

Se R417

SO H1

N O R G E S G E O T E K N I S K E I N S T I T U T T

Rapport over:

Grunnundersökelse for ny bru,
Tvetenveien, over jernbanen og
Loelva ved Bryn.

O 199

16. juni 1955

SO:H1



1125

Rapport over:

Grunnundersøkelser for ny bru,
Tvetenveien, over jernbanen og
Loelva ved Bryn.

O 199

16. juni 1955

- Bilag 1 Tegnforklaring
--" 2 Situasjonsplan
--" 3 Lengdeprofil med resultat av dreie- og ransonderinger
--" 4 Tverrprofil -----"
--" 5-9 Resultat av prøvetaking ved pel 8 + 5, og 9 + 5, 14, 18, og 19
--" 10 Lengdeprofil ved jernbanen og Loelva.
Stabilitetsberegning.

1. Innledning.

Etter oppdrag av 13. september 1954 fra Oslo Veivesen har Norges geotekniske institutt foretatt en grunnundersøkelse for ny bru over jernbanen og Loelva ved Bryn.

Etter det foreliggende prosjekt skal Tvetenveien føres i bru over hovedbanen og Loelva. Brua tenkes utført i 8 spenn med en samlet lengde ca. 135 m. Tilstøtende fylling ved vestre landkar får en høyde på ca. 9 m.

Borepunktene er utsatt av Oslo Veivesen.

2. Markarbeidet.

Markarbeidet ble utført under ledelse av ingeniør Johannessen fra Instituttet med bormannskap fra Oslo Veivesen. Arbeidet ble påbegynt 25.11.1954, men måtte avbrytes 15.1.1955 på grunn av for sterk kulde. Prøvetakingen fortsatte så fra den 15.3.1955 til den 26.3.

Det er utført boringer langs tre linjer, henholdsvis senterlinje bru og ca. 10 m til hver side for denne. Da det på enkelte partier viste seg å være vanskelig å komme ned med vanlig dreiebor, gikk man over til å utføre ramsonderinger.

Det er ialt utført 18 dreieboringer, 28 ramsonderinger og tatt opp uforstyrrete prøver i 5 hull.

Dreieboring.

Dette utstyr består av \varnothing 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, og spissen er vridd en omdreining. Belastningen økes stegvis opp til 100 kg, og hvis boret ikke synker for denne belastning foretas dreining. Ved opptegning av resultatene er belastningen i kg angitt på venstre side, og antall halve omdreininger pr. meter synking av boret er angitt ved diagram på høyre side av borhullet.

Ramsondering.

Et \varnothing 32 mm borstål rammes ned i marken ved hjelp av et fall-lodd. Borstålet skrues sammen i 3 m lengder med glatte skjöter, og borstålet er nederst smidd ut i en spiss. Ramloddets vekt er 75 kg og fallhøyden holdes lik 27 - 53 eller 80 cm, avhengig av rammemotstanden. Antall slag pr. 20 cm synkning av boret noteres, og resultatet fremstilles i diagram som angir dynamisk rammemotstand i tonn, vekt av lodd gange fallhøyde dividert på synkning pr. slag.

Prövetaking.

Med det anvendte prøvetakingsutstyr opptas prøvene i tynnveggede, rustfri stålrør med lengde 80 cm og diameter 54 mm. For å hindre uttørring av prøvene under transport til laboratoriet og eventuell lagring, blir sylindrerne forseglet med voks og gummihetter.

3. Laboratorieundersøkelser.

54 mm prøvene ble etter at de var skjövnet ut av sylindrer, skåret av et tynt lag langs prøven. Dette laget ble tørket langsomt ut for at en eventuell lagdeling skulle komme tydeligere frem, og det ble gitt en jordartsbetegnelse.

Følgende bestemmelser ble utført:

Romvekt t/m^3

Vanninnholdet er vekt vann i prosent av tørrvekt etter tørking ved 110°C . Det er som regel utført 6 vanninnholdbestemmelser fordelt langs prøven.

Flyte- og utrullingsgrensen angir vanninnholdet i prosent ved grenseverdiene for plastisk område av omrørt materiale, idet flytegrensen er den øvre og utrullingsgrensen den nedre grenseverdi.

Plastisitetsindeksen er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen.

Disse konsistensgrenser er meget viktige ved en bedømmelse av jordarternes egenskaper. Et naturlig vanninnhold over flytegrensen viser for eks. at grunnen blir flytende ved omrøring.

Skjærfastheten er bestemt ved enkle trykkforsøk på prøver med tverrsnitt 3.6 x 3.6 cm og høyde 10 cm, som skjæres ut i senter av prøvene. Det er gjennomgående utført to trykkforsøk for hver prøve. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Skjærfastheten av uforstyrret og omrørt prøve er i laboratoriet også bestemt ved konusforsøk.

Sensitiviteten er forholdet mellom skjærfasthetsverdiene for uforstyrret og fullstendig omrørt materiale.

4. Beskrivelse av grunnforholdene.

Resultatet av laboratorieundersøkelsene fremgår av bilag 5 - 8 hvor naturlig vanninnhold, konsistensgrenser, romvekt og skjærfasthetsverdier, samt sensitivitet er angitt. Dreieboringene og ramsonderingene gir også visse holdepunkter til bedømmelse av grunnens fasthet og lagdeling.

Grunnforholdene langs bruaksen veksler ganske sterkt, og de skal derfor i det følgende beskrives partivis.

Vestre parti pel 5 - 10.

Det er her tatt opp prøver ved pel ⁷8+5 og ²9+5. Under et øvre 0.5 m tykt lag av slag og grus er det tørrskorpelære til ca. 2 m dybde. Derunder består grunnen av leire med sand og gruslag og leirig sand og grus. Grunnforholdene er her inhomogene og sterkt varierende. Ved pel 8+5 er det skovleboret til 5 m dybde. Videre er det ramset foringsrør ned til 10 m dybde, idet man forsøkte å ta prøver underveis. Grunnen består ^{ved pel 8+5} her overveiende av sand og grus som er noe leirholdig. I 9 m dybde er det et renere sandlag. Det var ikke mulig å ramse foringsrøret dypere enn 10 m. Ramsonderingen på samme sted viser også økende fasthet under denne dybde. Ved pel 9+5 ble prøvetakingen avsluttet mot et grus og steinlag i 5 m dybde.

Skjærfasthetsverdiene for de opptatte prøver varierer ganske sterkt som følge av vekslende grunnforhold og vanskeligheter med å få tatt uforstyrrete prøver. Som en middelvei kan man regne med at leira fra 2 - 5 m dybde har en skjærfasthet på 2 - 3 t/m².

Like syd for den prosjekterte bru på omhandlede parti er det i mars 1955 av ingeniørfirmaet Haukelid utført grunnundersøkelser for en lagerbygning. Ved prøvetaking 24 m syd for senterlinjen i pel 9 + 7 er det her under 2 m tørrskorpe angitt mjelig leire med lag av finmo til 6 m dybde. Skjærfastheten avtar her fra 3.8 t/m² i 3 m til 2.4 t/m² i 6 m dybde. Prøvetakingen er avsluttet i denne dybde. Ca. 80 m syd fra pel 8 er det under 4 m dybde meget blöt leire med skjærfasthet 0.9 t/m².

Ramsonderinger utført på området pel 4 + 5 til pel 9 + 5 viser at grunnen er meget fast oppe i bakken mot nordvest. Ved pel 6 + 5 og 7 + 5 faller fjellet noe i ~~oplig~~ retning samtidig som det også hellar i bruas l~~ong~~retning mot öst. Det dypeste partiet langs senterlinjen har man ved pel 8 + 5 - 9 + 5 hvor dybden til fjell er ca. 20 m.

Ramaonderingen indikerer at det på dette parti, under ca. 10 m dybde, finnes fastere sand og gruslag. Enkelte steder er det et noe lösere, antagelig leirholdig lag et par meter over fjellet, som ved pel 9 + 5.

Midtre parti, pel 10 - 15.

Ved pel ~~14~~² hvor det er tatt opp prøver, er det under et övre 3 m tykt tørrskorpelag middels fast leire med noe sand og grus til ca. 8 m dybde. Denne leire er middels sensitiv med et vanninnhold omkring 30 %. Skjærfasthetsverdiene fra 5 til 8.5 m dybde er 3 - 4 t/m².

Under 8 m dybde er leira meget kvikk og på större dybde også blöt, med skjærfasthetsverdier 1 - 2 t/m² i 10 - 12 m dybde.

Dreieboringene på dette område viser såvidt vekslende resultater at det ikke på grunnlag herav kan angis en sammenhengende lagdeling med jordartsbeskrivelse. Ved pel 10 + 5 er sonderboret på den nederste 4 - 5 m slått ned gjennom sand- og grusmasser, men da dette boret ikke har så stor

nedtrengningsevne som ramsonderingsutstyret kan det ikke med sikkerhet avgjøres om man er kommet ned på fjell. Dette gjelder også til en viss grad de øvrige dreisonderinger der hvor det er støfasters gruslag over fjellet.

Stort sett blir grunnen løsere i østlig retning langs bruaksen. Ved pel 14 er det således som nevnt bløt kvikk leire over fjellet. At grunnforholdene kan variere på korte avstander fremgår f.eks. av dreieboringene ved pel 14 + 5 hvor dreiemotstand ved senterlinje og 10 m nord for denne er vesentlig forskjellig.

Dybden til fjell langs senterlinjen avtar fra ca. 20 m ved pel 10 til ca. 12 m ved pel 15.

Østre parti, pel 15 - 21.

Dette partiet omfatter jernbaneområdet og partiet ved Loelva. Det er her foretatt prøvetaking til fjell i to punkter, et på hver side av elva, ved pel 18 og 19.

I området ved elva er det øverst noe oppfylte masser 1 - 2 m og tørrskorpe til ca. 3 m dybde. Fra 4 m og helt ned til fjell i ca. 21 m dybde består grunnen av meget kvikk leire. I 7 - 15 m dybde er kvikkleira dessuten meget bløt med skjærfasthet omkring og delvis noe under 1 t/m^2 .

Det bløte kvikkleirelaget strekker seg inn under jernbaneområdet. Ved pel 17 er det således et øvre ca. 5 m tykt fastere lag med underliggende bløt kvikkleire.

Fjellet faller av ned mot elva, slik at man her har en markert dyprene med maksimal dybde ca. 21 m under elva. Mot øst stiger fjellet steilt opp, og ved pel 21 og østenfor er det fjell i dagen.

5. Stabilitet og fundamenteringsforhold.

Vestre landkar og fylling.

Vestre landkar er ifølge det foreliggende utkast tenkt trukket frem til pel 9 + 2. Landkaret med bakenforliggende fylling får da en maksimal høyde

på ca. 9 m. Regnes romvekt 1,8 t/m² for fyllingen, vil det si at den belaster grunnen med ca. 16 t/m². Som nevnt under beskrivelse av grunnforholdene, kan det på dette parti regnes med at leira i 2 - 5 m dybde har en skjærfasthet på 2 - 3 t/m². Det vil si at grunnen på horisontal mark har en bæreevne et sted mellom 12 - 18 t/m². Belastningen fra fyllingen vil således kunne overstige grunnens bæreevne.

For å oppnå en tilfredsstillende sikkerhet mot markbrudd blir det derfor nødvendig å forlenge brua slik at fyllingshøyden ved landkar reduseres, eller utføre landkaret som en åpen kassekonstruksjon.

På grunn av de inhomogene og sterkt vekslende grunnforhold lar det seg vanskelig gjøre å foreta en nøyaktig beregning av sikkerhetsfaktoren ved forskjellige beliggenhet av landkaret. Dette må til en viss grad vurderes ved skjønn i forbindelse med overslagsmessige beregninger. Så vidt det kan bedømmes, bør landkaret trekkes tilbake og utføres med en kontrafylling rundt karet, slik at høydeforskjellen mellom veg og kontrafylling ikke blir større enn ca. 5 m. Stabilitetsforholdene ved landkaret vil også til en viss grad være avhengig av selve utformingen av karet med tilstøtende vegfylling. Dette spørsmål må derfor i detalj behandles senere.

Et annet alternativ er å bygge landkaret som en større kassekonstruksjon. Det burde da i tilfelle kunne kombineres med utnyttelse for lager eller lignende, idet man tar hensyn til at grunnen ikke må overbelastes.

Stabiliteten av terrenget ved Loelva.

Det er foretatt stabilitetsberegninger i et profil langs senterlinje bru, fra jernbaneområdet ned mot elva, med resultat som vist i bilag 9.

Beregningene er utført ved en såkalt $\phi = 0$ analyse for antatte sirkulære-sylindriske glideflater. Sikkerhetsfaktoren, F , er definert som forholdet mellom midlere opptredende skjærspenning langs glideflaten dividert på leiras midlere skjærfasthet langs den samme flate. Skjærfastheten i leira er

bestemt ved enkle trykkforsök på opptatte uforstyrrete prøver. En sikkerhetsfaktor mindre enn 1 skulle da betinge at en glidning fant sted, og ved sikkerhetsfaktor 1 skulle det akkurat være labil likevekt.

Ser vi på de glideflater som tar med arealet inn til og med nærmeste jernbanespor finner, man ved togbelastning 10 tonn pr. l.m spor beregningsmessig sikkerhet 1.22. En glideflate som også tar med neste spor, gir ved belastning 10 t. pr. spor sikkerhetsfaktor 1.0. Av oversiktskartet fremgår det at det opptegnede profil ikke er representativt for en større bredde, idet elva mot nord fjerner seg fra jernbanen og mot syd svinger inn parallelt med bruaksen. Man må således ta noe hensyn til sidekreftene på det jordvolum som man undersøker stabiliteten for. Dette gjør seg mest gjeldende ved de glideflater som tar med et større areal av jernbaneområdet.

Senere tids forskning ved Instituttet har vist at $\varphi = 0$ analysen ikke fullt ut er gyldig ved stabilitetsanalyse av naturlige skråninger, idet metoden kan gi noe for ugunstige resultater. I det foreliggende tilfelle har man en naturlig skråning med toghelastning på toppen.

Alle forhold tatt i betraktning kan det ut fra de foreliggende undersøkelser trekkes den konklusjon at jernbaneområdet utviser lav sikkerhet med hensyn på faren for en utglidning mot Loelva. Dette forhold må det tas hensyn til ved prosjektering av brufundamenteringen.

Peleramming vil medføre en massefortrengning med omrøring av leira og økede porevannsspenninger, slik at leiras fasthet rundt pelegruppen nedsettes noe. Det kan således være fare for at pelerammingen vil kunne forårsake en utglidning.

For å sikre terrenget ved elva kan det bli aktuelt å legge denne i lukket løp på et kortere parti.

Fundamentering av brua.

De vekslende og dårlige grunnforhold med lav bæreevne og kompressible leirlag tilsier at brua må fundamenteres på peler.

På det midtre og østre parti av brua blir det nødvendig å fundamenteres til

fjell. På det vestre parti kan det ved anvendelse av betong eller tæpeler muligens på grunn av fastere gruslag over fjellet bli vanskelig å ramme disse helt til fjell.

I området ved elva må man ved fastsettelse av tillatte belastninger for pelene være oppmerksom på faren for utknekking av pelene i den meget blöte og kvikke leire. Spørsmålet om utknekkingfare for peler i leire er ikke klarlagt, men det foreligger et par eksempler på slanke stålpeler som har vært prøvebelastet til utknekking, og Instituttet arbeider for tiden med dette spørsmål. Man vil anbefale at det utføres prøvebelastning av en eller to peler.

Det er foreløpig ikke foretatt noen undersökelse av korrosjonsfaren på bru-
stedet. Dette spørsmål må imidlertid klarlegges hvis det skal anvendes stål-
peler.

Ved fundamentering på stålpeler i området ved elva får man minst masse-
fortrængning og fasthetsnedsettelse av leira. For det vestre parti av brua
er grunnen trolig korrosjonsfarlig på grunn av de vekslende grunnforhold
med sand- og gruslag. Det vil her være naturlig å anvende betongpeler.
Disse har større nedtrengningsevne enn trepeler og vil således lettere kunne
gå gjennom høyreliggende faste sand- og gruslag.

6. Konklusjon.

De utförte undersökelser har vist at grunnforholdene varierer ganske sterkt
langs brulinjen. I vest er det sand- og grusholdig leire til ca. 5 m dybde,
og vesentlig sand og grus på større dybde muligens med enkelte leirlag.
På det midtre parti av brua er det middels fast leire til ca. 8 m dybde med
underliggende blöt kvikkleire. Den blöte kvikkleira öker i mektighet mot
öst og ved Loelva er det alt overveiende blöt og til dels meget blöt kvikkleire
helt ned til fjell i ca. 20 m dybde. Dybdene til äntatt fjell varierer
fra 12 - 21 m.

Instituttet vil foreslå at brua fundamenteres på peler til fjell der hvor det
lar seg gjøre å ramme pelene til fjell. På vestre parti er det mulig at
betongpeler vil stoppe opp i et fast gruslag over fjellet, men dette skulle da

være fullt tilstrekkelig til å kunne utnytte tillatte belastninger på betongpelene. Det bør unngås å skjöte betongpelene.


Vestre landkar må trekkes tilbake eller utføres slik at man oppnår tilstrekkelig sikkerhet mot en utglidning av fyllingen.

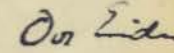
Jernbaneområdet viser en lav sikkerhet med hensyn på faren for en utglidning mot Loelva. Spørsmålet om brufundamenteringen på dette parti må derfor løses i samarbeid med Statsbanene. Instituttet vil kun peke på at anvendelse av stålpeleer gir liten massefortrengning og derved mindre nedsettelse av leiras fasthet og er således den fundamenteringsmåte som er gunstigst med hensyn til stabilitetsforholdene. Forövrig foreligger muligheten av å foreta en bedring av stabiliteten ved å legge Loelva i lukket löp med overfylling.

Man må være oppmerksom på faren for en ~~vik~~nekking av pelene i den meget blöte kvikkleire ved Loelva. Det foreslås her at man utförer belastningsforsök.

Instituttet kan päta seg å utföre undersökelse av korrosjonsfaren på brustedet og står forövrig gjerne til tjeneste med råd ved den videre prosjektering av fundamenteringen.

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT


Laurits Bjerrum


Ove Eide

TEGNFORKLARING OG NORMER FOR BETEGNELSE AV JORDARTERSIGNATUR

	Fylling
	Grus
	Sand og grov mo
	Fin mo og mjele
	Leire

KORNFRAKSJONER

Kornstørrelse			Betegnelse	
200	- 20	mm	Stein	
20	- 6	mm	Grov	Grus
6	- 2	mm	Fin	
2	- 0.6	mm	Grov	Sand
0.6	- 0.2	mm	Fin	
0.2	- 0.06	mm	Grov	Mo
0.06	- 0.02	mm	Fin	
0.02	- 0.006	mm	Grov	Mjele
0.006	- 0.002	mm	Fin	
	< 0.002	mm	Leire	

SKJÆRFASHTHET

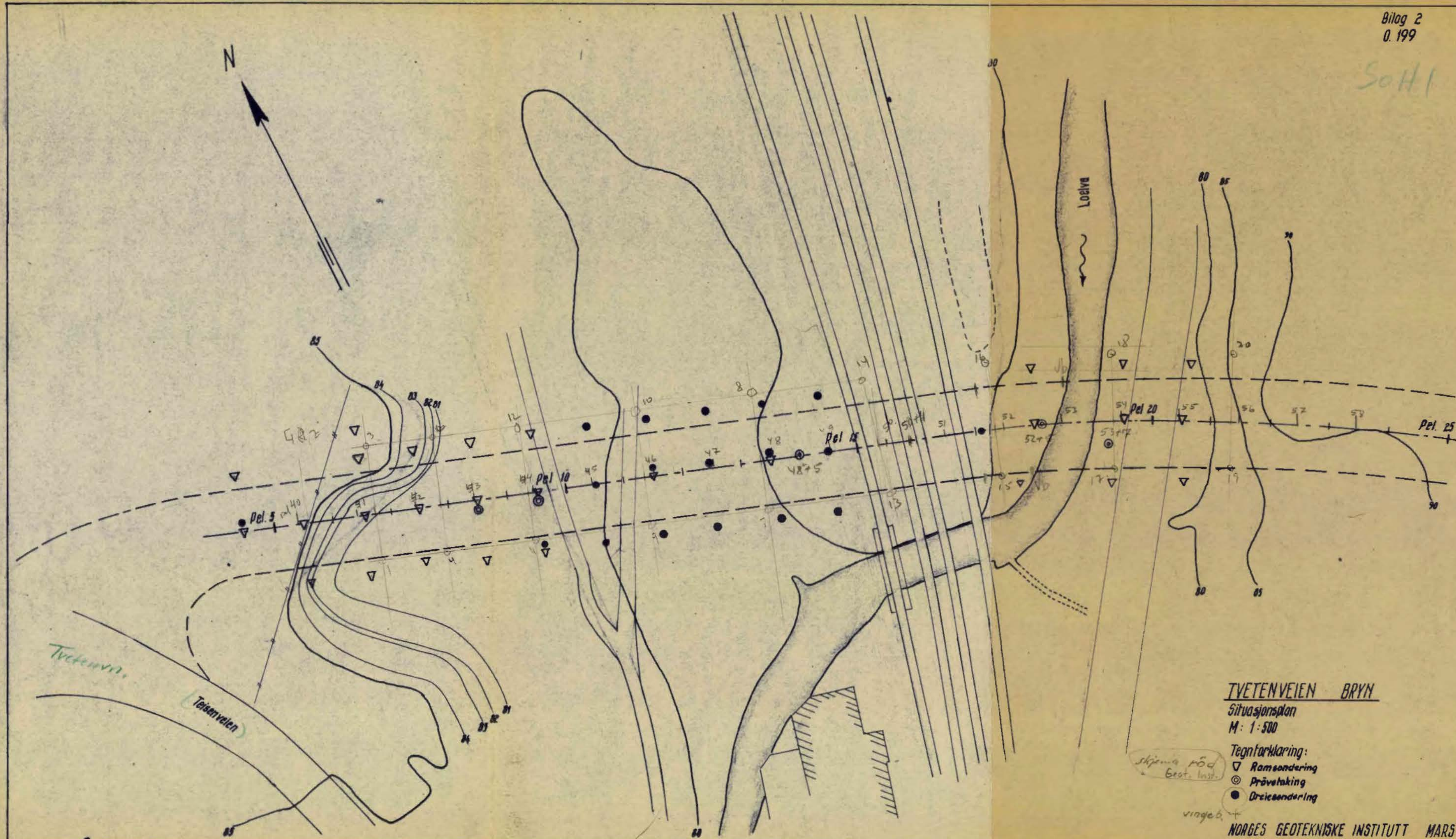
Skjærfasthet		Betegnelse
< 1.25	t/m ²	Meget bløt
1.25	- 2.5 t/m ²	Bløt
2.5	- 5 t/m ²	Middels fast
5	- 10 t/m ²	Fast
10	- 20 t/m ²	Meget fast
> 20	t/m ²	Hard

SENSITIVITET

Sensitiviteten er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og fullstendig omrørt tilstand.

Sensitivitet		Betegnelse
	1	Ikke sensitiv
1	- 2	Lite sensitiv
2	- 4	Middels sensitiv
4	- 8	Meget sensitiv
8	- 16	Lite kvikk
16	- 32	Middels kvikk
	> 32	Meget kvikk

SoH1



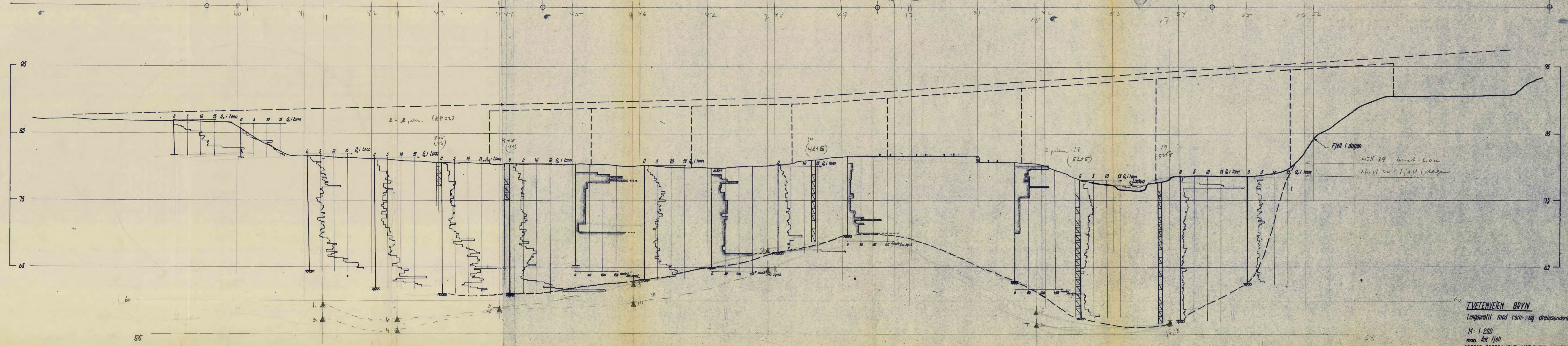
TVETENVEIEN BRYN

Situasjonsplan
M: 1:500

Tegnforklaring:

- ▽ Ramsøndering
- Prøvetaking
- Drænesøndering

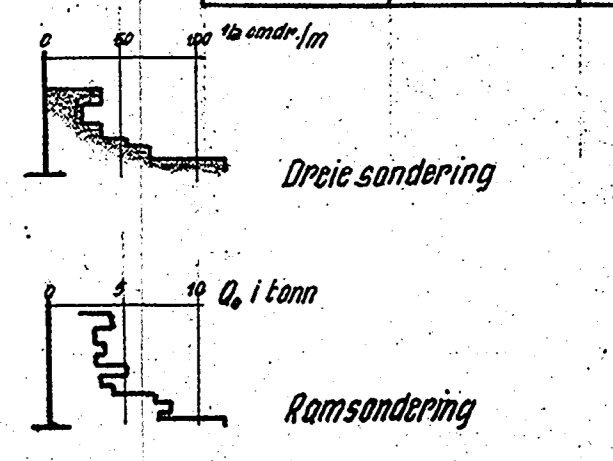
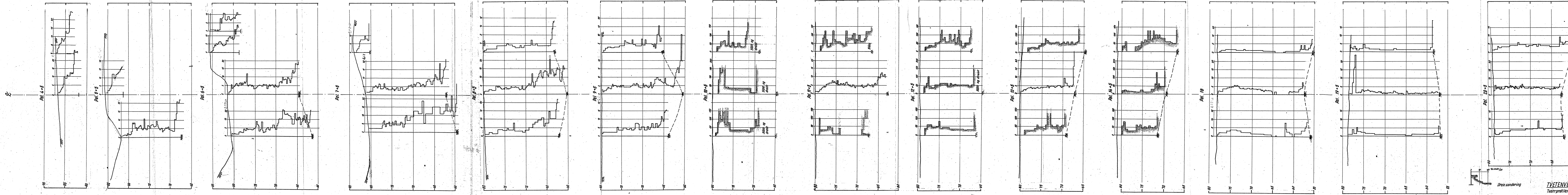
Pei nr.



TVETENVEIEN BRYN
 Lengdprofil med ram- og dreiesondering
 M: 1:200
 Ant. fjell
 NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT MARS 53

55

55



TVETENVEIEN BRYN
 Tverrprofiler med ram- og dreie sandring
 M = 1:200
 Ant. tjeil
 NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT MAI 55

BORPROFIL

Sted: TVETENBRUA, BRYN

Del: 8+5 og 9+5 Bilag: 5

Nivå: ca. 80,0 Oppdr.: 0.199

Pr. φ: 54 mm. Dato: Mars 55

TEGNFORKLARING:

w = vanninnhold

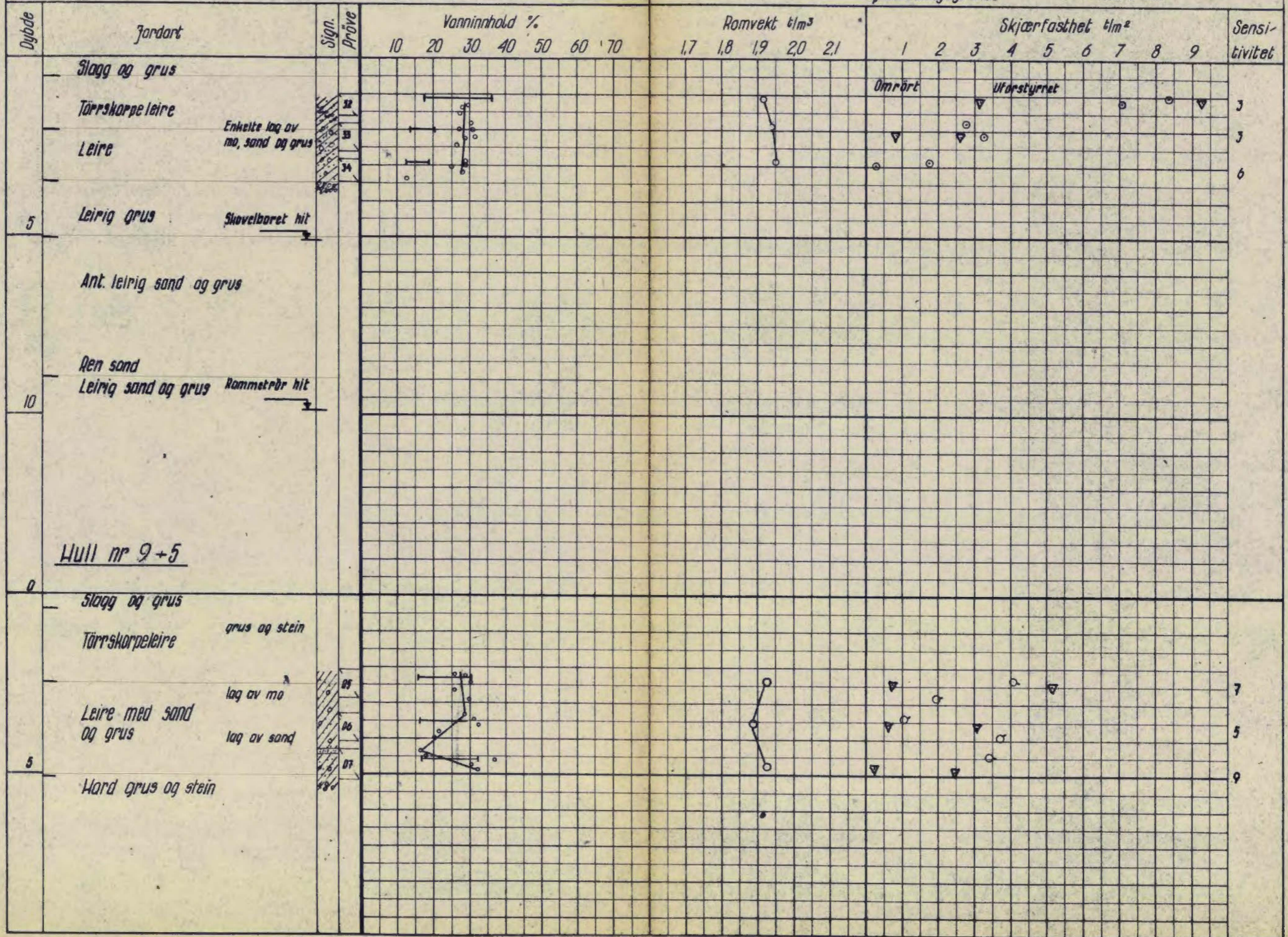
+ vingebor

w_L = flytegrense

○ enkelt trykkforsøk

w_p = utrullingsgrense

▽ konusforsøk



NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

BORPROFIL

Sted: TVETENBRUA, BRYN.

Del: 18 Bilag: 7

Nivå: 77,9 Oppdr.: 0.199

Pr. ϕ : 54 mm Dato: mars 55

TEGNFORKLARING:

w = vanninnhold

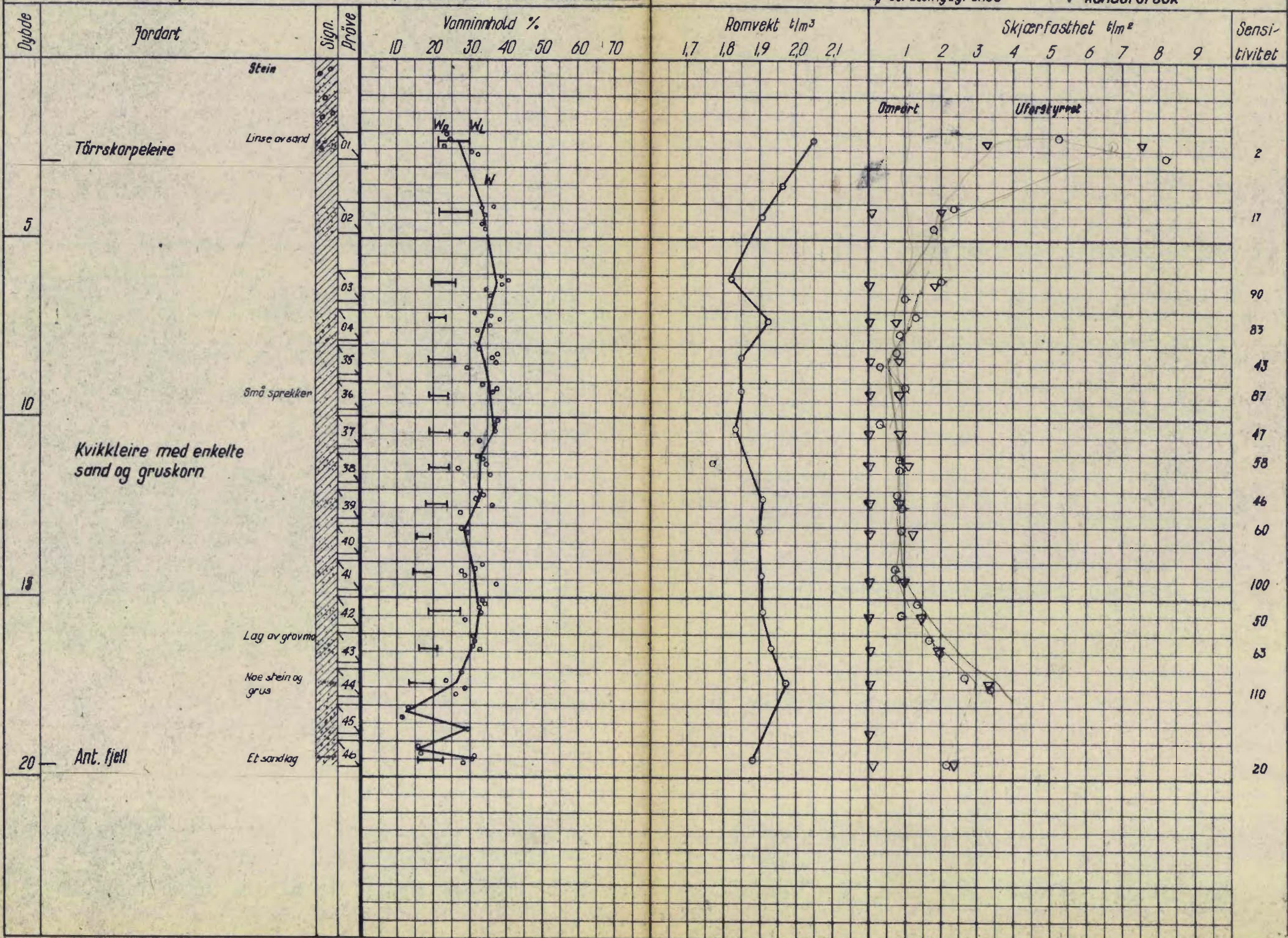
+ vingebor

w_L = flytegrense

○ enkelt trykkforsøk

w_p = utrullingsgrense

▽ konusforsøk

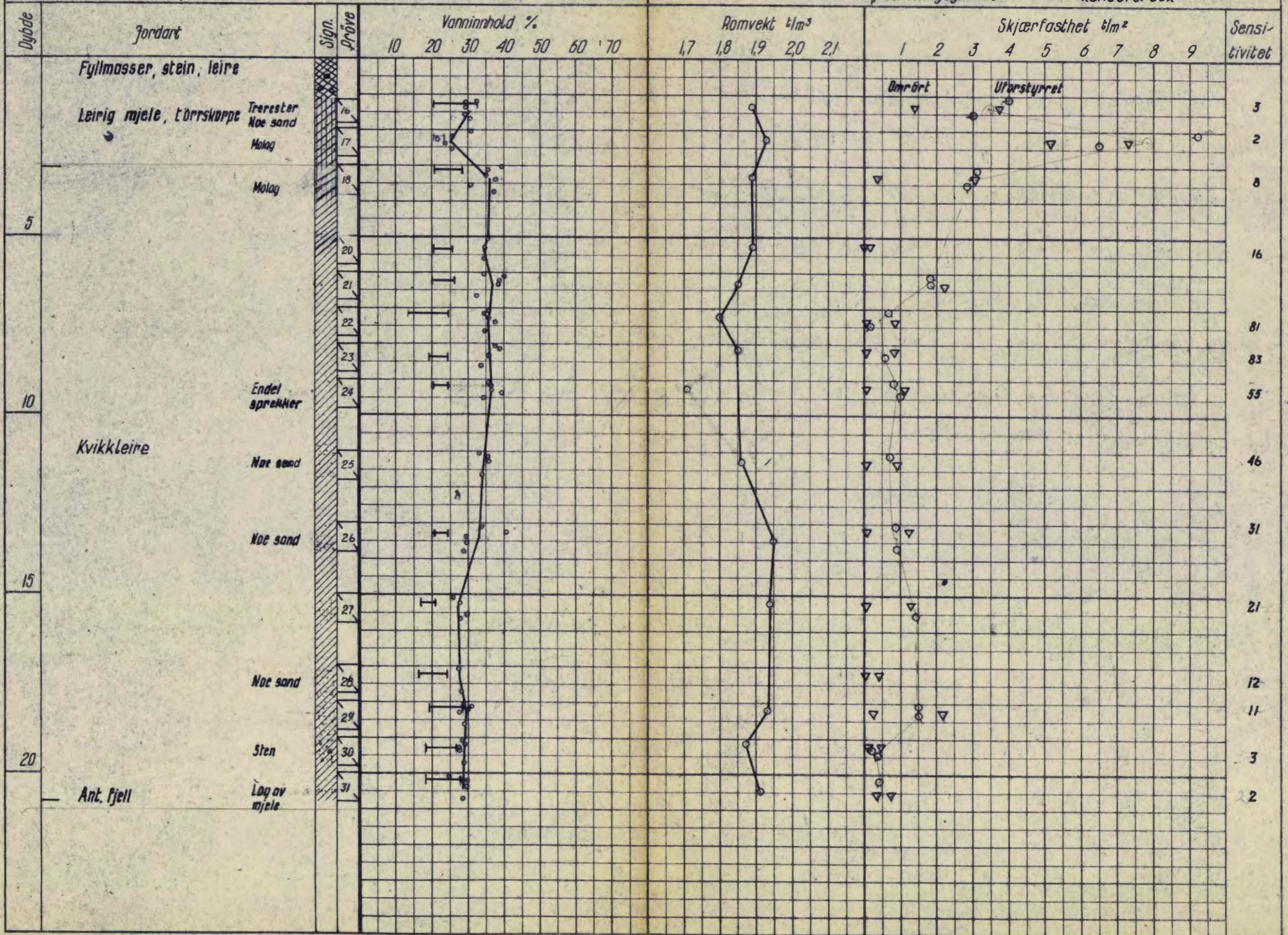


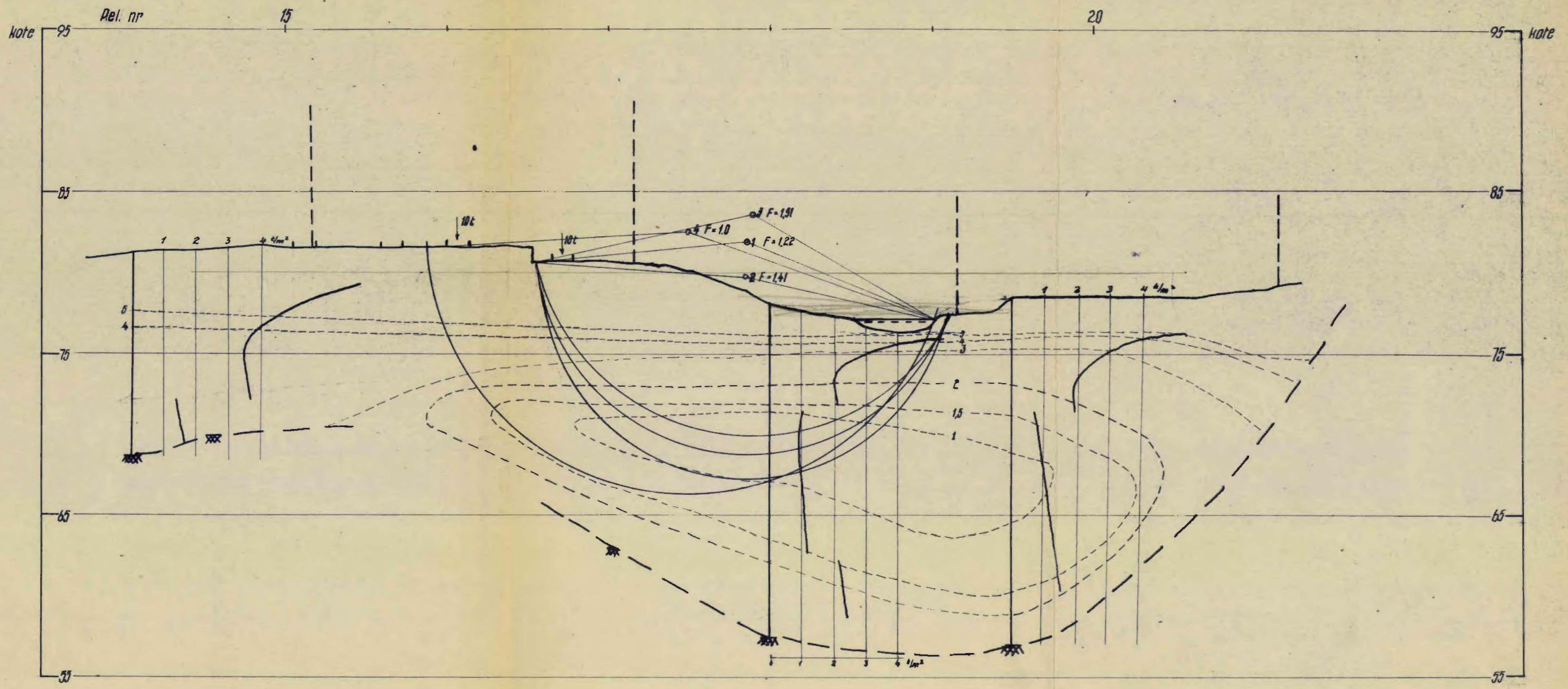
BORPROFIL

Sted: TVETENBRUA, BRYN.

Del: 19 Bilag: 8
 Nivå: 78,5 Oppdr.: 0.199
 Pr. φ: 54mm Dato: mars 55

TEGNFORKLARING:
 w = vanninnhold + vingebor
 w_L = flytegrense ○ enkelt trykkforsøk
 w_p = utrullingsgrense ▼ konusforsøk





TVETENVEIEN BRVN
Skjærfasthetsvariasjoner og
stabilitetsberegning
M : 1:200
F = sikkerhetsfaktor
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT MAI 55