarende fra ca. 2,05 til 1,80 t/m³.

Den registrerte udrenerte skjærfasthet i kvikkleiren øker forholdsvis jevnt med dybden, fra ca. 1,0 t/m² øverst til ca. 6,0 t/m² nær fjell. I profil D, bilag 25, er det i forbindelse med stabilitetsberegningene trukket opp skjærfasthetskoter for strekningen av dalbunnen nedenfor borhull V. 6. Resultat av vingeboringer i dalbunnen er også tegnet inn i jordartsprofilen langs bekken, bilag 26.

Langs dalsidene er det øverst et tørrskorpelag som tilter i tykkelse fra dalbunnen og oppover, med største mektighet ca. 4-5 m.

Under tørrskorpelaget er det et lag med bløt til middels fast leire. Også dette laget tilter i tykkelse fra dalbunnen og utover, som det vil fremgå av tverrprofilene A, B og C i bilag 24 og 25.

Skjærfasthetene i leirlaget varierer mellom 1,0 og ca. 6,0 t/m³, men øker ikke som ventet jevnt med dybden. Dette må antagelig tilskrives tidligere utglidninger, som nevnt ovenfor.

Vanninnhold og romvekt ligger mellom henholdsvis 25-35% og 2,0 - 1,85 t/m³.

Under det øvre leirlag finnes en relativt mager kvikkleire. Dette lag går tvers over dalen og avtar i tykkelse utover der fjellet stiger. Under Gaustadhaugen er tykkelsen stort sett den samme utover til siden på det undersøkte parti.

Skjærfasthetsverdier i kvikkleirelaget fremgår av profilene i bilag 24.

Fjellets beliggenhet.

På grunnlag av dybdebestemmelser med dreiebor er det på kartet i bilag 23 vist antatt forløp av fjellkotene.

Ved krysset mellom Gaustadalléen-Torgny Segerstedts vei, samt på begge sider av Sognsvannsbanen i rett linje mellom Gaustadhaugen og Meteorologisk Institutt er det fjell i dagen.

Ovenfor profil B ligger fjellet noenlunde parallelt med terreng, idet det fra begge sider faller mot dalbunnen og danner en V-form. Største dybder til fjell på dette partiet er midt i dalen med maks. ca. 40 m.

Mellom profil B og A stuper fjellet fra ca. kote 85 ved Sognsvannsbanen ned til ca. kote 50 under dalbunnen med maks. skråning ca. 2,5:1. På den andre siden av dalbunnen ligger fjellet relativt flatt.

5. STABILITETSBEREGNINGER.

Det er utført stabilitetsberegninger for to profiler i Gaustaddalen, nemlig for en naturlig skråning på tvers av dalen (profil C) og for fyllingsskråningen i den nedre del av dalbunnen (profil D) som vist i bilag 25. For begge profiler er beregningene utført som s_u -analyse.

Ved en s_u -analyse antas det at skjærfastheten langs den tenkte glideflate er lik de verdier som bestemmes ved vingeborforsøk in situ og/eller enkle trykkforsøk på uforstyrrede prøver i laboratoriet, dvs. den udrenerte skjærfasthet.

s_u -analysens anvendelsesområde er strengt tatt begrenset til selve byggetilstanden, dvs. når en leire blir belastet med f.eks. et bygg eller en fylling (profil D).

En beregning av stabiliteten for en stasjonær tilstand kan, uansett jordart, bare bestemmes nøyaktig ved en $c\Phi$ -analyse, der jordarten betraktes som et materiale med både kohesjon (c) og friksjon (Φ). For utførelse av beregningene må man kjenne poretrykket og de effektive spenninger langs glideflaten. En naturlig skråning som profil C er et eksempel på en stasjonær tilstand, hvis stabilitet strengt tatt bare kan bestemmes ved en $c\Phi$ -analyse.

Den foreliggende undersøkelse av dalskråningen, representert ved profil C, er av orienterende art. Ved en vurdering av resultatet støttet Instituttet seg til tidligere erfaringer med naturlige skråninger, der man har hatt anledning til å sammenligne de to analysemetoder.

Profil C.

Det kan bli aktuelt å sette igang bygging på det øvre partiet mellom Torgny Segerstedts vei, Gaustadalléen og forlengelsen av Niels Henrik Abels vei før selve oppfyllingen av dalen tar til. For å undersøke om dette vil være forsvarlig, har Instituttet utført en stabilitetsberegning av skråningen ut mot dalbunnen. Profil C ansees å være representativ for denne skråningen.

Som det vil fremgå av bilag 25, ga den anvendte s_u -analyse en sikkerhetsfaktor $F_{s_u} = 0,67$ som resultat. Den tilsvarende kritiske glideflate er sirkulærsylindrisk.

Efterberegningen av utglidde ($F = 1,0$) naturlige skråninger i normalt konsoliderte

leirer etter s_u -metoden har stort sett gitt sikkerhetsfaktorer på ca. 0,6-0,8 som resultat. Det er derfor grunn til å anta at sikkerheten mot utglidning i det foreliggende tilfellet er meget lav. Man må også ta i betraktning at selv mindre initiale utglidninger eller forskyvninger i kvikkleire kan forårsake utglidninger med bakovergripende skredvirksomhet som følge.

Det må på grunnlag av undersøkelsene antas at skråningen er i tilnærmet labil likevekt, dvs. sikkerhetsfaktoren F er ikke vesentlig over 1,0.

Før man igangsetter byggingen på det øvre partiet, vil det således bli nødvendig å stabilisere skråningen ved å legge opp fyllmasser langs dalbunnen, anslagsvis ca. 100 m til begge sider av profil C.

Ifølge beregninger vil man øke sikkerheten mot utglidning med ca. 20% ved å legge opp en horisontal fylling i dalbunnen med største tykkelse ca. 4 m. Man vil følgelig ha en sikkerhetsfaktor på minimum $F = 1,2$, hvilket Instituttet i det foreliggende tilfellet vil anse som forsvarlig.

Profil D.

Som vist på oversiktskartet i bilag 22 har Instituttet ved oppteeningen bibeholdt den først antatte fyllingsgrense.

Det er imidlertid uttrykt ønske om å anlegge en bred skivei over Gaustadjordet og videre nedover mellom Gaustadhaugen og Sognsvannsbanen. Dette innebærer at fyllingen må avsluttes lengere opp.

Ved stabilitetsanalysen av fyllingsskråningen har Instituttet antatt en beliggenhet av fyllingsfoten som vist på oversiktskartet i bilag 22 og profil D i bilag 25. Videre er det foretatt et relativt nøyaktig nivellement av profil D, som er valgt etter en befaring på området.

Beregningene viser at den kritiske glideflate går noenlunde parallelt med terreng i det bløte laget i 3-5 m dybde. Glide-

flatens lengde er ca. 180 m. En beregnet sikkerhetsfaktor for denne glideflate er uten hensyntagen til sidekreftenes stabiliserende virkning $F = 1,05$. Fyllingen er da som vist avsluttet med skråning 1:10 og den angitte fyllingshøyde tilsvarer en fyllingsbegrensning som vist på oversiktskartet i bilag 22.

Den beregnede sikkerhetsfaktor $F = 1,05$ er ugunstigere enn i virkeligheten, idet det er forutsatt at det viste profil og glideflaten har stor utstrekning vinkelrett mot profilet. Denne betingelse er ikke oppfylt, idet profilet bare representerer midtpartiet av dalen. Profilene parallelt med dette på begge sider vil gi større sikkerheter, idet terrenget her stiger og fyllingshøyden reduseres.

Videre har man gjort den forutsetning at full fyllingshøyde er nådd før leiren har rukket å konsolidere. I praksis vil imidlertid konsolideringsprosessen ta til under anleggstiden, og dette vil føre til at leirens skjærfasthet etterhvert øker, slik at sikkerheten mot utglidning ved byggetidens slutt vil være større enn den beregningsmessige.

Efter Instituttets mening vil sikkerheten mot utglidning for en skråning på 1:10 etter endt oppfylling ligge over det man vanligvis forlanger for fyllinger på leire.

Hvis det er ønskelig å oppnå en steilere skråning, vil Instituttet foreslå at det blir utført kontrollmålinger mens oppfyllingen pågår. Hensikten med disse målinger vil være å kunne registrere økningen i skjærfasthet under fyllingen etterhvert som leiren konsolideres, samt å føre en kontroll med porevannstrykket under fyllings-

arbeidet. Samtidige beregninger av stabiliteten vil kunne vise om skråningen kan anlegges steilere.

6. SETNINGSBEREGNINGER.

På grunnlag av ødometerforsøkene er det foretatt beregninger av konsolideringssetningens størrelse.

I diagrammene på neste side er konsolideringssetningene angitt som funksjon av henholdsvis leirlagets tykkelse (dybden til fjell) og belastningen fra fyllingen.

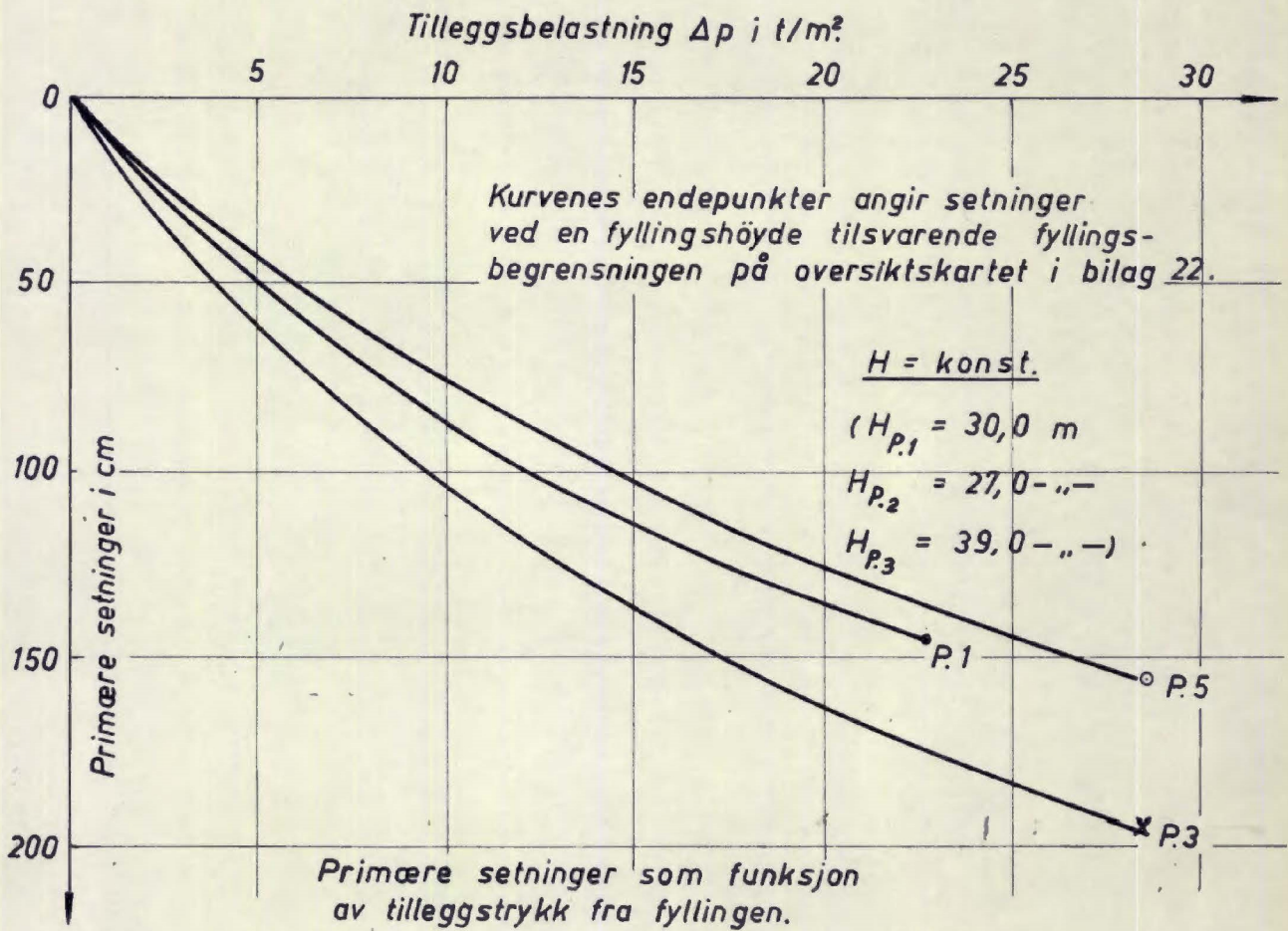
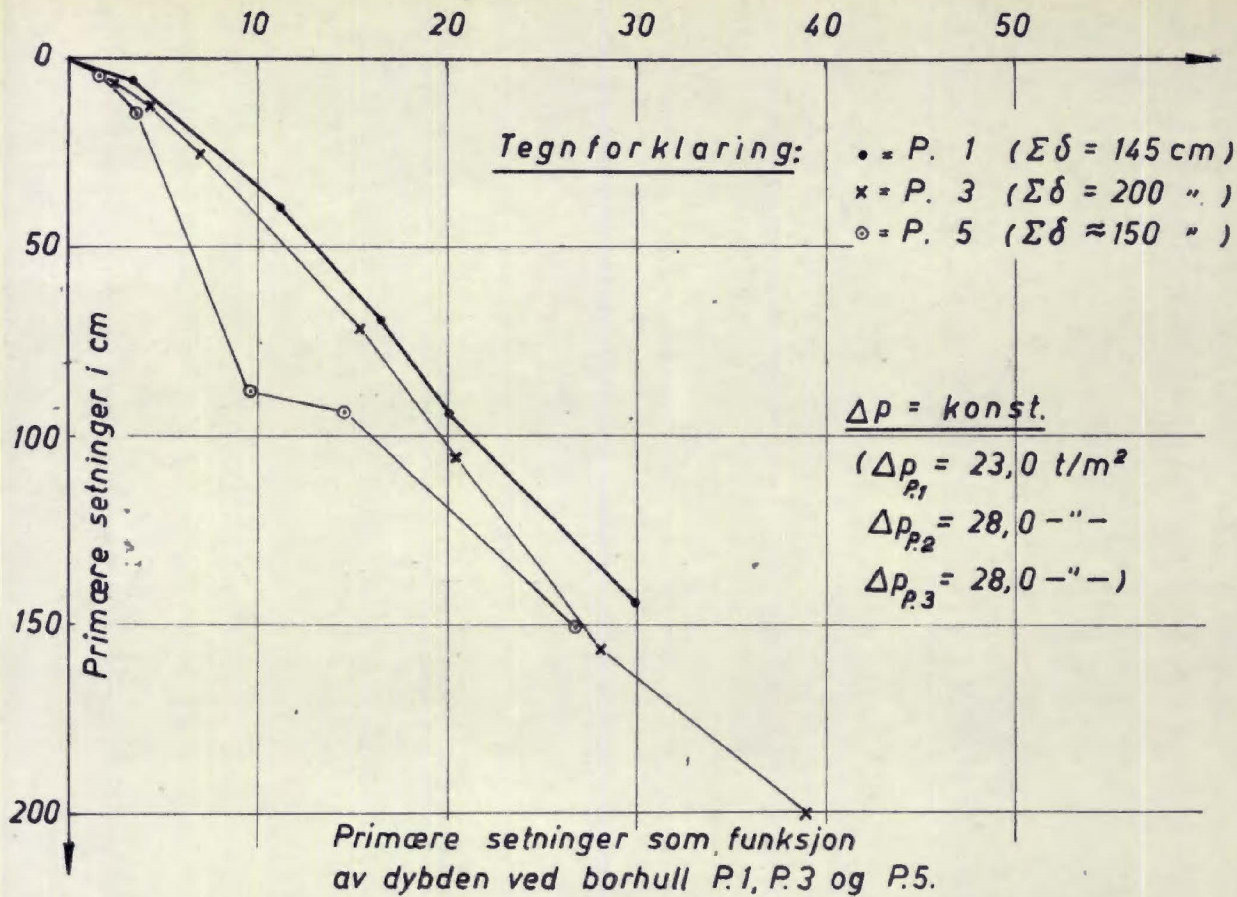
Ved borhull P. 1. blir f. eks. fyllingsvekten ca. $h = 11,5m$ 23 t/m^2 (for den angitte fyllingsgrense) og leirlagets tykkelse er ca. 30 m. Dette gir ifølge diagrammene en konsolideringssetning på ca. 1,45 m.

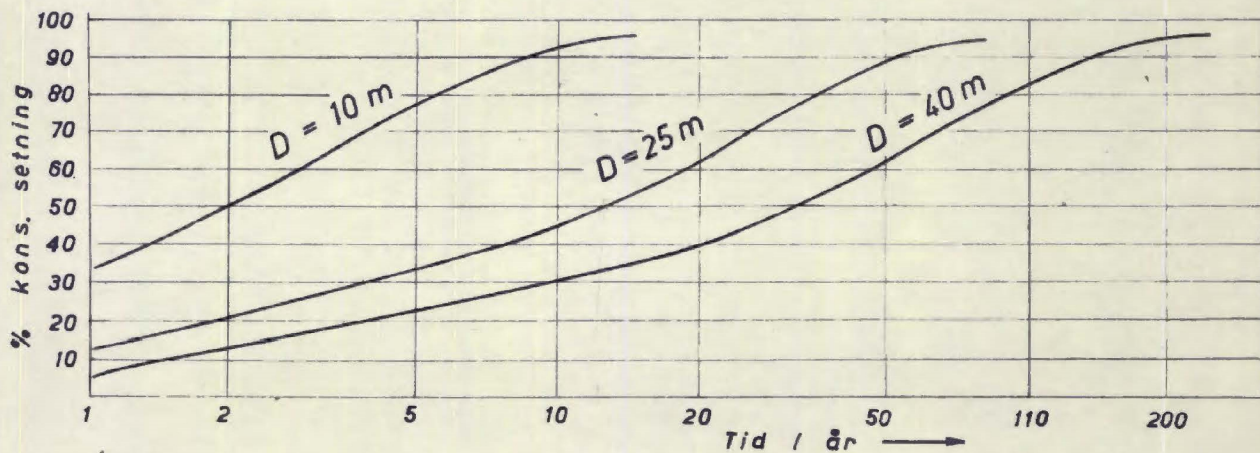
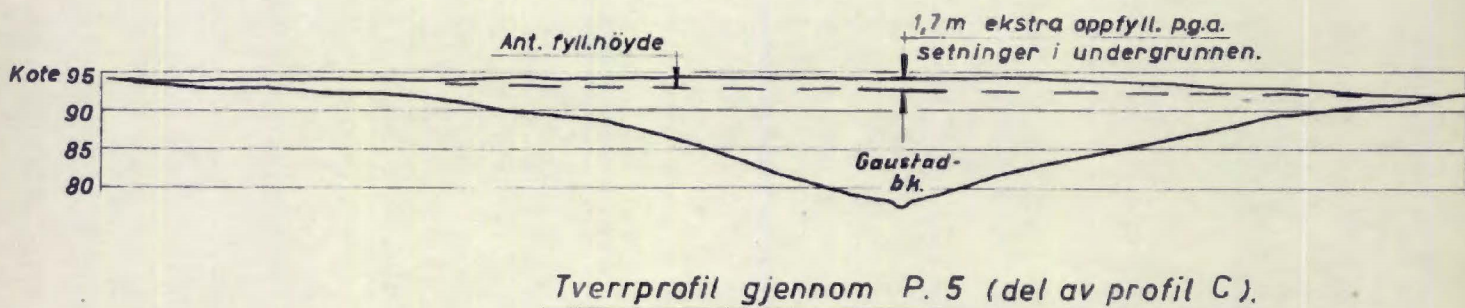
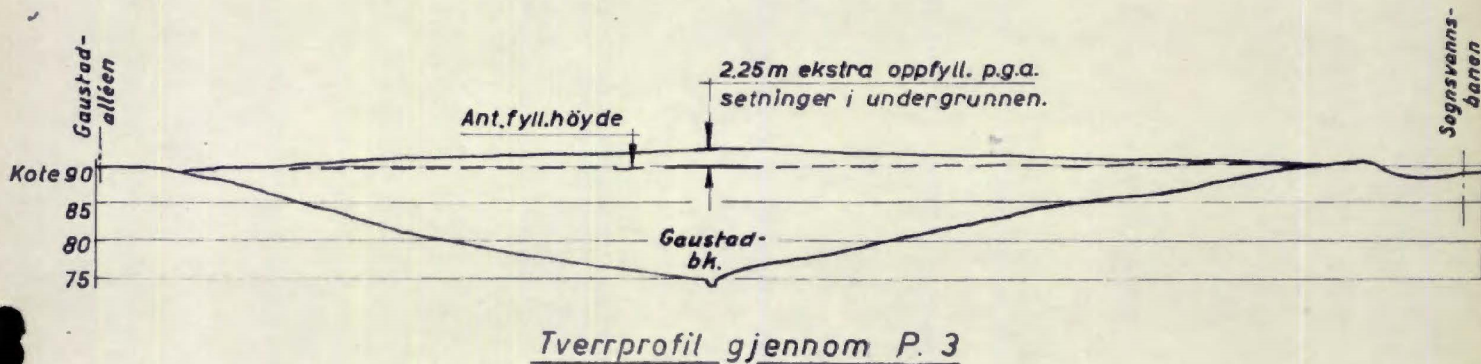
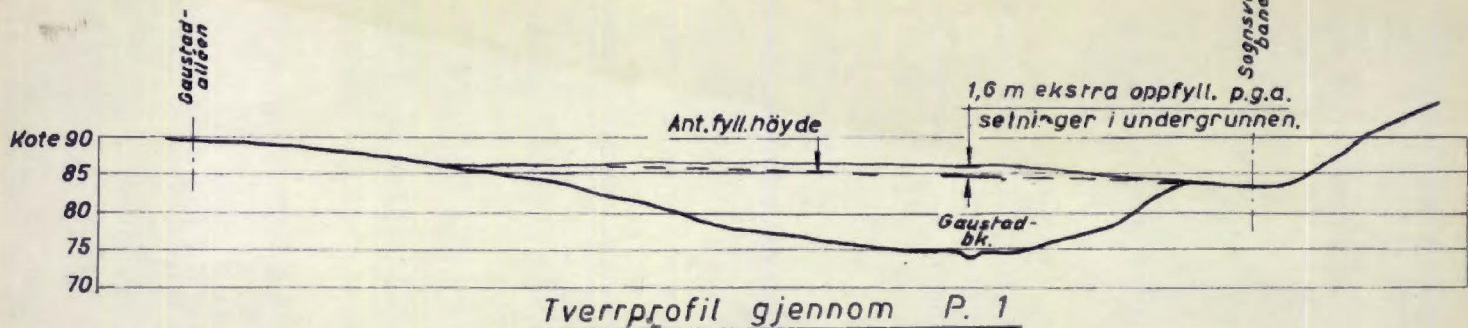
Hvis fyllingsgrensen trekkes utover og fyllingen reduseres til f. eks. 15 t/m^2 , vil man ifølge det nederste diagram få en konsolideringssetning i området ved borhull P. 1 på ca. 1,15 m.

I tillegg til de her beregnede konsolideringssetninger i grunnen kommer egensetningene av fyllingen. Da størrelsen av disse i høy grad er avhengig av fyllingens beskaffenhet, er det på det nåværende tidspunkt ikke mulig å anslå størrelsesorden på egensetningene.

Konsolideringssetningenes størrelse er på side 14 angitt i profiler gjennom borhull P. 1, P. 3 og P. 5. Ved angivelse av fyllingshøydene er det ikke tatt hensyn til egensetningene i fyllingen.

Diagrammet nederst på samme side viser tid-setningsforløpet for forskjellige dybder til fjell. Således vil f. eks. 50% av konsolideringssetningene ved en dybde til fjell på 40 m ha funnet sted etter ca. 30 år. Ved en dybde på 10 m, vil 50% av setningene være unnagjort på ca. 2 år.





Tids-setningskurver for forskjellige dybder til fjell (D).

Ved en vurdering av resultatet av setningsberegningene må man ta hensyn til leires meget kvikke konsistens, som i stor grad vanskeliggjør laboratorieundersøkelser, samt terrengets og fjellets uregelmessige form. De angitte verdier må således betraktes som approksimasjoner, og man må være forberedt på at det kan bli relativt store avvikelser fra de beregnede setninger.

7. UTFØRELSE AV OPPFYLLINGEN.

Ved utleggingen av fyllingen må man ta hensyn til stabiliteten av de naturlige skråninger og grunnens bæreevne under fyllingen.

Det er to alternative fremgangsmåter som har vært på tale; enten å foreta fyllingen fra en midlertidig vei halvveis opp langs den vestre skråning, eller å gå frem med fyllingen langs midten av dalen, fortrinnsvis nedenfra.

Den første fremgangsmåte innebærer at massene legges ut langs anleggsveien og derefter skyves ut i dalen. Stabiliteten av dalsidene er imidlertid på forhånd så lav at Instituttet bestemt må fraråde denne fremgangsmåte.

Det annet alternativ er derimot fullt gjennomførlig under forutsetning av at fyllingen legges opp lagvis. Man vil på den måten kunne unngå utglidninger under arbeidet. Dette er av vesentlig betydning, idet en utglidning ved fyllingskanten kan komme til å virke som et initialscred som forårsaker en bakovergripende skredvirksomhet i dalsiden.

Det faste laget i bunnen av dalen bør ikke legges opp i større tykkelse enn maksimalt 4 m. For det neste laget kan tykkelsen økes noe, men hvis man ønsker å oppnå en viss komprimering av fyllingen ved trafikken under utleggingen, vil det være gunstig å foreta den lagvise oppfylling med ikke altfor tykke lag.

8. SAMMENDRAG OG KONKLUSJON.

De utførte undersøkelser i dalen langs Gaustadbekken nedenfor den planlagte forlengelse av Niels Henrik Abels vei har vist at under et øvre tørrskorpelag av noe varierende tykkelse består grunnen av bløt til middels fast leire. Fra et nivå like under dalbunnen og helt ned mot fjellet består grunnen av kvikkleire. Grunnforholdene er tildels noe uregelmessige, hvilket må tilskrives at det tidligere har foregått utglidning i dalskråningen. Største dybder til fjell har man ved bunn av dalen med en maksimal dybde på ca. 40 m..

En stabilitetsberegning av dalsiden mot vest har vist at denne står med liten sikkerhet mot utglidning. Da grunnen under dalbunnen består av kvikkleire, kan det være fare for at en eventuell utglidning kan få et stort omfang.

Det er av ovennevnte grunn ikke tilrådelig å bebygge platået østenfor Gaustadalleen og Torgny Segerstedts vei lengere utover mot skråningen enn der hvor man har små dybder til fjell. En sikring av skråningens stabilitete kan gjennomføres ved en oppfylling i dalen. En hevning av dalbunnen med 4 m vil øke sikkerheten av skråningen med ca. 20%, hvilket ansees å være tilstrekkelig.

Hvis den planlagte oppfylling av dalen av hensyn til opprettholdelsen av nåværende skibakke østenfor Gaustad-haugen må avsluttes med en fyllingskråning, må denne gjøres relativt slak. Beregningen viser at skråningen i første omgang ikke bør anlegges steilere enn 1:10. Senere, når grunnen under fyllingen er konsolidert, kan skråningen eventuelt gjøres noe steilere.

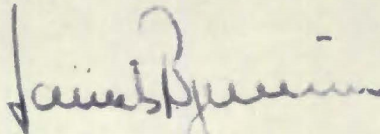
En oppfylling av dalen vil medføre store setninger i den underliggende leire, av størrelse maksimalt 1 - 1,5 m. Disse setningene vil foregå over en meget lang tid, spesielt der hvor dybden til fjell er stor. Beregningsmessig vil således 50% av setningen først ha funnet sted etter ca. 30 år der hvor dybden til

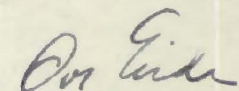
fjell er så stor som 40 m. Setningsforløpet vil kunne fremskyndes betydelig hvis det utføres en dyptrenering av leiren med vertikale sanddren til stor dybde. Dette vil i tilfelle også hurtigere bedre stabiliteten ved fyllingsskråninger i enden av dalen, slik at skråningen her om ønskelig kan anlegges steilere.

Oppfyllingen av dalen må av hensyn til stabilitetsforholdene utføres lagvis fra bunnen av dalen med maksimal fyllingshøyde 4 m for det første laget.

Instituttet står fortsatt gjerne til tjeneste med råd ved den videre planlegging av oppfyllingen og ved kontroll og målinger under arbeidets utførelse.






NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT


Laurits Bjerrum


Ove Eide

AL/wtn
7/7/57

TEGNFORKLARING OG NORMER FOR BETEGNELSE AV JORDARTERSIGNATUR

	Fyllmasse
	Grus
	Sand
	Silt
	Leire

KORNFRAKSJONER

Kornstørrelse		Betegnelse
> 20	mm	Stein
20 - 6	mm	Grov- grus
6 - 2	mm	Fin-
2 - 0.6	mm	Grov-
0.6 - 0.2	mm	Mellom- sand
0.2 - 0.06	mm	Fin-
0.06 - 0.002	mm	Silt
< 0.002	mm	Leire

SKJÆRFASSTHET

Skjærfasthet		Betegnelse
< 1.25	t/m ²	Meget bløt
1.25 - 2.5	t/m ²	Bløt
2.5 - 5	t/m ²	Middels fast
5 - 10	t/m ²	Fast
> 10	t/m ²	Meget fast

SENSITIVITET

Sensitivitet er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og fullstendig omrørt tilstand

Sensitivitet	Betegnelse
1 - 4	Lite sensitiv
4 - 8	Sensitiv
8 - 32	Kvikk
> 32	Meget kvikk

Leire med stor sensitivitet og som i omrørt tilstand har en flytende konsistens, kalles "kvikkleire".

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V.1

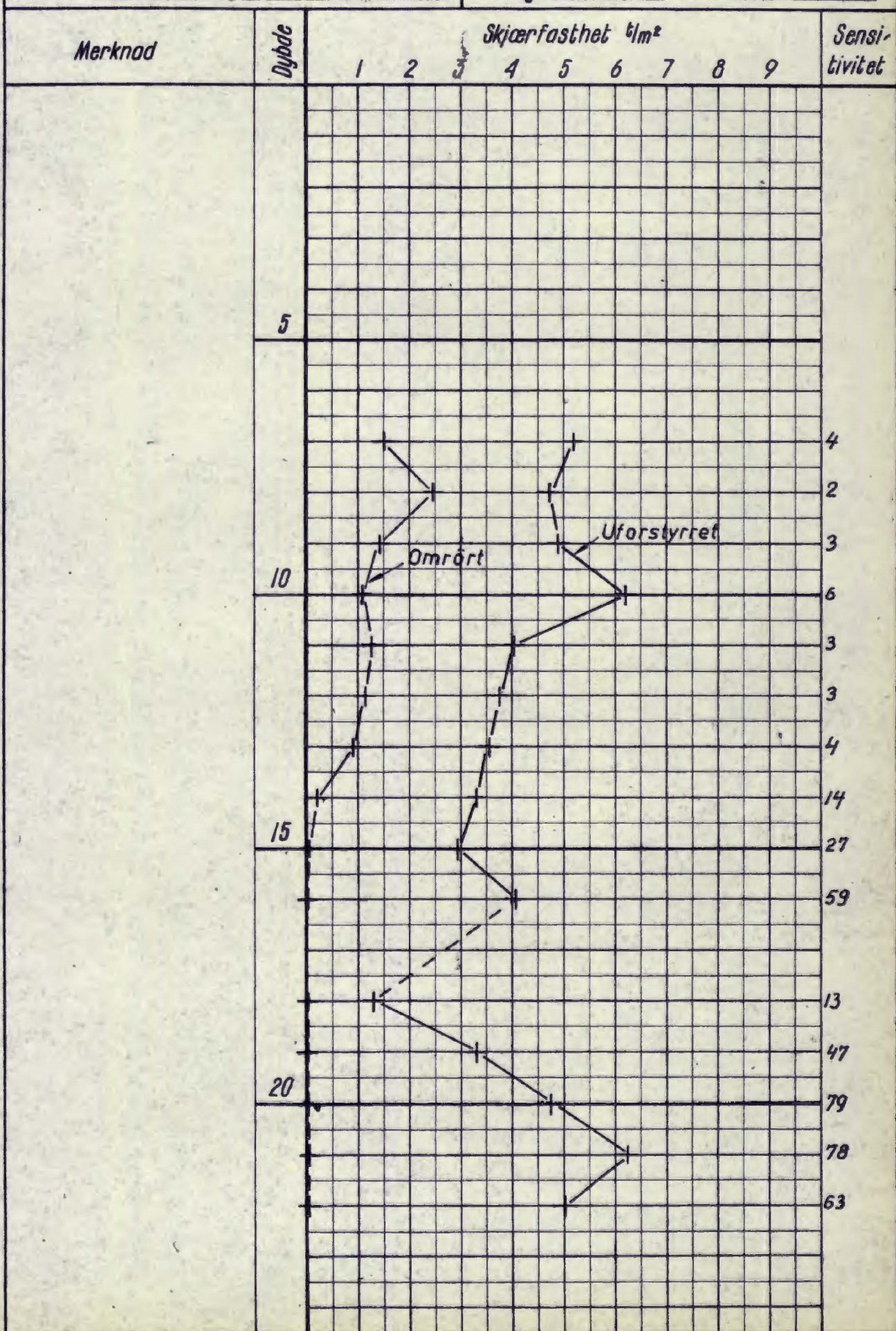
Bilag: 2

Nivå: 88.8

Oppdr.: O. 459

Ving: 65 x 130

Dato: 13-3-57.



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V.2

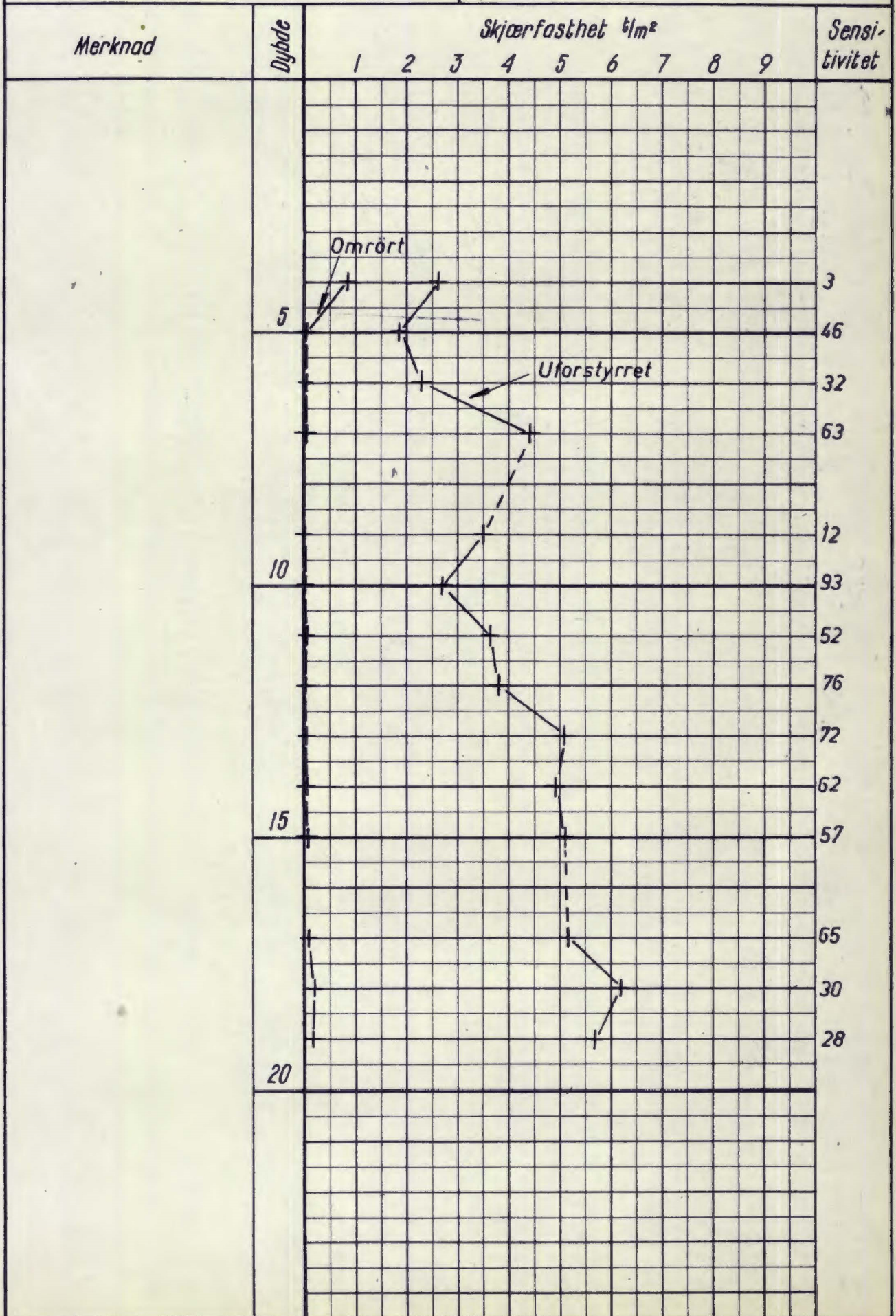
Bilag: 3

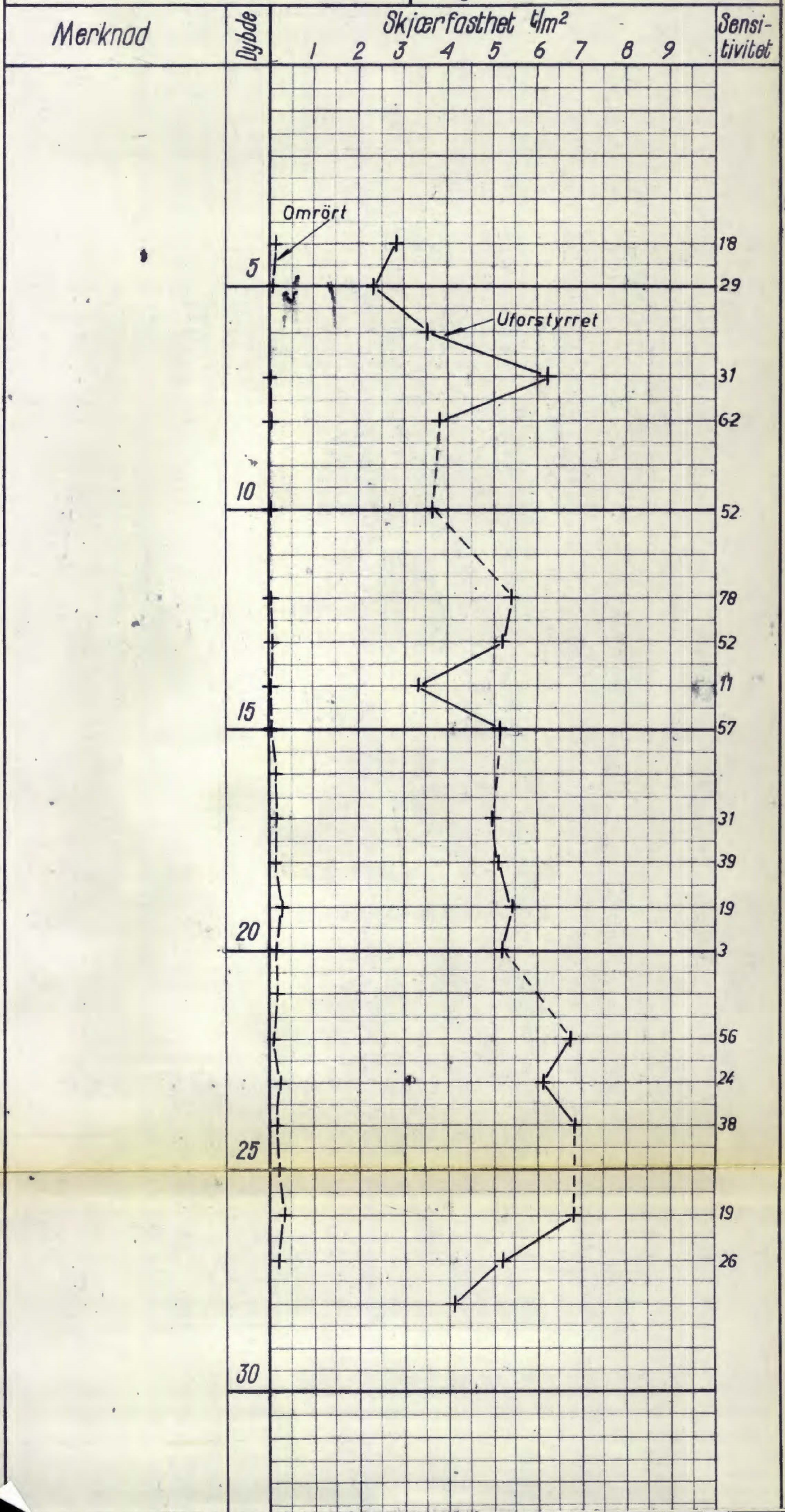
Nivå: 75, 0.

Oppdr.: O. 459.

Ving: 65 x 130.

Dato: 19-2-57.





NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V. 4

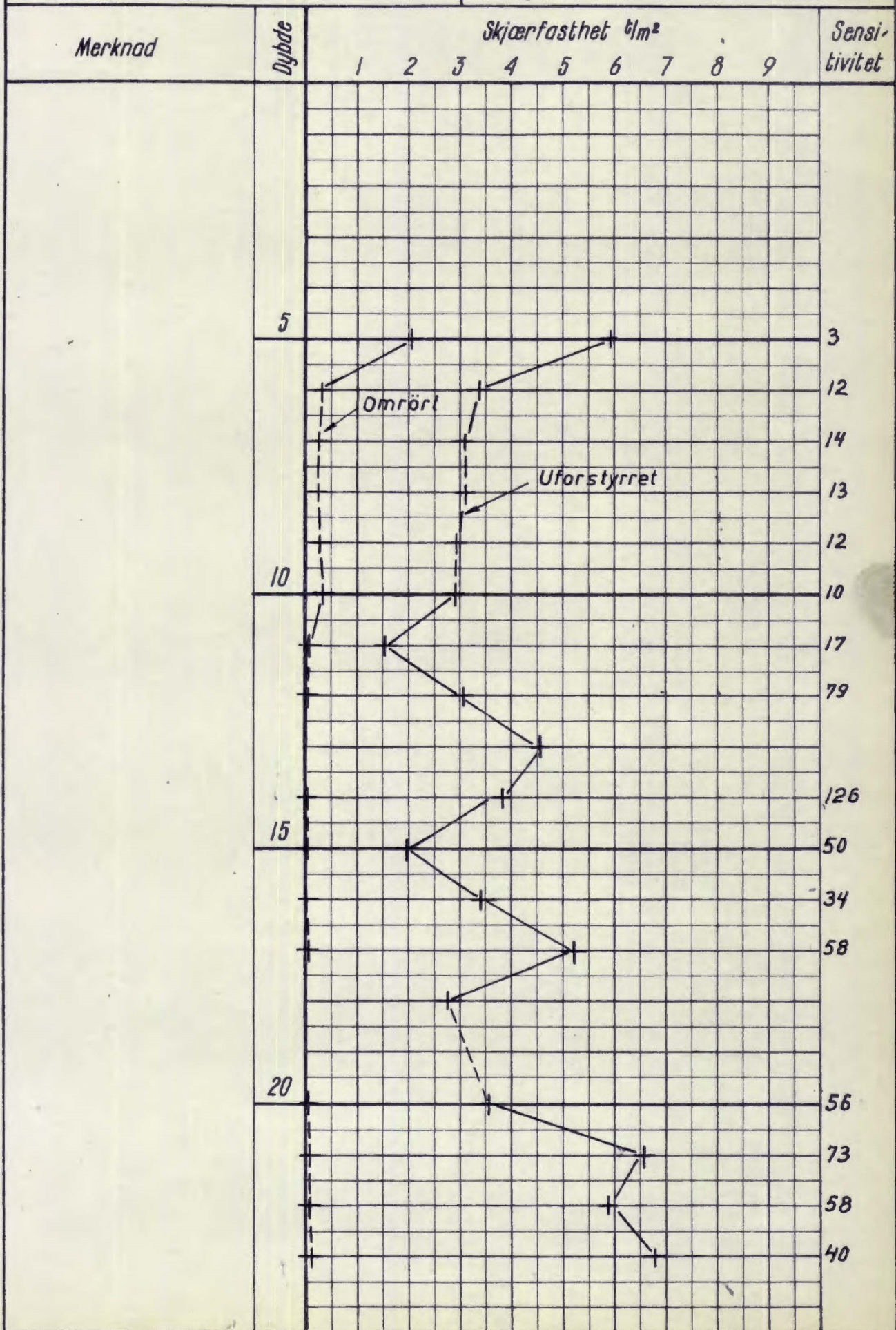
Bilag: 5

Nivå: 79,6

Oppdr.: 0.459.

Ving: 65x130

Dato: 27-3-57.



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTADDALEN.

Hull: V. 5

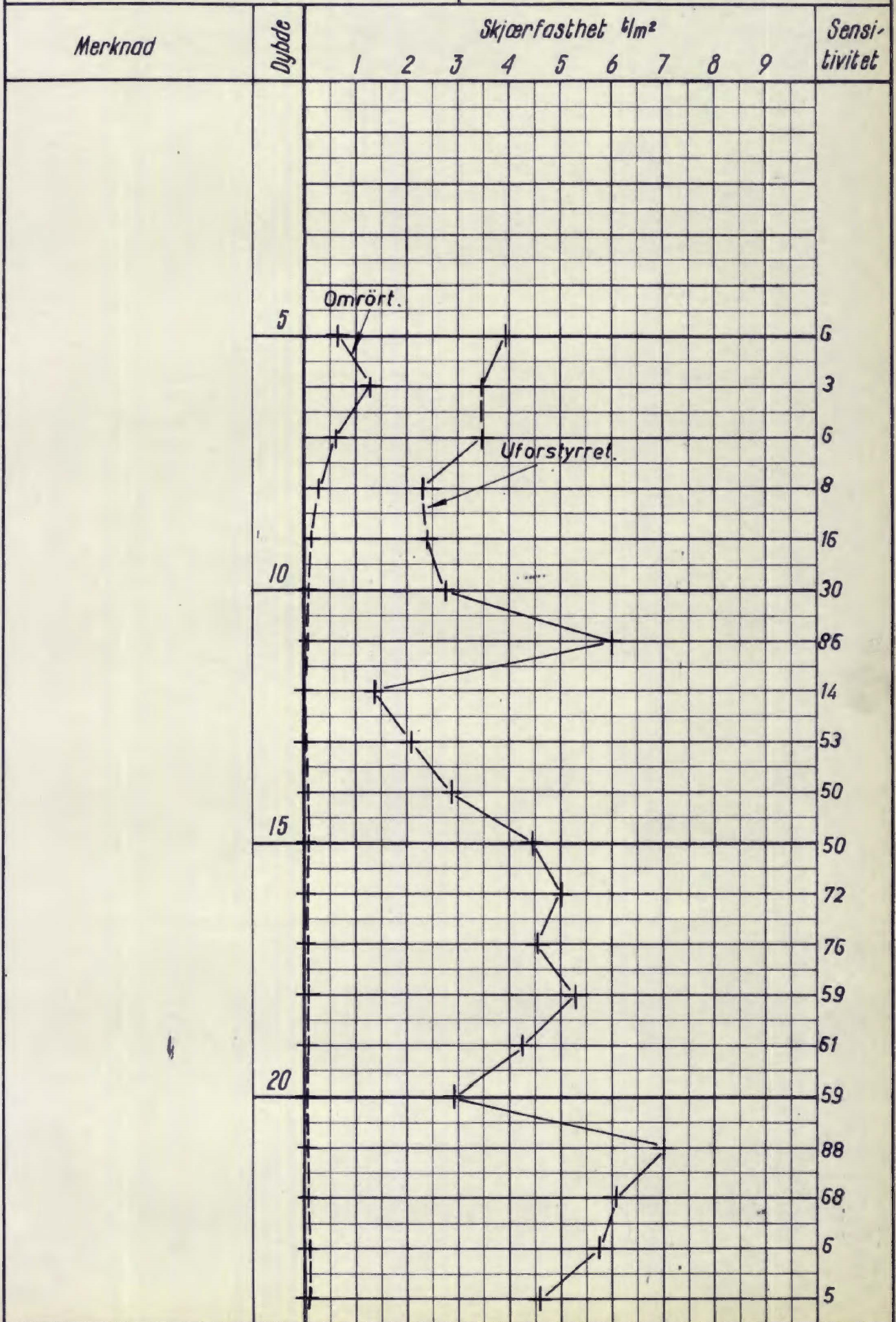
Bilag: 6

Nivå: 76,0

Oppdr.: O. 459.

Ving: 65x130.

Dato: 11-3-57.



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V. 6

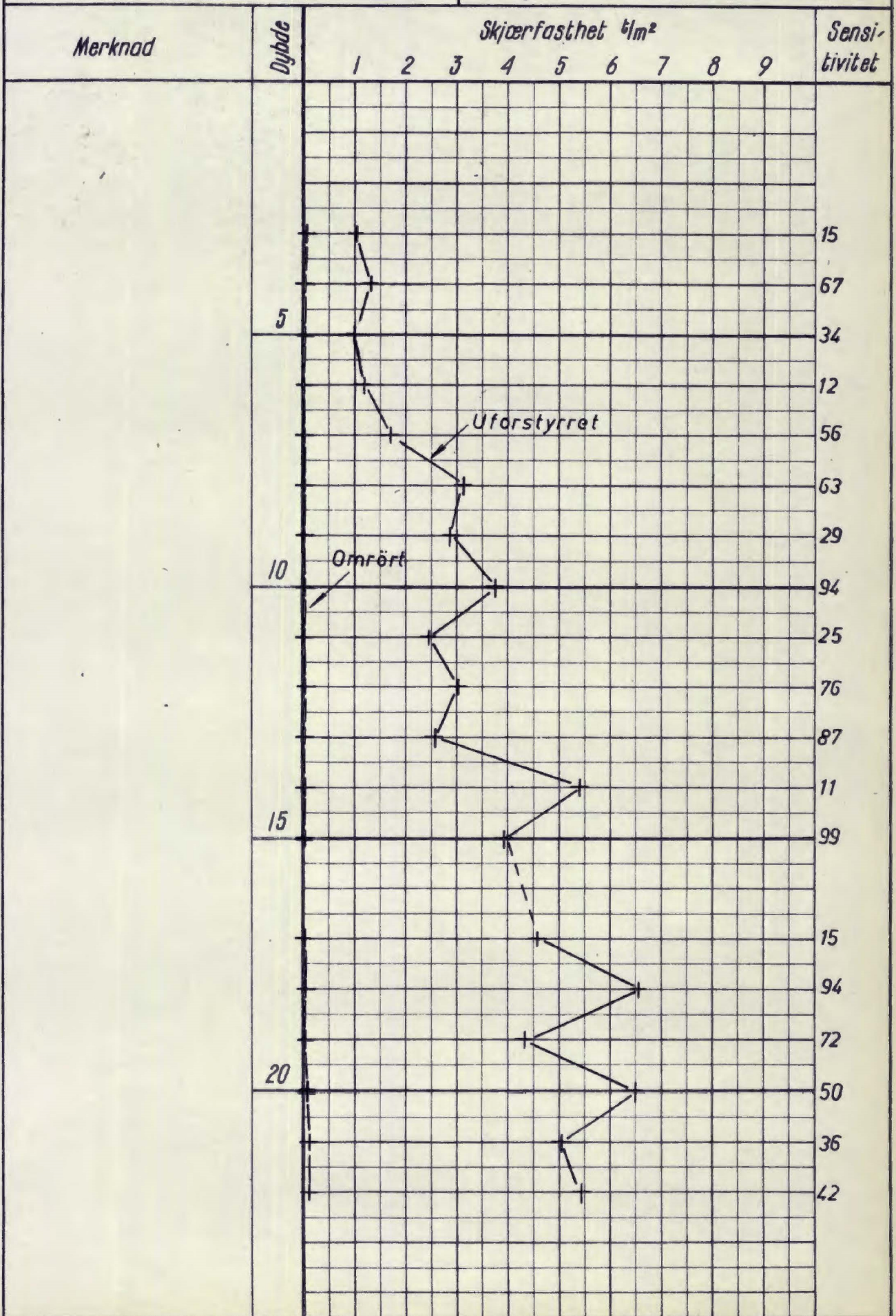
Bilag: 7

Nivå: 76,0.

Oppdr.: O. 459.

Ving: 65x130.

Dato: 23-2-57.



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

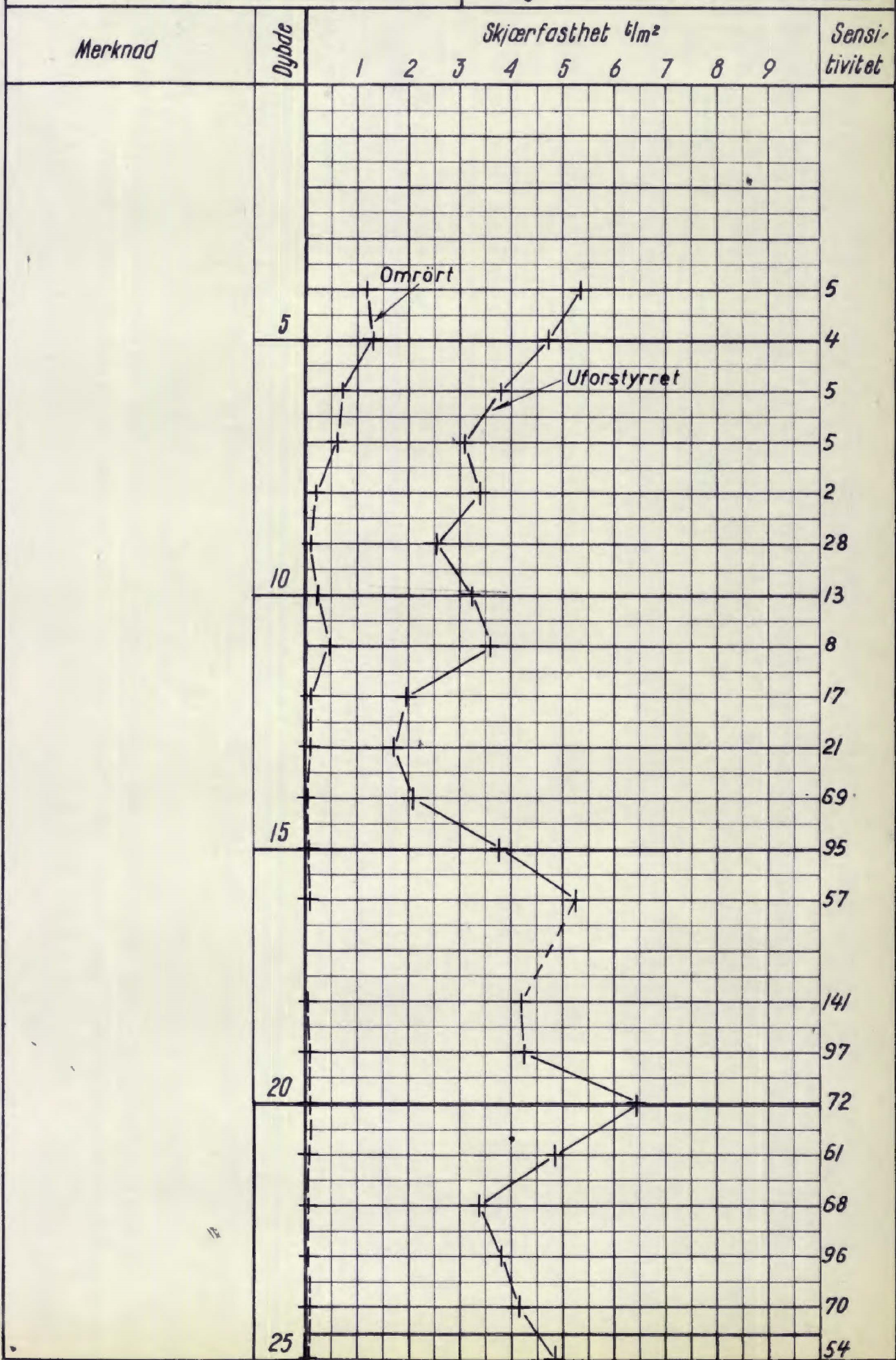
VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: v.7 Bilag: 8

Nivå: 86,2 Oppdr.: O.459.

Ving: 65x130 Data: 7-2-57.



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

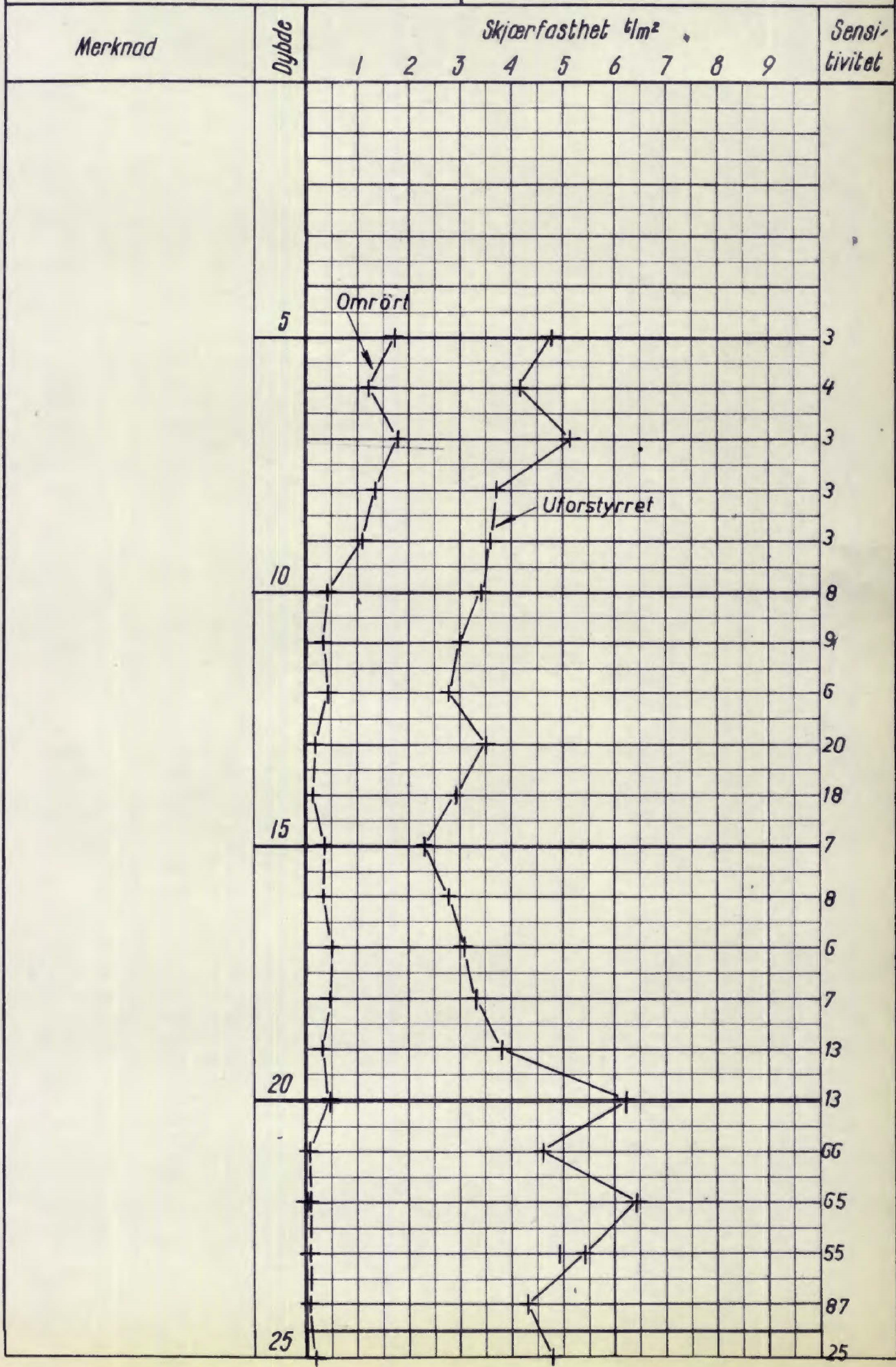
VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V.9 Bilag: 10

Nivå: 91,3 Oppdr.: O. 459.

Ving: 65x130 Data: 4-3-57



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

VINGEBORING

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: V. 10

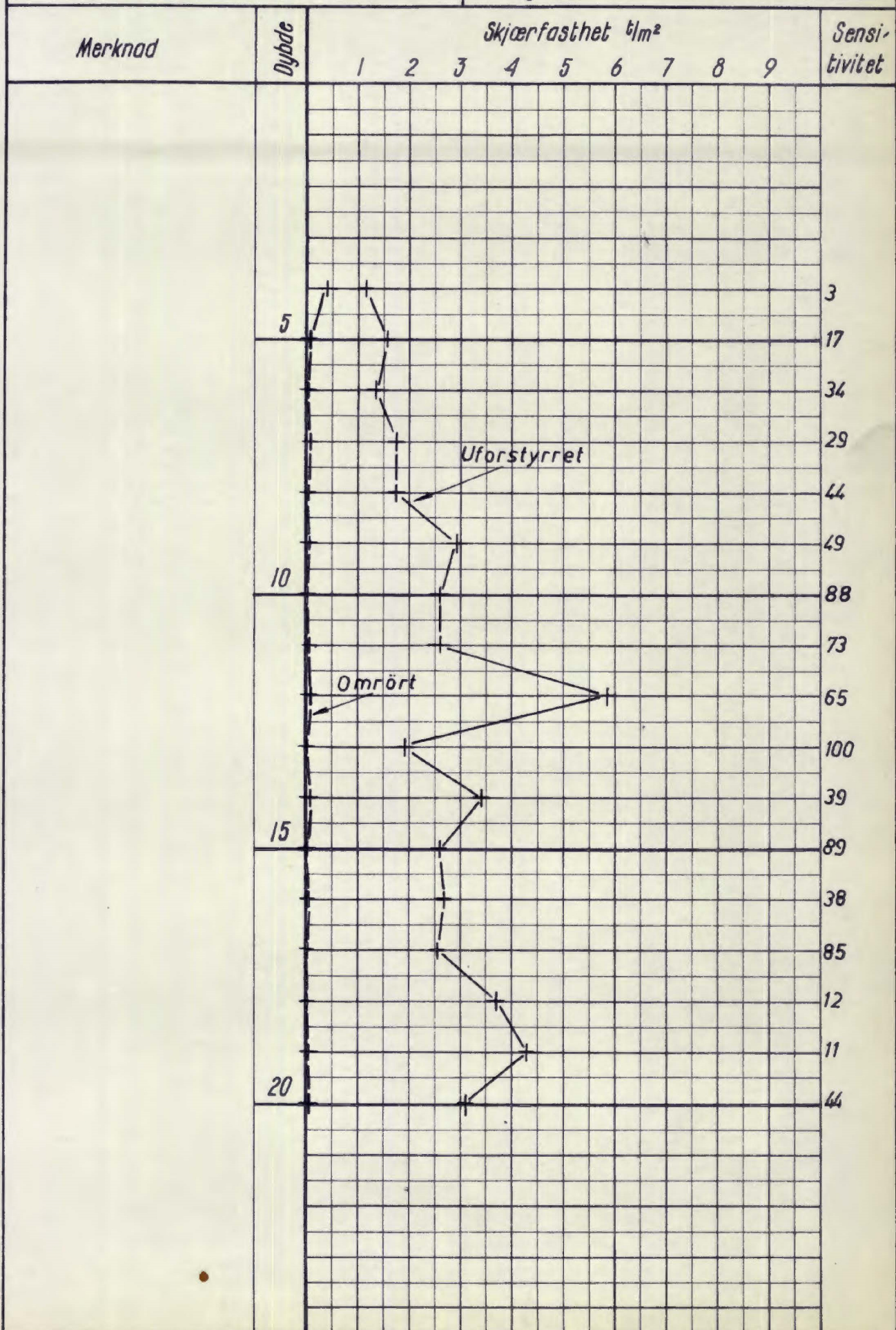
Bilag: 11

Nivå: 79,8

Oppdr.: 0.459.

Ving: 65x130.

Dato: 27-2-57.



BORPROFIL

Sted: GAUSTAD-DALEN.

Hull: P. 4 og V. 9 Bilag: 16

Nivå: 91,3 Oppdr.: O. 459

Pr. ϕ : 54 mm Dato: april-57

TEGNFORKLARING:

w = vanninnhold

w_L = flytegrense

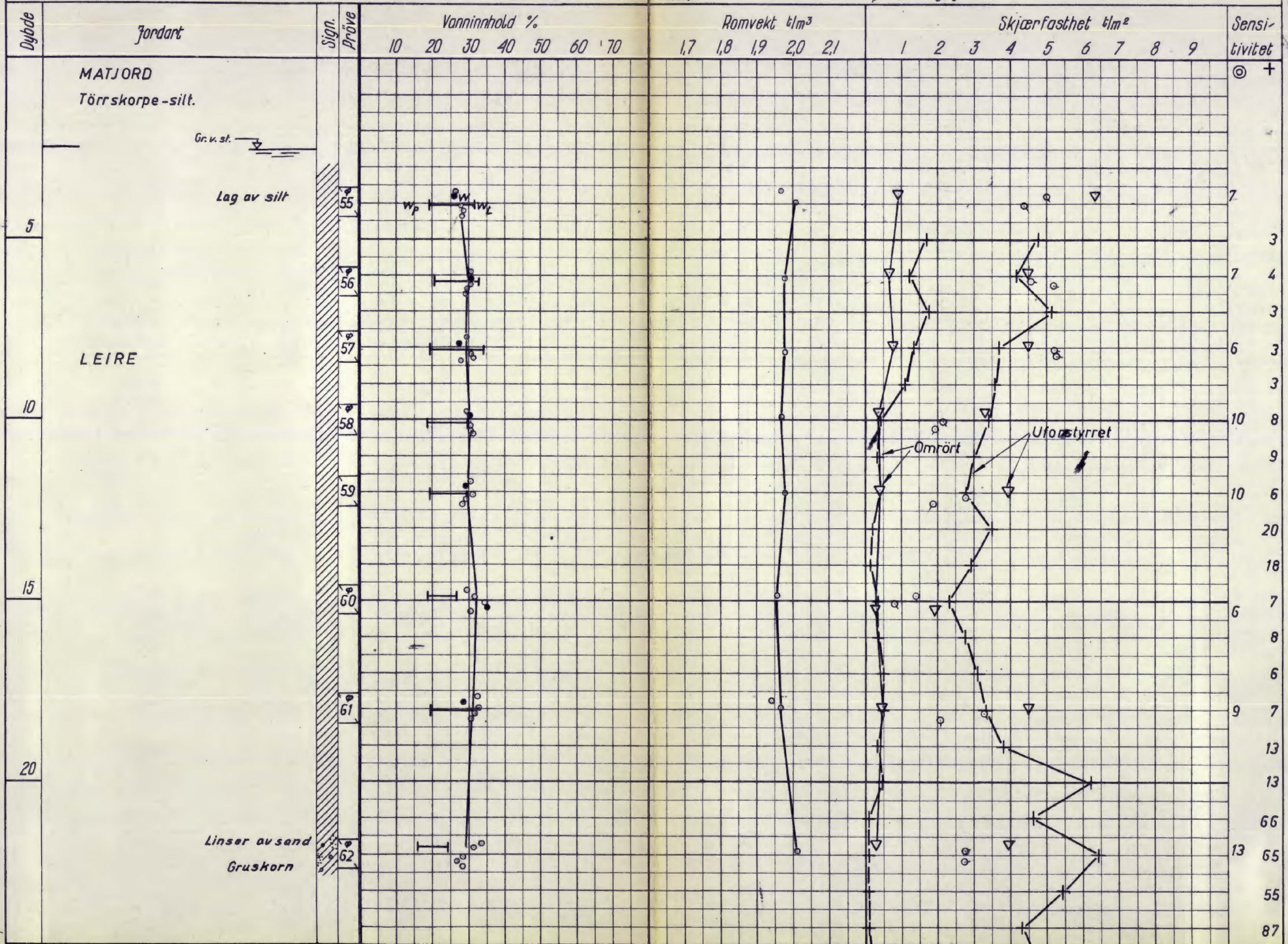
w_p = utrullingsgrense

+ vingebor

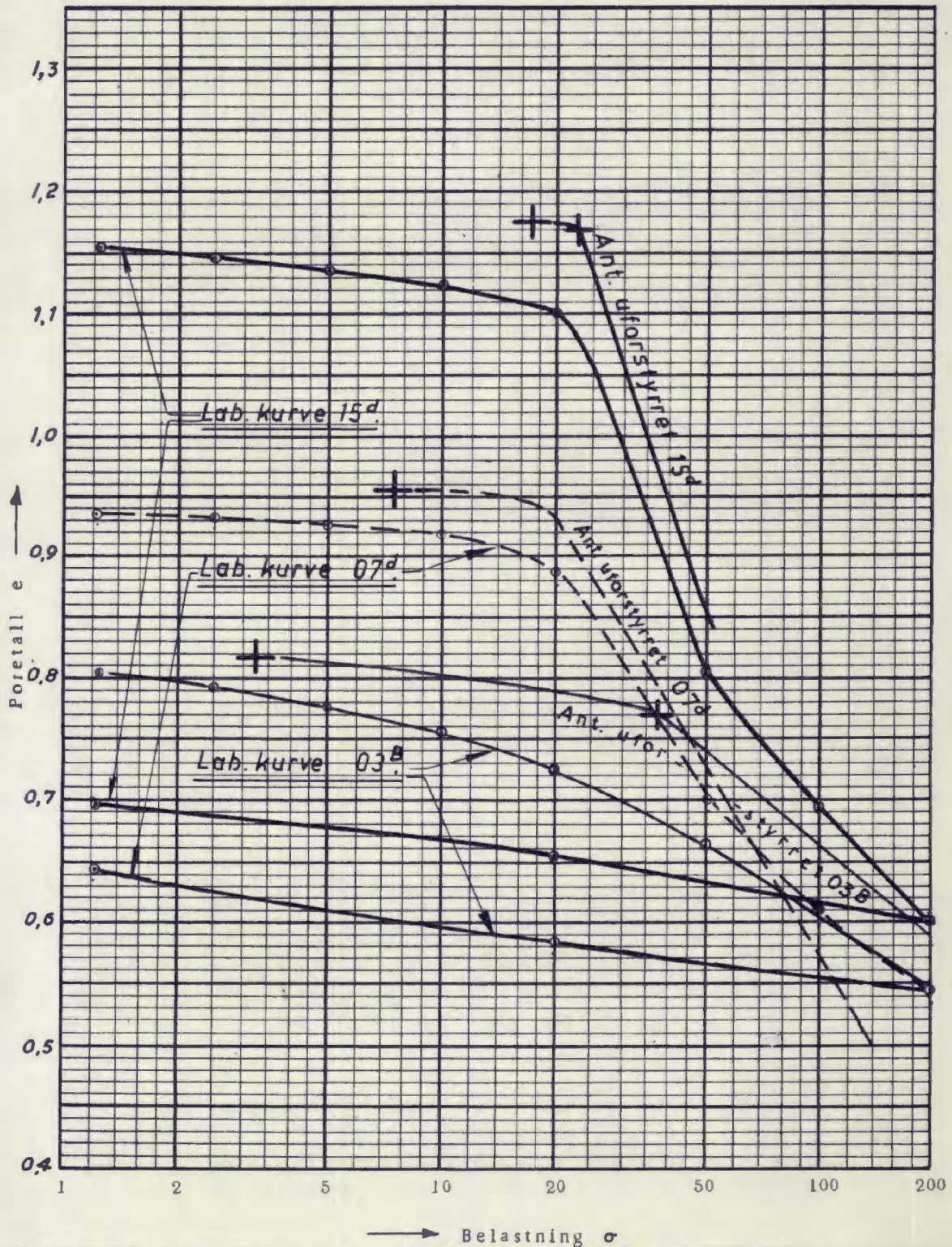
\odot enkelt trykkforsøk

∇ Konusforsøk

A. A.

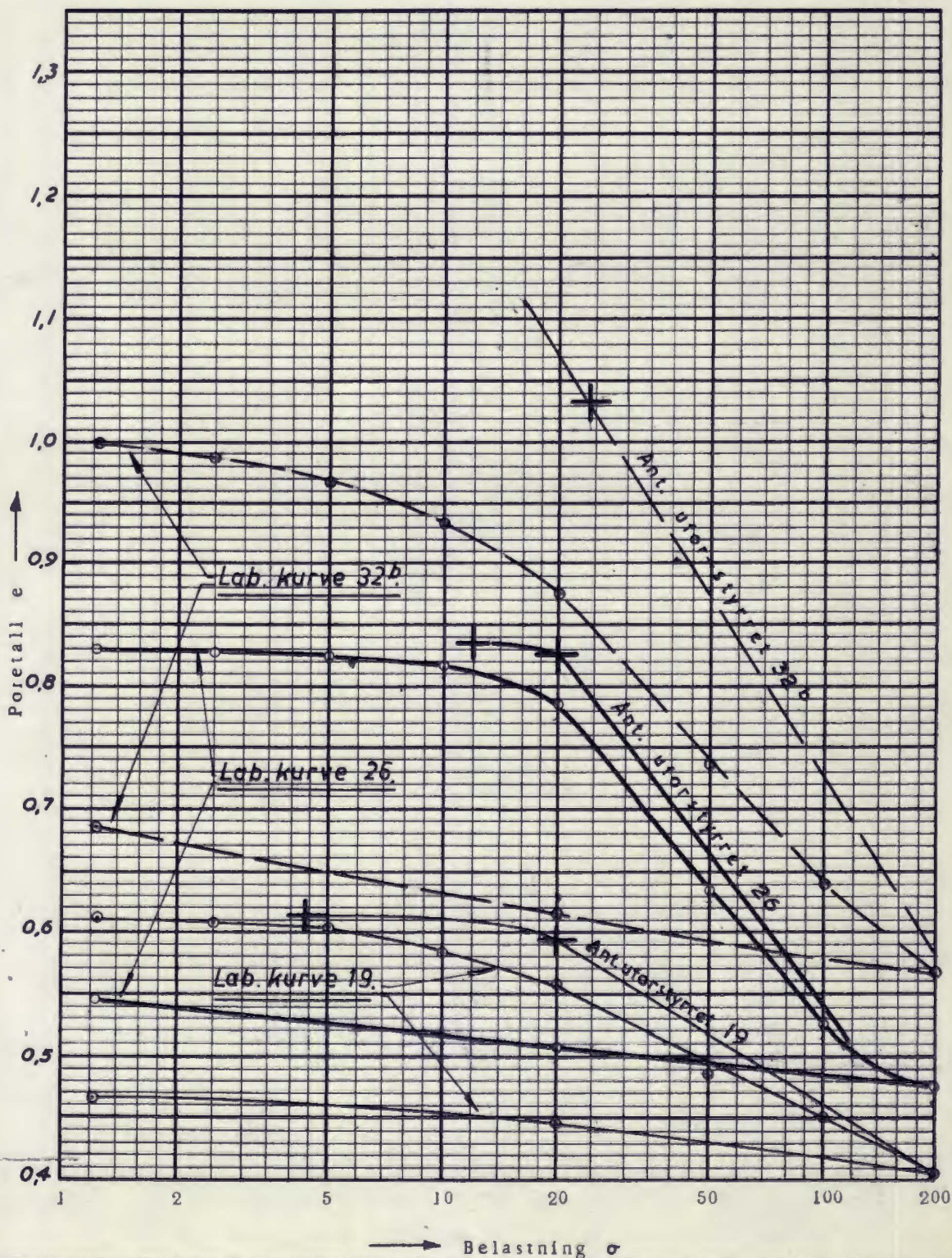


Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde m.	Effektivt overlagerings-trykk τ/m^2	Forbelastning τ/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	C_v Konsolide-ringskoeff, $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisitets-modul τ/m^2
03 ^b		3,1	3,2	38,0				
07 ^d		7,4	7,4	20,0		Se bilag	21	
15 ^d		18,2	17,2	23,0				



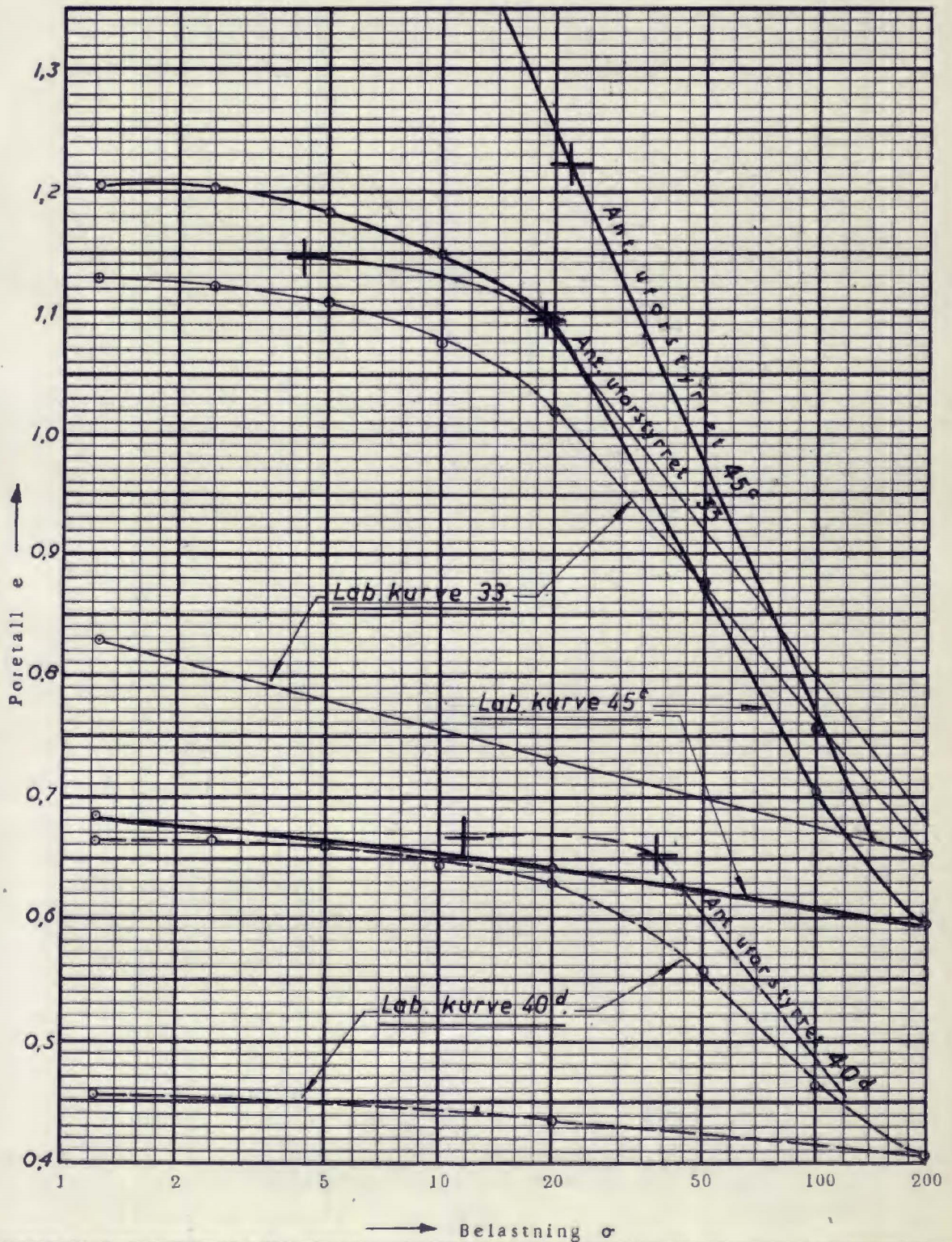
Anmerkninger

Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde m.	Effektivt overlagrings-trykk τ/m^2	For-belast-ning τ/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	c_v Konsolide-ringskoeff. $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisitets-modul τ/m^2
19		3,53	4,4	20,0				
26		11,2	12,0	20,0		Se bilag	21	
32b		24,4	24,0	-				



Anmerkninger

Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde m.	Effektivt overlagrings-trykk τ/m^2	For-belastning τ/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	c_v Konsolide-ringskoeff. $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisitets-modul τ/m^2
33b		2,7	4,3	19,0				
40 ^d		11,07	11,9	38,0		Se bilag	21	
45 ^c		21,4	22,0	—				



Anmerkninger

PRÖVE SÉRIE	Pröve nr.	Dybde m	$\delta_{c_1} = K \frac{C'_c}{1+e_{o_1}} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$				$\delta_{c_2} = K \frac{\Delta e}{1+e_{o_2}} \cdot \Delta H$				$C_v \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{sek}$		
			e_{o_1}	C_c	$f = \frac{\text{prim. öd. setn.}}{\text{tot. öd. setn.}}$	C'_c	e_{o_2}	Δe	K	$K \cdot \frac{\Delta e}{1+e_2} \cdot 10^{-2}$	For lasttrinn 5-10 t/m ²	For lasttrinn 10-20 t/m ²	For lasttrinn 20-50 t/m ²
P. 1	01 ^d	1,29	0,750	0,21	0,7	0,15	0,710	0,04	0,5	1,14	3,66	4,98	
	03 ^b	3,10	—	—	—	—	0,820	0,04	0,4	0,88	1,00	1,37	
	07 ^d	7,40	0,955	0,50	0,7	0,35	0,930	0,025	1,0 ³⁾	1,29		0,16 ¹⁾	
	12 ^a	13,77	1,250	1,12 ¹⁾	0,7	0,65 ²⁾	1,240	0,01	1,0 ³⁾	0,44		7,82 ¹⁾	5,23
	15 ^d	18,20	1,175	0,93	0,7	0,65	1,170	0,005	1,0 ³⁾	0,23		10,31 ¹⁾	1,30
P. 3	19	3,53	0,613	0,19	0,8	0,15	0,593	0,02	0,8	1,00	3,22	0,31 ¹⁾	
	21 ^a	5,40	1,269	0,19	0,8	0,15	1,267	0,002	—	—			
	21 ^d	5,70	1,035	0,30	0,8	0,24	—	—	—	—	0,73	1,10	
	26	11,20	0,835	0,41	0,8	0,33	0,828	0,007	1,0 ³⁾	0,38			0,90
	29 ^c	18,00	1,058	0,46	0,7	0,32	—	—	1,2 ⁴⁾	—		2,70	1,57
	32 ^b	24,40	1,032	0,49	0,75	0,37	—	—	1,2 ⁴⁾	—		1,45	1,23
P. 5	33 ^b	2,70	1,145	0,41	0,7	0,29	1,095	0,05	0,7	1,63	2,40	1,36	
	37 ^b	6,77	0,961	0,35	0,8	0,28	—	—	1,2 ⁴⁾	—			1,48
	38 ^a	7,66	0,922	0,42	0,75	0,31	—	—	1,2 ⁴⁾	—	5,22		1,47
	40 ^d	11,07	—	—	—	—	0,666	0,014	0,6	0,84			
	45 ^c	21,04	1,221	0,68	0,6	0,40	—	—	1,2 ⁴⁾	—		3,82	5,05

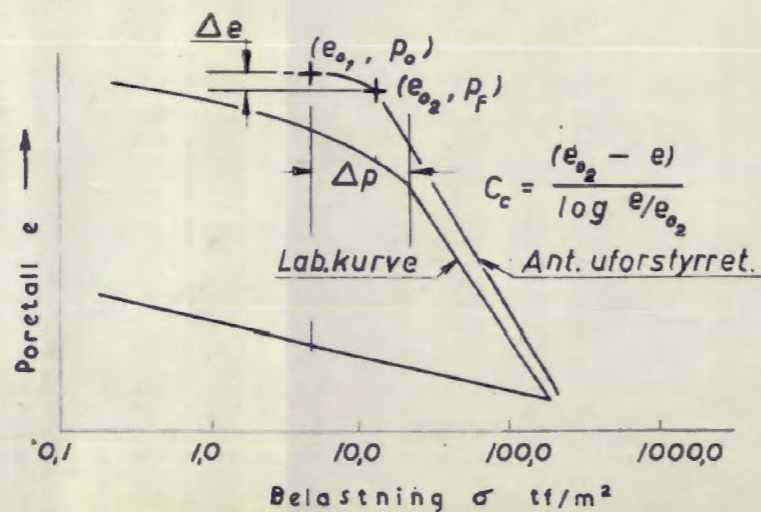
¹⁾ Antagelig feilverdi.

²⁾ Antatt verdi.

³⁾ Gjelder både for δ_{c_1} og δ_{c_2} .

⁴⁾ Gjelder bare for δ_{c_1} .

Eks. på beregn.

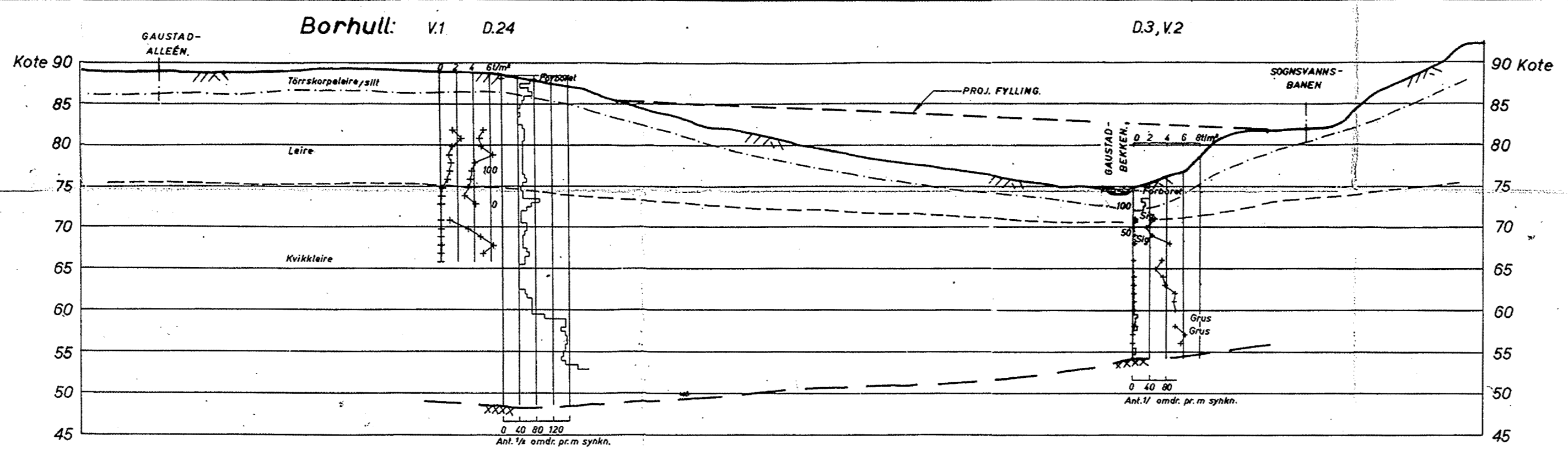


FORMEL	Gyldighets- område
$\delta_{c_2} = K \frac{\Delta e}{1+e_{o_2}} \Delta H$	p_o til p_f
$\delta_{c_1} = K \frac{C'_c}{1+e_{o_1}} \Delta H \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$	p_f til $(p_o + \Delta p)$

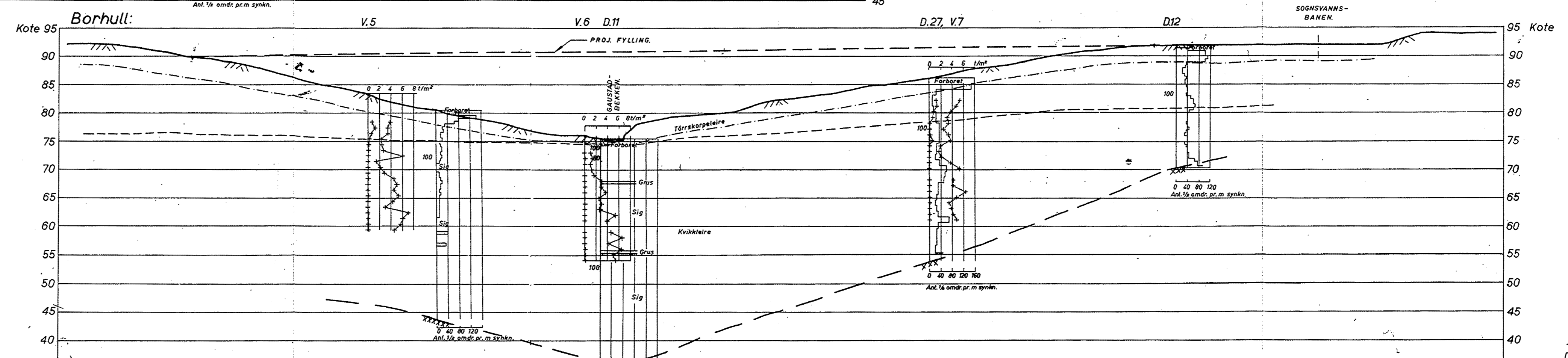
GAUSTADDALEN.

Data for setningsberegninger.

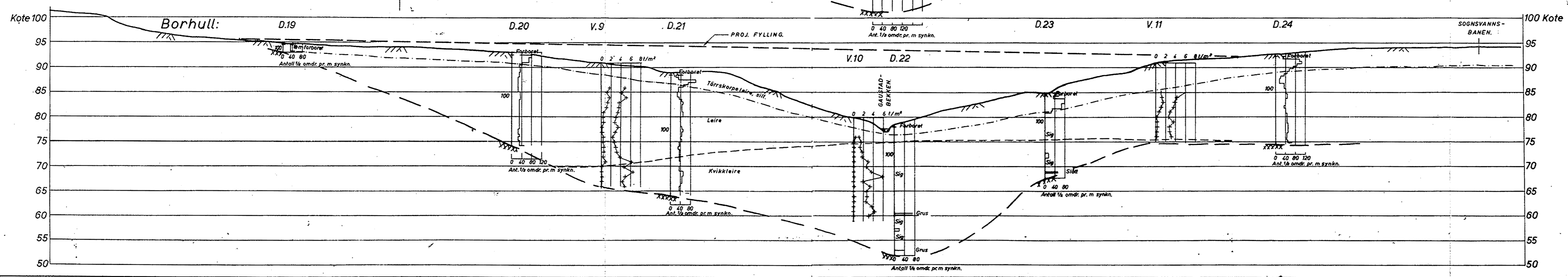
Profil: A



Profil: B



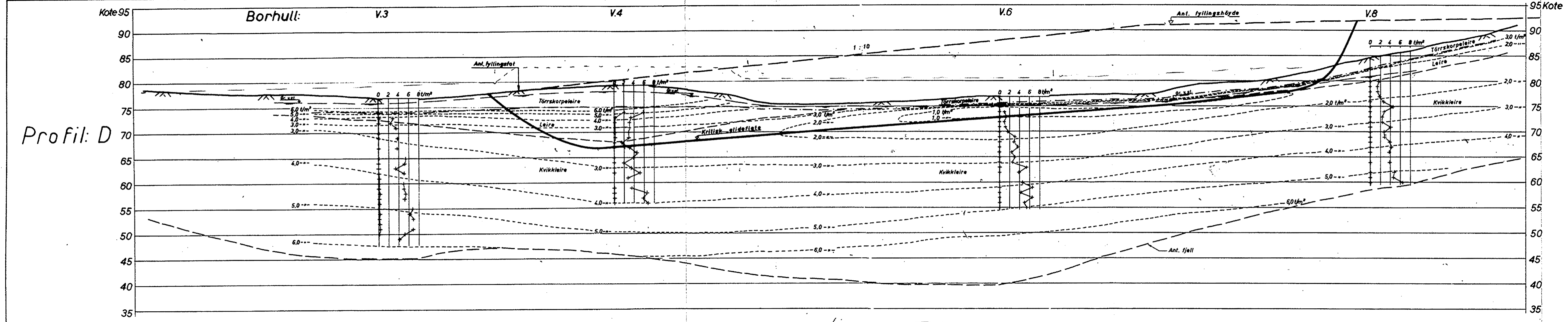
Profil: C



Tegnforklaring:
D = dreiesondring
V = vingeboring
P = prøvetaking
xxx ant. fjell.

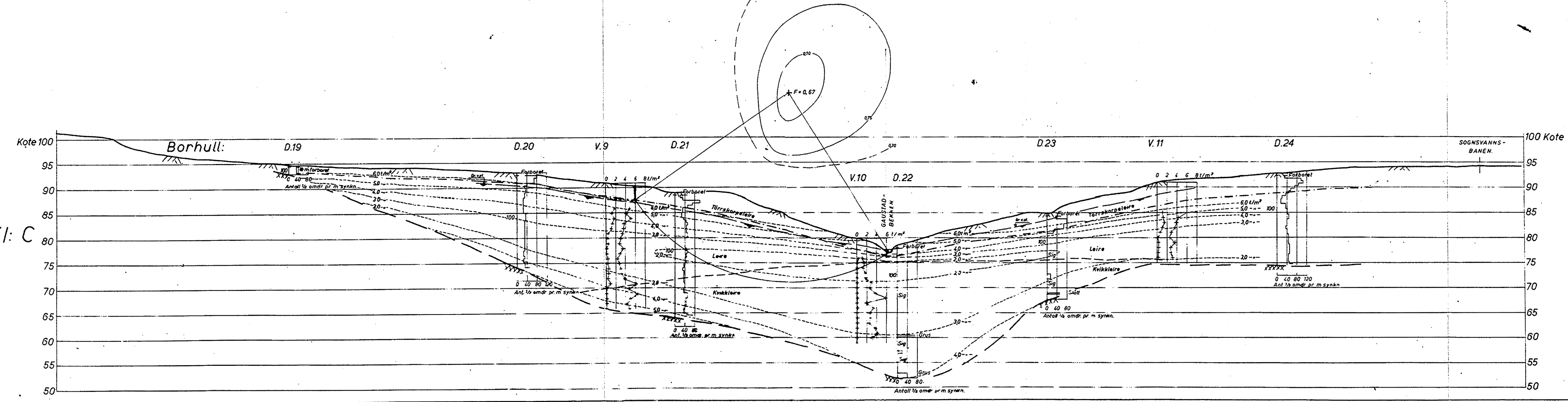
GAUSTAD-DALEN.

Profil A, B, C.
Skjerfastheter bestemt med vingebor.
Alle dreieboringer ført til fjell.
Alt. fyllingshøyde innlagt i alle profiler.
M = 1:500.



Profil: D

Resultat av stabilitetsberegninger		
Profil	Analysemetode	Sikkerhetsfaktor F
C	S_u	$F_{min} = 0,67$
D	S_u	$F_{min} = 1,04$

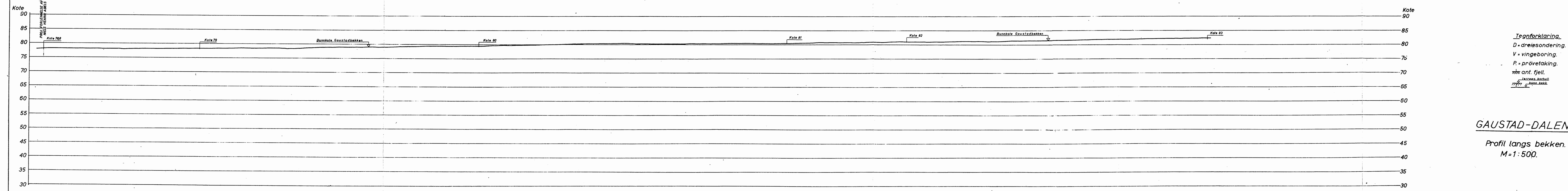
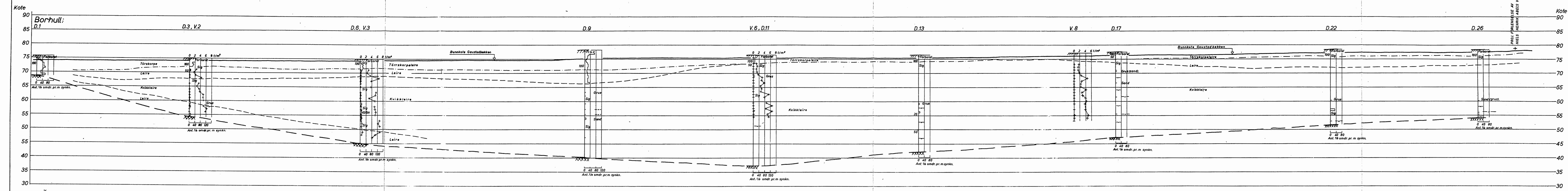


Profil: C

Tegnforklaring:
 D = driesondring
 V = vingeboring
 P = prøvetaking
 xxx ant. fjell.

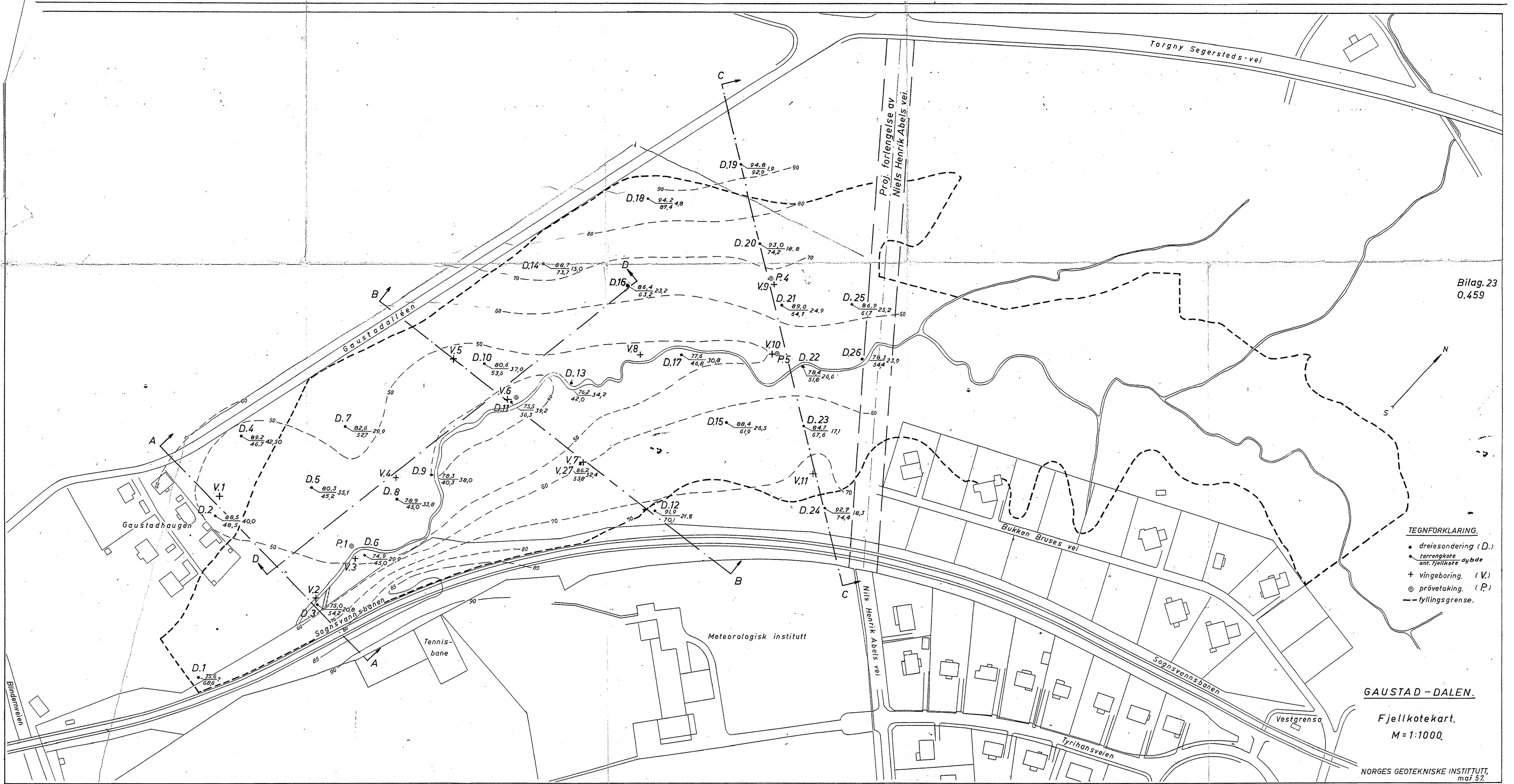
GAUSTAD-DALEN.

Profil C og D med
 resultat av stabilitetsberegninger.
 M = 1:500.



Tegnforklaring.
 D = dreiesondering.
 V = vingeboing.
 P = prøvetaking.
 ant. fjell.
 bunn bekke.

GAUSTAD-DALEN.
 Profil langs bekken.
 M=1:500.



Bilag. 23
0.459

- TEGNFORKLARING.
- dreiesondering (D.)
 - ▲ terrengkote ant. fjellkote dybde
 - + vingeboing. (V.)
 - ⊙ prøvetaking. (P.)
 - - - fyllingsgrense.

GAUSTAD - DALEN.
Fjellkotekart.
M = 1:1000.

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT,
mai 57.

