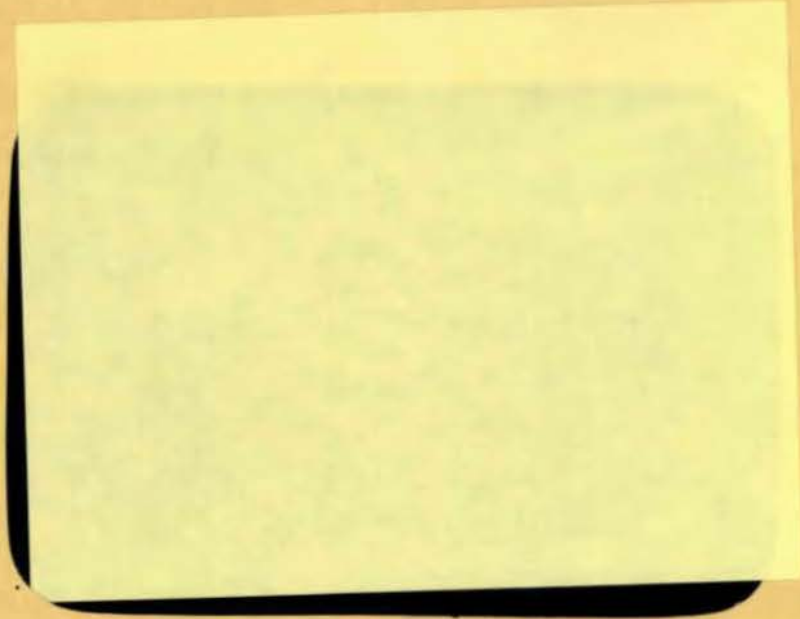


67



OSLO KOMMUNE  
GEOTEKNISK KONTOR

SO:DCI



OSLO KOMMUNE  
Geoteknisk kontor  
KINGOS GT. 22, OSLO 4  
Telf. 35 59 60

RAPPORT OVER:

BEKKELAGET RENSEANLEGG  
Inntaks- og sandfangbygg

R-1913-1      27. febr. 1984.

Del 1 Grunnundersøkelser

INNHOOLD	SIDE
SAMMENDRAG	2
INNLEDNING	3
MARKARBEID	3
LABORATORIEUNDERSØKELSER	4
Tolking av ødometerforsøk	4
TERRENG- OG GRUNNFORHOLD	5
Inntaksbygg	5
Omløpskanal	5
BERGARTER	6
STABILITET	6
Inntaksbygg	6
Omløpskanal	7
FUNDAMENTERING	7
EKSISTERENDE FUNDAMENT FOR SANDFANGBYGGET	9
SUPPLERENDE GRUNNUNDERSØKELSER	10

BILGASFORTEGNELSE

- Bilag 0: Standardbeskrivelse av bor- og laboratoriearbeider  
" 1: Vinge boring, 106U, utført i 1972 for R-1092  
(hull 5)  
" 2: Vinge boring, 107U, utført i 1972 for R-1092  
(hull 21)  
" 3: Prøveserie, 110U, utført i 1978 for R-1425  
(hull 2)  
" 4: Vinge boring, hull 7  
" 5: " , hull 8  
" 6: Prøveserie, hull 7  
" 7: Ødometerforsøk hull 7, dybde 5,3 m  
" 8: " " " " " 6,3 m  
" 9: " " " " " 9,3 m  
" 10: Profil A-A med prinsippskisse av spuntvegg  
" 11: Profiler  
" 12: Situasjons- og boreplan

## SAMMENDRAG

Dybdene til fjell varierer mellom ca 16 og 28 m under det planlagte inntaksbygget. Under den nye omløpskanalen varierer dybdene til fjell mellom ca 11 m i sør og ca 28 m nærmest inntaksbygget.

Grunnforholdene må betraktes som dårlige, med løsmasser av svært varierende karakter. Løsmassene består øverst av 1-2 m fyllmasse. Derunder er det leire med lav til middels skjærstyrke. Ved inntaksbygget er det registrert kvikkleire i 5-9 meters dybde. Nederst ved fjell er det antagelig et lag med friksjonsmasser. Lagets tykkelse varierer, men antas å være størst der dybden til fjell er størst.

Renseanlegget ligger i grenseområdet mellom grunnfjellsbergarter i øst og yngre sedimentære bergarter i vest. Grensen mellom disse markeres ved en svakhetssone (dyprenne) som omtrent følger nordøstre bassengkant på det eksisterende renseanlegget. Bergartene kan være mye oppsprukket i nærheten av denne sonen.

Av stabilitetshensyn må utgravingen for inntaksbygget avstives med spunt langs skråningsfoten mot Mosseveien.

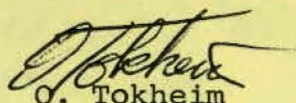
Inntaksbygget anbefales fundamentert på peler til fjell. Dersom det velges stålpeler må disse koples til det eksisterende katodiske beskyttelsesanlegget.

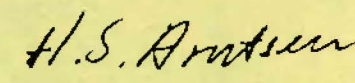
Laster fra det nye bygget over sandfangbassenget kan etter våre beregninger tas opp av eksisterende peler. Rutinene for kontroll av det katodiske beskyttelsesanlegget bør imidlertid gjennomgås slik at anlegget og kontrollen av dette fungerer tilfredsstillende også i framtiden.

For å få sikrere fjellbestemmelse med hensyn på peling og spunting, bør det foretas fjellkontrollboringer. Videre er det ønskelig med opptak av en prøveserie for sikrere bestemmelse av jordartsparemetre, noe som med gunstig resultat kan redusere omfanget av spuntene betraktelig.

Geoteknisk kontor står gjerne til disposisjon ved den videre planleggingen.

GEOTEKNISK KONTOR

  
O. Tokheim

  
/H.S. Arntsen

## INNLEDNING

Etter oppdrag fra Oslo vann- og kloakkvesen, rekvisisjon nr. 011704 av 7.4.83, har geoteknisk kontor foretatt grunnundersøkelser i forbindelse med utvidelsen av Bekkelaget renseanlegg. Det skal bygges nytt inntaksbygg, og over eksisterende sandfangbasseng skal det oppføres et bygg i 2 etasjer.

Det planlagte inntaksbygget vil omfatte eksisterende silobygg og området mellom dette og eksisterende inntaksbygg. Silobygget skal rives og ombygges. Overkant gulv i det nye bygget vil ligge på ca kote 3,8, med unntak av en heisesjakt i østre hjørne av silobygget der overkant gulv vil ligge på ca kote 1,7.

Hensikten med undersøkelsen har vært å bestemme dybden til fjell og kartlegge løsmassenes art og beskaffenhet der inntaksbygget er planlagt.

For sandfangbygget har vi kontrollert om de eksisterende pelere under bassengene tåler tilleggsbelastningen. Det er dessuten foretatt en prøvegraving for å se om det katodiske beskyttelsesanlegget for pelene virker tilfredsstillende.

Grunnundersøkelsen ble planlagt ut fra tegn. nr. E 7174, 104-110 fra Samfunnsteknikk vbb A/S, datert 18.3.83. Etter at undersøkelsen ble utført, er imidlertid planene noe forandret slik at et fordrøyningsbasseng, som var planlagt ved siden av eksisterende sandfangbasseng, nå er tatt ut av planene. Langs nordvestsiden av sandfangbassenget er det nå planlagt en omløpskanal som vil bli fundamentert over eksisterende omløpskanal. På grunn av tidligere grunnundersøkelser var det ikke nødvendig å foreta nye undersøkelser for fordrøyningsbassenget.

Det er tidligere utført en rekke grunnundersøkelser i forbindelse med renseanlegget. Resultater fra disse undersøkelsene har vi systematisert og tegnet inn på et eget undergrunnskart. Utsnitt av dette kartet er gjengitt i foreliggende rapport, og i tillegg er det benyttet resultater fra våre rapporter R-1092-3 av 9.8.72 og R-1425 av 21.4.78. Disse er gjengitt på bilag 1-3.

## MARKARBEID

Markarbeidet er utført med mannskap fra vårt kontor i tidsrommet 14.6.-21.6.83, og omfatter 5 dreietrykkssonderinger, 7 enkle sonderinger, 2 vingeboringer og opptak av 1 uforstyrret Ø54 mm prøveserie. Ved mange av sonderingene antas boret å ha stoppet i faste masser, til dels flere meter over fjell.

Det er videre satt ned 2 piezometre (poretrykkmålere), hvorav det ene står med spissen ved fjell eller i faste masser i 14 meters dybde og det andre med spissen i leire i 6 meters dybde.

Resultatet fra sonderingene er vist på situasjons- og borplanen, bilag 12 og på lengdeprofiler, bilag 11. Resultatene fra vingeboringene er vist på bilag 4 og 5.

Sonderboringene som var plassert i fortauet på Mosseveien, og i skråningen opp til denne, måtte avbrytes da det ikke var mulig å komme gjennom veifyllingen.

Dreie-trykksonderingen er utført med vår hydrauliske bore-rigg AB 2 ved at en borspiss med påskjømte stenger er presset ned med konstant hastighet og rotasjon. Nedpressingskraften, som registreres automatisk, gir en indikasjon på massenes sammensetning og fasthet. Beskrivelse av bormetoder forøvrig er gitt på bilag 0.

Borpunktene er ikke koordinatbestemt, men målt ut fra eksisterende bygninger. Terrenghøyden i borpunktene er nivellert med utgangspunkt i PP 8668 med oppgitt høyde  $h=10.858$ .

Det er videre foretatt en prøvegraving ved det eksisterende sandfangbassenget. Gravingen ble foretatt med maskiner og mannskap fra OV&K.

#### LABORATORIEUNDERSØKELSER

De opptatte prøvene fra hull 7 er åpnet og visuelt klassifisert ved vårt laboratorium. Dermed er det utført rutinemessig bestemmelse av vanninnhold, konsistensgrenser, tyngdetetthet, udrenert skjærstyrke og sensitivitet. Resultatene er vist på bilag 6. Det henvises forøvrig til bilag 0 hvor undersøkelsesmetodene er beskrevet.

Det ble også utført 5 ødometerforsøk for bestemmelse av leirens kompressibilitet og forkonsolideringsgrad. To av forsøkene ble utført med rebelastningssyklus. Resultatene er gitt på bilag 7, 8 og 9.

#### Tolking av ødometerforsøk

Forsøkene er utført på prøver fra 5,3, 6,3 og 9,3 meters dybde og viser et forkonsolideringstrykk,  $p_c'$ , på ca 180 kN/m<sup>2</sup> for alle forsøkene. Dette gir en overkonsolideringsgrad, OCR, varierende fra 2,2-1,6 for henholdsvis øverste og nederste prøve.

## TERRENG- OG GRUNNFORHOLD

### Inntaksbygg

Der inntaksbygget skal oppføres faller terrenget svakt i sørlig retning fra ca kote 6,5 til ca kote 5,0. Byggets nordøstre vegg blir liggende ca 1-3 m fra skråningsfoten mot Mosseveien. Mosseveien ligger her på ca kote 10 og veiskråningen ned fra denne har en helning på ca 1:3.

Av bilag 12 framgår det at dybdene til fjell varierer mellom ca 28 m på sørvestsiden til ca 16 m på nordøstsiden av det nye inntaksbygget. Tidligere undersøkelser og pelearbeider har vist at det er mye blokk og stein i undergrunnen og flesteparten av de utførte sonderingene har sannsynligvis stoppet mot slike masser. I grove trekk kan man si at det under fyllingen er relativt homogen leire ned til kote -5, og derunder er det friksjonsmasser av usikker tykkelse. De sonderboringene som ikke har nådd dypere enn ca kote -5, har sannsynligvis stoppet i dette laget og ikke nådd ned til fjell.

Grunnforholdene må betraktes som dårlige med løsmasser av svært varierende karakter. Prøveserien i punkt 7, bilag 6, viser at det er 1-2 m fyllmasse øverst, og derunder leire til ca 10 meters dybde der prøvetakeren stoppet mot et grovere lag, sannsynligvis morene. Mellom 5 og 9 meters dybde er leiren bløt og meget sensitiv og må karakteriseres som kvikk. I følge prøveserien og vingeboringen i samme punkt, bilag 4, varierer udrenert skjærstyrke mellom 11 og 15 kN/m<sup>2</sup> i det bløte laget. Vingeboringen viser imidlertid lavere sensitivitet enn prøveserien der hvor leira er kvikk. Vingeboringer viser ofte for lav sensitivitet, og sensitiviteten i henhold til prøveserien er trolig den mest korrekte.

Dreietrykkssonderingene i de øvrige punktene (samt vingeboringen i punkt 8) viser at kvikkleirelaget trolig er utbredt over hele det aktuelle området.

Måling av grunnvannstanden viser at grunnvannspeilet ved punkt 7 står ca 3 m under terreng, dvs. på ca kote 3. Poretrykkmålinger i samme punkt tyder på et svakt poreundertrykk ved fjell.

### Omløpskanal

Omløpskanalen er planlagt å ligge ved siden av sandfangbygget, se bilag 12.

Dybden til antatt fjell i dette området varierer mellom ca 28 m vest for inntaksbygget til ca 11 m ved sørvestre hjørne av sandfangbassenget.

Vingeboringene i punkt 106 U og 107 U, bilag 1 og 2, viser at det øverst er et ca 2-3 m tykt lag med tørrskorpe/fyllmasser, og derunder lite sensitiv leire med udrenert skjærstyrke på 15-20 kN/m<sup>2</sup>. Prøvegravingen, som ble foretatt ca 5 m nordøst for punkt 111 U, viste også at det er fyllmasse ned til 2-3 meters dybde. Under dette nivået viser de opptatte prøvene fra punkt 110 U, bilag 3, at det er leire med sand og gruslag. I 3-5 meters dybde er udrenert skjærstyrke målt til 10-15 kN/m<sup>2</sup>.

#### BERGARTER

Renseanlegget ligger i grenseområdet mellom grunnfjellsbergarter i øst og yngre bergarter i vest. Tidligere undersøkelser, samt registreringer av pelelengder ut fra peleprotokoller, viser at det finnes en dyprene langs en svakhetssone i fjellet. Denne følger omtrent nordøstre bassengkant på det eksisterende renseanlegget. I forbindelse med stagforankring og pelerramming er det viktig å være klar over at fjellet i og i nærheten av svakhetssonen kan være mye oppsprukket.

#### STABILITET

##### Inntaksbygg

Som før nevnt ligger Mosseveien nå på kote 10 like ovenfor det planlagte inntaksbygget, hvor eksisterende terreng ligger på ca kote 6. For mer enn 25 år siden lå imidlertid Mosseveien høyere, på ca kote 15, noe som stabilitetsmessig var en betydelig mer ugunstig situasjon enn i dag.

Bunnen av utgravningen for inntaksbygget vil komme ned på kote 3,0, og av hensyn til stabiliteten må det benyttes spunt langs skråningsfoten mot Mosseveien. Spuntdimensjonene er avhengige av jordartsegenskapene. Overslagsberegninger med anslåtte effektivspenningsparametre ( $a\phi$ ) tyder på at det kan være tilstrekkelig med kort spunt (ca 5-6 m) som forankres i ett nivå. Dette må imidlertid bekreftes ved nye undersøkelser og laboratorieforsøk (treaksialforsøk).

Med de data vi har til nå, må imidlertid beregningene foretas med totalspenningsanalyse ( $S_u$ ), og disse tilsier at spunten bør føres til fjell. Foreløpig regner vi derfor med at spunten føres til fjell, dvs. spuntlengde ca 16 m, og at den dimensjoneres for et maksimalmoment på ca 250 kNm/m. Dersom stagene settes med helning ca 30° mot Mosseveien og forankres i fjell, vil nødvendig staglengde bli ca 20 m i løsmasser. Bilag 11 viser et profil med prinsippskisse av spuntvegg.

En heisesjakt med sidekanter 2,5 X 2,5 m<sup>2</sup> er planlagt i østre hjørne av eksisterende silobygg. Bunn utgraving vil her bli på ca kote 1,0. For denne vil det sannsynligvis kunne benyttes noe mindre spuntdimensjoner og relativt kort spunt som avstives innvendig.

Overalt skal spunten slås i lås for å få en tettest mulig spunt med hensyn på innstrømming av vann og eventuelt inn-trengning av masser.

Til sist nevnes at spunten bør stå igjen i bakken også etter at bygget er oppført, fordi ved opptrekk av spunt følger det gjerne med leirmasser som tilsvarer 2-3 ganger spuntvolumet, noe som vil føre til deformasjoner av omkringliggende terreng.

Videre er det i permanent tilstand fare for bunnoppressing under det planlagte inntaksbygget. Av hensyn til framtidig stabilitet må derfor gulvet dimensjoneres for en eventuell oppadrettet kraft som kan oppstå. Størrelsen av denne kraften vil vi kunne beregne nøyaktig etterat en eventuell supplerende undersøkelse er foretatt. Foreløpig har vi beregnet at denne kraften tilsvarer omtrent halvparten av tyngden av de masser som graves bort.

#### Omløpskanal

Den nye omløpskanalen, som er planlagt langs nordvestsiden av eksisterende sandfangbasseng, skal delvis legges oppå eksisterende omløpskanal og delvis graves ned i egen grøft. Med stabile graveskråninger kan man i dette området grave maksimalt 3,0 m dypt. Hvis gravedybden skulle bli større, må vårt kontor på forhånd vurdere nærmere om avstivning er nødvendig.

For at graveskråningene skal være stabile må de ikke ha brattere helning enn 1:1,3.

#### FUNDAMENTERING

Det nye inntaksbygget og omløpskanalen bør fundamenteres på spissbærende peler som rammes til fjell. Ramming i leiren ned til ca 10 meters dybde ventes ikke å by på problemer, men i de fastere massene er det mulig at pelene vil møte stor motstand. Pelene kan også treffe stor stein eller blokk. Ved om nødvendig å flytte enkelte peler regner vi imidlertid med at de aller fleste pelene kan slås til fjell. Ved ramming og innmeisling, både i fjell og eventuelt i løsmasser, skal instruks fra vårt kontor følges.

Ved valg av peletype er det mange faktorer som virker inn. De fleste eksisterende konstruksjoner i nærheten av inn-taksbygget er fundamentert på stålpeler, og det er derfor nærliggende å benytte slike peler også ved forestående utvidelse.

Øvrige fordeler med stålpeler i forhold til betongpeler kan kort nevnes i følgende punkt:

- Stålpelene har lite tverrsnitt, følgelig blir det liten massefortrengning og dermed lite poreovertrykk mens rammingen pågår.
- På Bekkelaget er det relativt dårlige rammeforhold med mye stein og blokk, og under slike forhold blir betongpeler lettere slått i stykker.
- Vagabonderende strømmer p.g.a. det katodiske beskyttelses-anlegget på eksisterende peler, kan angripe armeringen i betongpeler.

Uløypen med stålpeler er at faren for korrosjon er til stede, og at et eventuelt katodisk beskyttelsesanlegg stadig må kontrolleres og vedlikeholdes.

Som en fordel ved betongpeler kan fremheves at disse under vanlige forhold ikke korroderer. Man har dessuten gode erfaringer med betongpeler fra forrige utvidelse av rense-anlegget (1975-76).

De ovenfor nevnte forhold tatt i betraktning vil vi foreløpig anbefale at det benyttes stålpeler, og at disse tilkoples det eksisterende katodiske beskyttelsesanlegget.

Overslag over pelekostnadene viser imidlertid at betongpeler er 30-40% billigere enn stålpeler, selv uten at kostnadene for katodisk beskyttelse er medregnet. Ved bruk av betongpeler kan det derimot påløpe ekstrakostnader som følge av noe mer vrakpeler, mer kontroll under pelerammingen, og eventuell venting p.g.a. poretrykksoppbygging under rammingen.

For å unngå massefortrengning og derved poretrykksoppbygging kan det også bli aktuelt å foreta såkalt "pølsetrekking", dvs. trekke opp en leirsylinder med omtrent samme diameter som pelen, og deretter sette peler ned i hullet der leiren er trukket opp.

Totalt vil det nok være økonomisk gunstigst å benytte betongpeler. Det er ønskelig at endelig avgjørelse angående peletype kan vente til senere, helst til etter at vi har foretatt en eventuell supplerende undersøkelse og dermed kan uttale oss sikrere om stabilitetsforholdene ved poretrykksoppbygging under ramming av peler.

Rekkefølgen av grave- og fundamenteringsarbeidet må sees i sammenheng med stabilitetsforholdene og dermed valget av spuntlengde og peletype. Ved bruk av lang spunt kan sannsynligvis utgravingen foretas før pelingen uansett hvilken peletype som velges. Dersom det benyttes kort spunt vil valget av peletype og dermed faren for stabilitetsforverring som følge av poretrykksoppbygging under rammingen være avgjørende for hvor vidt det må settes restriksjoner på arbeidsrekkefølgen. I ugunstig fall kan det da etter pele- og spuntrammingen bli nødvendig å vente til poretrykket har sunket tilstrekkelig før utgravingen foretas.

Hva angår den praktiske gjennomføring av fundamenteringsarbeidene, er det gjerne en fordel hvis pelingen foretas før utgravingen. Grunnen vil da lettere kunne bære pelemaskinen uten bruk av lemmer. Dersom man velger denne løsningen må det trolig forgraves gjennom det øverste laget med tørrskorpe/fyllmasse i hvert enkelt pelepunkt.

På den annen side vil oppstikkende peler lett kunne være til hinder for grave- og stagarbeidene hvis pelearbeidene tas først.

#### EKSISTERENDE FUNDAMENT FOR SANDFANGBYGGET

Sandfangbassenget ble bygd omkring 1960. Ved fundamenteringen ble det da benyttet stålpeler som er tilknyttet et katodisk beskyttelsesanlegg. Når dette bassenget overbygges med en to etasjes bygning, vil pelene få en tilleggsbelastning, og det er derfor ønskelig å vite hvor mye de eksisterende pelene kan tåle.

Byggets levetid antas å være ca 50 år fra i dag. Ved å anta at det i sin tid var middels gode peleforhold, og at korrosjonshastigheten er 0,03 mm pr. år, viser det seg at enkelte pelers kapasitet om 50 år teoretisk vil være noe lavere enn man normalt tillater. Imidlertid har den katodiske beskyttelse mest sannsynlig motvirket all korrosjon. Man har eksempler på at stålpeler med slik beskyttelse etter ca 40 år i bakken kun viser ubetydelig korrosjon. En beregning med korrosjonshastighet 0,03 mm pr. år og 50 års levetid på bygget antas derfor å være på den sikre siden.

Forutsetningen for dette er imidlertid at det katodiske beskyttelsesanlegget fungerer som det skal. Det kan i den forbindelse være fordelaktig å gå gjennom rutinen for kontroll og vedlikehold av anlegget for å sikre tilfredsstillende drift i framtiden.

Med tanke på å få klarhet i pelenes tilstand etter 20 år i bakken, ble det foretatt en prøvegraving ved en pel under sandfanget (pel nr C1/9, tegn. nr. 354/01 fra Fiveland og Halland).

Utgravingen ble ca 4 m dyp, men det var ikke mulig å komme til pelen uten å forsterke gravesidene med avstivninger. Dette ville gi så mye merarbeid at prøvegravingen ble avsluttet.

#### SUPPLERENDE GRUNNUNDERSØKELSER

Som tidligere nevnt er det sannsynlig at mange av de utførte sonderingene har stoppet uten å ha nådd til fjell. Da pelene skal rammes til fjell er det viktig å ha noenlunde nøyaktige mål på lengden av disse med tanke på bestilling. Vi vil derfor anbefale at det foretas fjellkontrollboringer i de aktuelle punktene.

Ved våre foreløpige beregninger har vi måttet anta effektive styrkeparametere for jorden. Ved å ta opp nye uforstyrrede prøver og foreta avanserte laboratorieforsøk på disse (treaksialforsøk), vil vi få sikrere parametere. Vi har håp om at resultatene kan medføre en vesentlig reduksjon av spunkostnadene, i det spuntlengden i gunstig fall kan reduseres fra ca 16 til ca 6 m.

Det anbefales derfor at de supplerende grunnundersøkelsene omfatter både fjellkontrollboringer og opptak av en serie med uforstyrrede prøver.

# STANDARD BESKRIVELSER

## BESKRIVELSE AV BORMETODER

*Enkel sondering* betegner neddriving av stålstenger uten registrering av motstand, for eks. slagsondering med slegge eller slagbormaskin.

*Dreieboring* utføres ved å måle synkninger under dreining når boret er lastet med 100 kg. Synker det for mindre last dreies ikke. Boret er forsynt med en pyramideformet spiss som er vridd en omdreining. Lengden av spissen er 20 cm og sidekanten er 3 cm. Under opptegning av resultatene angis antall omdreining pr. m synkning på høyre side av hullet, og lasten på boret på venstre side.

*Fjellkontrollboringer* utføres med trykkluftdrevet bergbor. Både topphammer og senkborhammer kan brukes. Fjellkontrollen består i å registrere når man har fått en langsom og relativt jevn synkning av boret idet dette er en sterk indikasjon på at boret er i fjell. Det bores vanligvis 3 m for å konstatere at det ikke er en stor stein.

*Vingeboring* brukes til å måle jordartens udrenerte skjærfasthet direkte i grunnen. Skjærfastheten beregnes utfra målt torsjonsmoment på et vingekor som presses ned i ønsket dybde og dreies rundt inntil brudd oppstår. Grunnens fasthet bestemmes først i uforstyrret, og etter brudd i omrørt tilstand. Resultatene kan i sterk grad påvirkes av sand, grus og stein ved vingekorset. Det skal også bemerkes at resultatene av andre grunner i mange tilfelle må korrigeres før fasthetsverdiene brukes i stabilitetsberegninger.

*Prøvetaking* kan utføres med forskjellig utstyr. Ønskes "uforstyrrede" prøver brukes en  $\phi$  54 mm sylinderprøvetaker som er forsynt med et tette sluttende stempel. Prøven skjæres ved at sylindere er skyves nedover i grunnen mens stemplet holdes tilbake. Sylindere med prøve blir trukket opp igjen, forseglet i begge ender, og bragt til laboratoriet. Ønskes bare såkalte "representative" prøver, brukes enklere utstyr som skovelbor og kannebor. Felles for disse er at massen skaves inn i en beholder som deretter tas opp. Tilsvarende prøver kan også tas ved å skru en stålskrue ned i grunnen og trekke den opp igjen.

*Poretrykksmåling* går ut på å måle trykket i de vannfylte porene i jordarten. Dette gjøres ved å føre ned til ønsket dybde et såkalt piezometer som består av et stålrør med et porøst filter i enden. Vann fra jordarten vil kunne trenge inn gjennom filteret mens jordpartiklene blir holdt tilbake. På innsiden av filteret kan man så enten ha en elektrisk trykkmåler som registrerer det vanntrykket som bygges opp og som balanserer med poretrykket utenfor, eller filteret er forbundet med en tynn slange inne i stålrøret. Stigehøyden av vannet i slangen er da porevannstrykket i filterets nivå. Ved fremstilling av resultatene angis som regel det nivå (m.o.h.) som vannet stiger til (poretrykksnivået).

## BESKRIVELSE AV LABORATORIEUNDERSØKELSER

I laboratoriet blir prøvene først beskrevet på grunnlag av besiktigelse. Deretter blir følgende undersøkelser rutinemessig utført, (undersøkelser merket <sup>x</sup>) kan bare utføres på uforstyrrede prøver):

*Romvekt* <sup>x</sup>  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>) av naturlig fuktig prøve.

*Vanninnhold*  $w$  (%) angir vekt av vann i prosent av vekt av fast stoff. Det blir utført flere bestemmelser av vanninnhold fordelt over prøvens lengde.

*Flytegrensen*  $w_L$  (%) og *utrullingsgrensen*  $w_p$  (%) angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk omrørd materiale. Plastisitetsindeksen  $I_p$  er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen. Disse konsistensgrensene er viktige ved bedømmelse av jordartens egenskaper. Konsistensgrensene blir vanligvis bestemt på annenhver prøve.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter plastisitet:

Lite plastisk leire	$I_p$	$\leq 10$
Middels plastisk leire	$I_p$	= 10-20
Meget plastisk leire	$I_p$	$> 20$

Skjærfastheten  $s$  ( $t/m^2$ ) bestemmes ved enaksede trykkforsøk. Normalt blir det skåret ut et prøvestykke med tverrsnitt  $3,6 \times 3,6$  cm og høyde 10 cm på midten av sylinderprøven. Unntaksvis blir fullt tverrsnitt ( $\phi$  54 mm) benyttet. Det tas hensyn til prøvens tverrsnittsøking under forsøket. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Videre blir uforstyrret skjærfasthet  $s$  og omrørt skjærfasthet  $s'$  bestemt ved konusforsøk. Dette er en indirekte metode til bestemmelse av skjærfastheten, idet nedsynkningen av en konus med bestemt form og vekt måles og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell. Både trykkforsøk og konusforsøk gir udrenert skjærfasthet.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter udrenert skjærfasthet:

Meget bløt leire	$s < 1,25 t/m^2$	$\approx$	12,5 kN/m <sup>2</sup>
Bløt leire	$s = 1,25 - 2,5 t/m^2$	$\approx$	12,5 - 25 " " " "
Middels fast leire	$s = 2,5 - 5,0 t/m^2$	$\approx$	25 - 50 " " " "
Fast leire	$s = 5,0 - 10,0 t/m^2$	$\approx$	50 - 100 " " " "
Meget fast leire	$s > 10 t/m^2$	$\approx$	100 " " " "

Sensitiviteten  $S_t = \frac{s'}{s}$ , er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter sensitivitet:

Lite sensitiv leire	$S_t < 8$
Middels sensitiv leire	$S_t = 8 - 30$
Meget sensitiv leire	$S_t > 30$

Følgende spesielle forsøk blir utført etter nærmere vurdering i hvert tilfelle:

**Ødometerforsøk**  $x)$  utføres for å finne en jordarts sammentrykkbarhet. Prinsippet ved ødometerforsøkene er at en skive av jordarten med diameter 5 cm og høyde 2 cm belastes vertikalt. Prøven er innesluttet i en sylinder og ligger mellom 2 porøse filtersteiner. Lasten påføres trinnvis, og sammentrykkingen av prøven observeres som funksjon av tiden for hvert lasttrinn. Resultatene fremstilles ved å tegne opp den relative sammentryking  $\epsilon$  som funksjon av belastningen. Setningsutviklingen tegnes opp i tidsdiagram. Dette gir grunnlag for beregning både av setningenes størrelse og tidsforløp. Tidsforløpet er imidlertid særlig usikkert på grunn av mange ukjente faktorer som spiller inn.

**Kornfordelingsanalyser** av friksjonsjordarter (grovere enn silt og leire) utføres ved sikting, som regel i helt tørt tilstand. Inneholder massen en del finere stoff blir den våtsiktet. For silt og leire benyttes hydrometeranalyse. En viss mengde tørt materiale oppslemmes i en bestemt mengde vann. Ved hjelp av hydrometer bestemmes synkehastigheten av de forskjellige kornfraksjoner og på grunnlag av Stoke's lov kan kornstørrelsen tilnærmet beregnes.

**Fortorvingsgraden** i organiske jordarter bestemmes ved besiktigelse og krysting av materiale mellom fingrene. Graderingen skjer i henhold til von Post's ti-delte skala H 1 - H 10. Torv kan deles i følgende grupper:

Fibertorv	H 1 - H 4, planterester lett synlig
Mellomtorv	H 5 - H 7, planterester svakt synlig
Svarttorv	H 8 - H10, planterester ikke synlig.

**Organisk innhold (humusinnhold)** bestemmes vanligvis ved glødning av tørt materiale. Glødetapet (vekttapet) angis i prosent av tørt materiale.

**Proctorforsøk** brukes til å undersøke pakkingsegenskapene hos jordarter, spesielt hos velgraderte friksjonsmasser. Massen blir stampet lagvis inn i en stålsylinder av bestemt volum, og tørr romvekt beregnet etter tørking av prøven. Avhengig av pakkingsarbeidet skilles mellom standard Proctor og modifisert Proctor. Den siste innebærer størst pakkingsarbeid. Forsøkene utføres med varierende vanninnhold, og det vanninnhold som gir høyest tørr romvekt kalles optimalt. Den høyeste romvekt kalles 100% Proctor.

BORPROFIL / VINGEBORING

Hull : 106 U

Aksialdeformasjon %

Bilag : 1

Nivå : 4,7

Oppdrag : R 1913

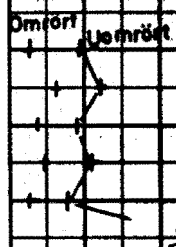
Sted : **BEKKELAGET** UTFÖRT I 1972 FOR 1092, HULL 5.

Ving : 65 x 130

Dato : Feb. 84



Dybde m	Jordart	Symbol	Vanninnhold w				Romvekt $\gamma_m$	Vingeboring					Sensitivitet	
			Plastisk område	$w_p$	$w_L$	50%		2	4	6	8	10		$\gamma_m$
0	Tørrskorpe m/sand og stein	[Symbol]												
1	Sandig leire	[Symbol]												
2	Leire	[Symbol]												
3		[Symbol]												
4		[Symbol]												
5	Avsluttet mot stein	[Symbol]												
10														
15														
20														
25														







OSLO KOMMUNE GEOTEKNISK KONTOR

VINGEBORING

Sted: BEKKELAGET SO:D6, I

Hull: 7

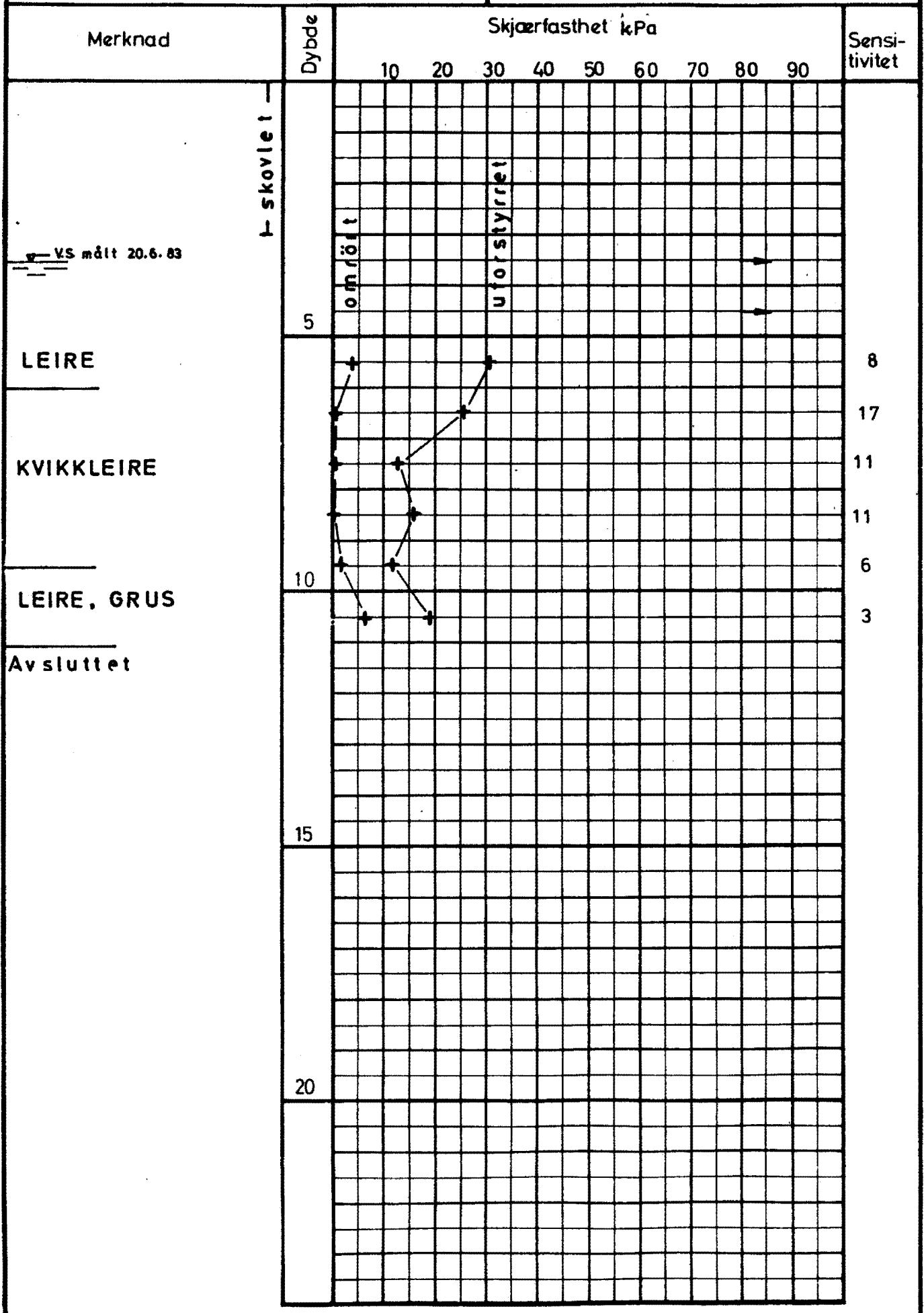
Bilag: 4

Nivå: 5.9

Oppdr: R-1913

Ving: 65 x 130

Dato: juni 83

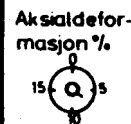




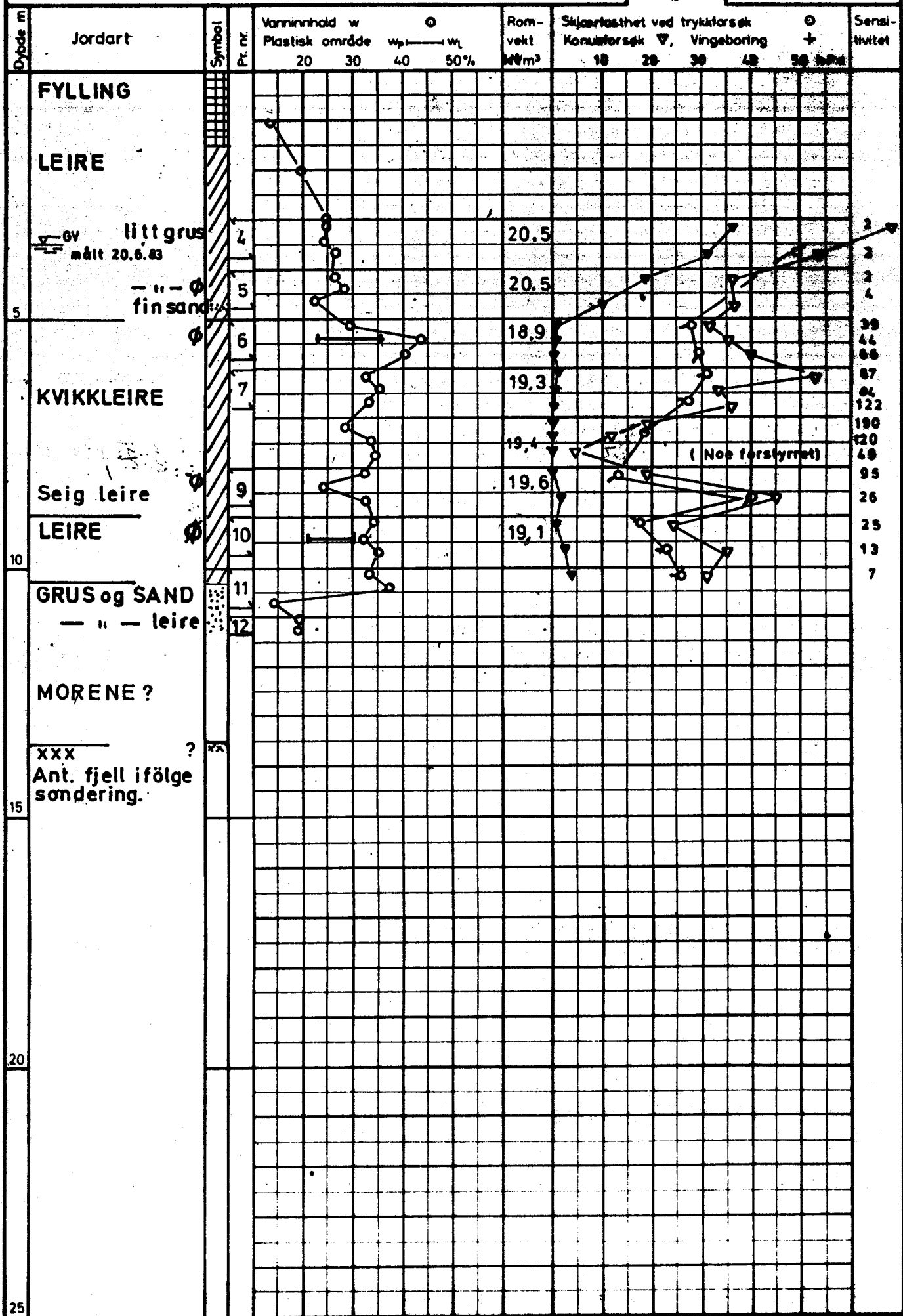
BORPROFIL

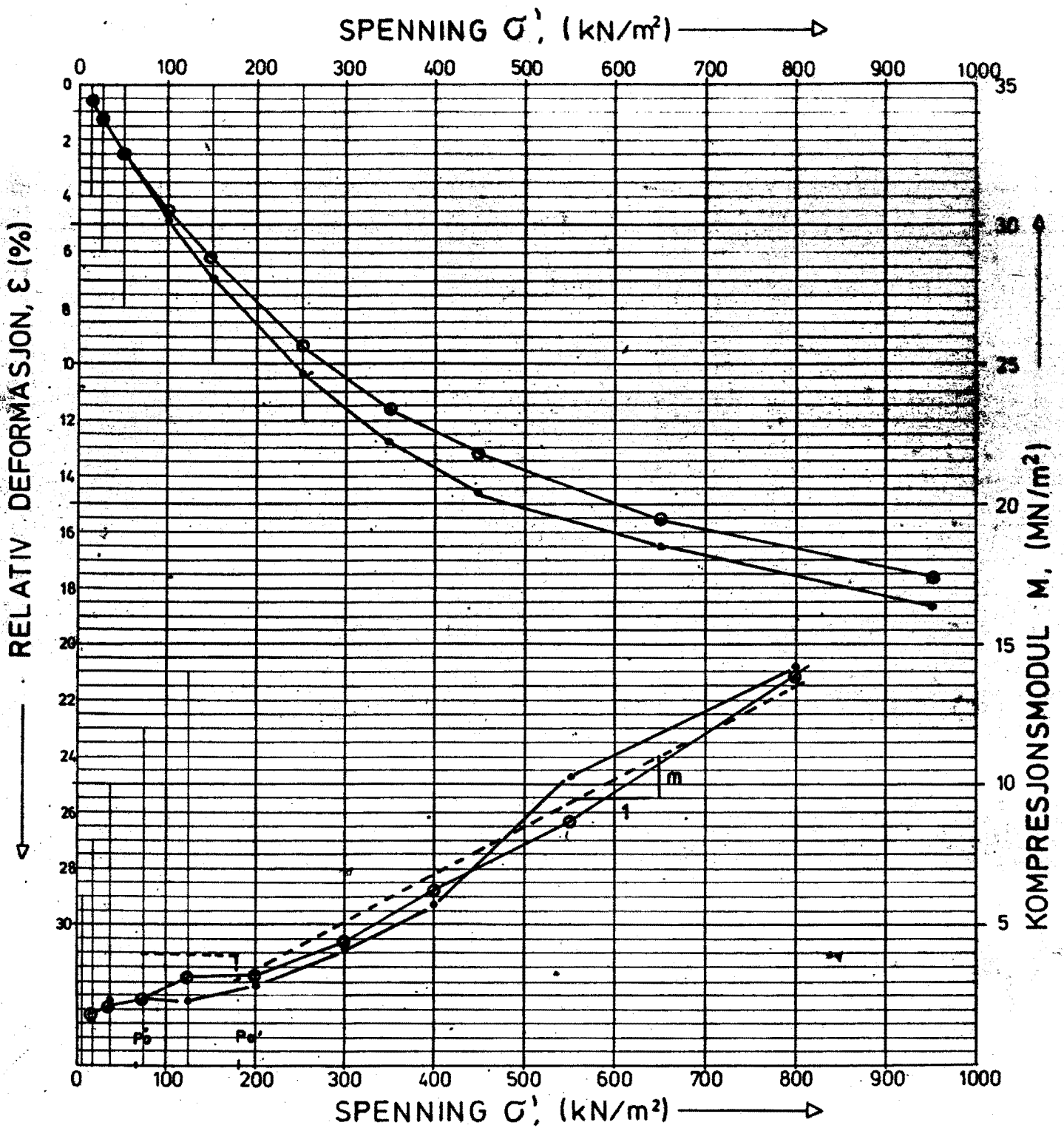
Sted: **BEKKELAGET SO:D6.1**

Hull : 7  
 Nivå : 5.9  
 Prø : 54 mm



Bilag : 6  
 Oppdrag : R-1913  
 Dato : juni 83





HULL NR.:	LAB. NR.:	DYBDE m	$P_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	OCR	JORDART	ANM.
7	1913. 6	5.3 5.4	81	180	2.2	LEIRE	○
7	1913 6	— * —				— * —	•
						Idialisert	---

$$\sigma' \leq P_c : M = 4 \text{ MN/m}^2$$

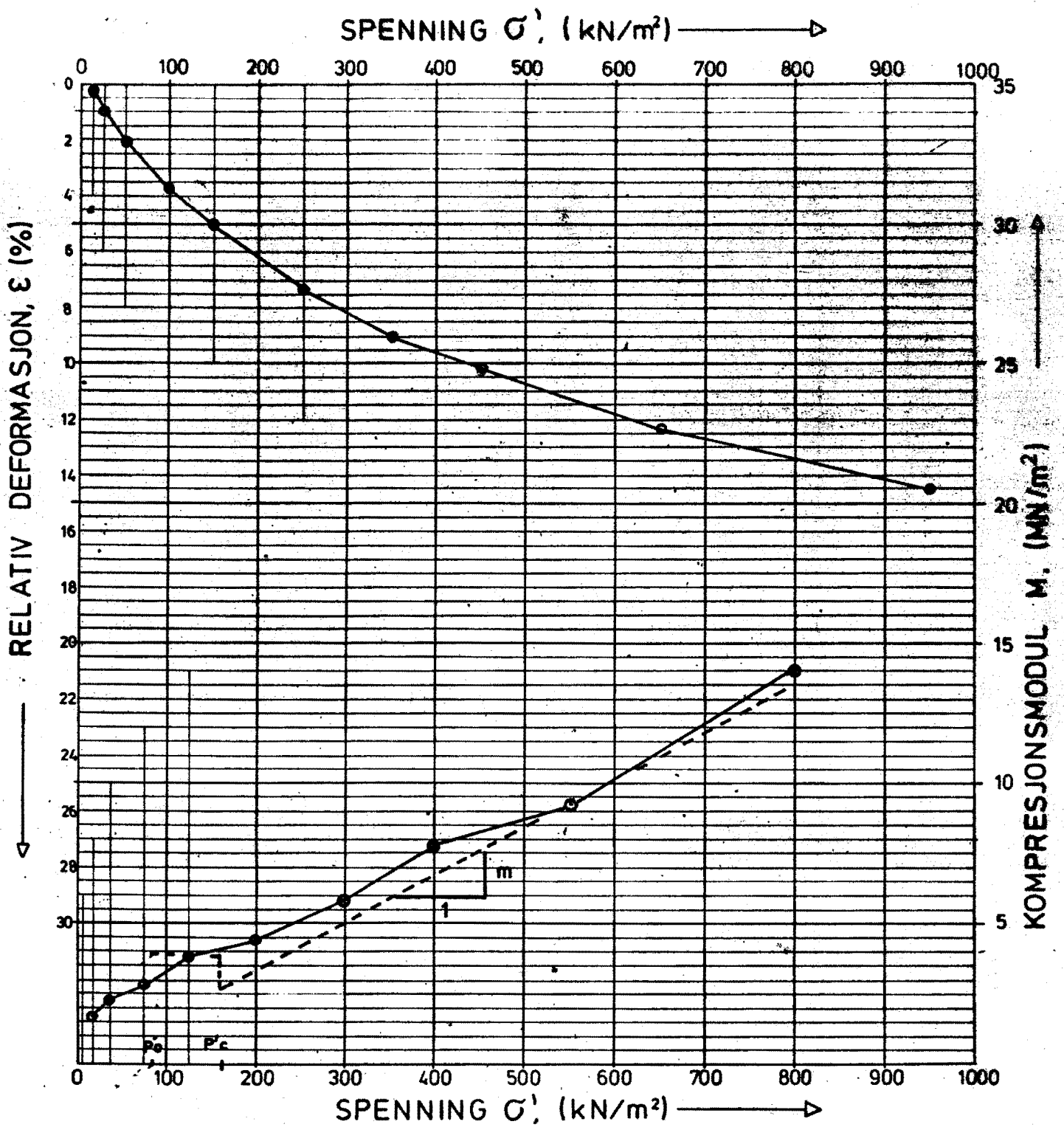
$$\sigma' > P_c : M = m\sigma', \quad m = 17$$

**BEKKELAGET**  
**ÖDOMETERFORSÖK**

OSLO KOMMUNE  
Geoteknisk kontor

R 1913  
Bilag 7

Dato FEB 84



HULL NR.:	LAB. NR.:	DYBDE m	$p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	OCR	JORDART	ANM.
7	1913 - 7	6.3 - 6.4	91	150	1.7	LEIRE Idealisert	● ---

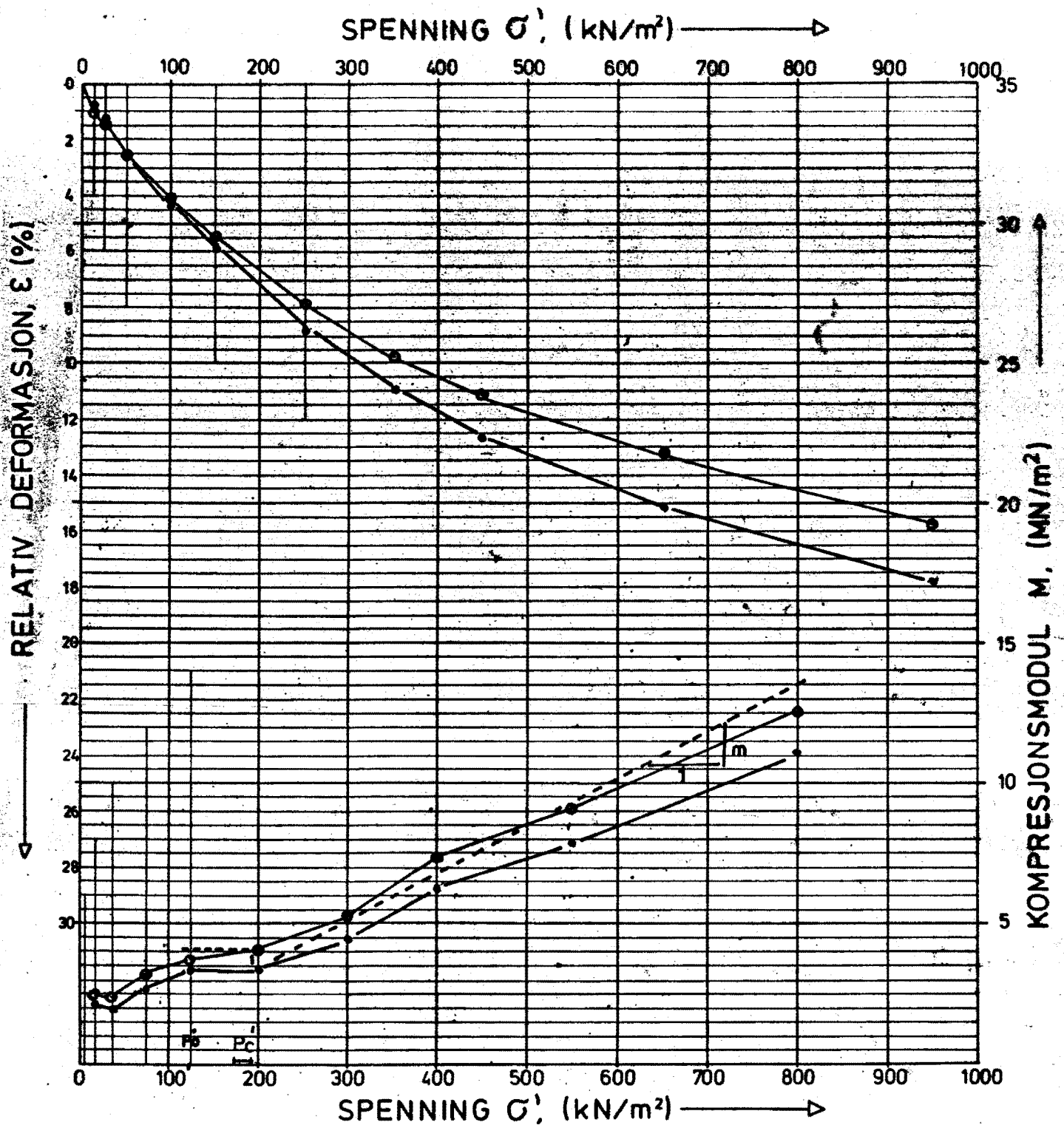
$\sigma' \leq p_c$  :  $M = 4 \text{ MN/m}^2$   
 $\sigma' > p_c$  :  $M = m \sigma'$ ,  $m = 17$

BEKKELAGET  
ÖDOMETERFORSÖK

OSLO KOMMUNE  
Geoteknisk kontor

R 1913  
Bilag 8

Dato FEB 64



HULL NR:	LAB. NR:	DYBDE m	$P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	OCR	JORDART	ANM.
7	1913-10	9.3 9.4	121	170 190	1.5	LEIRE	●
7	- - -	- - -				- - -	●
						idealisert	- - -

$$\sigma' \leq P_c : M = 4 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma' > P_c : M = m\sigma', \quad m = 17$$

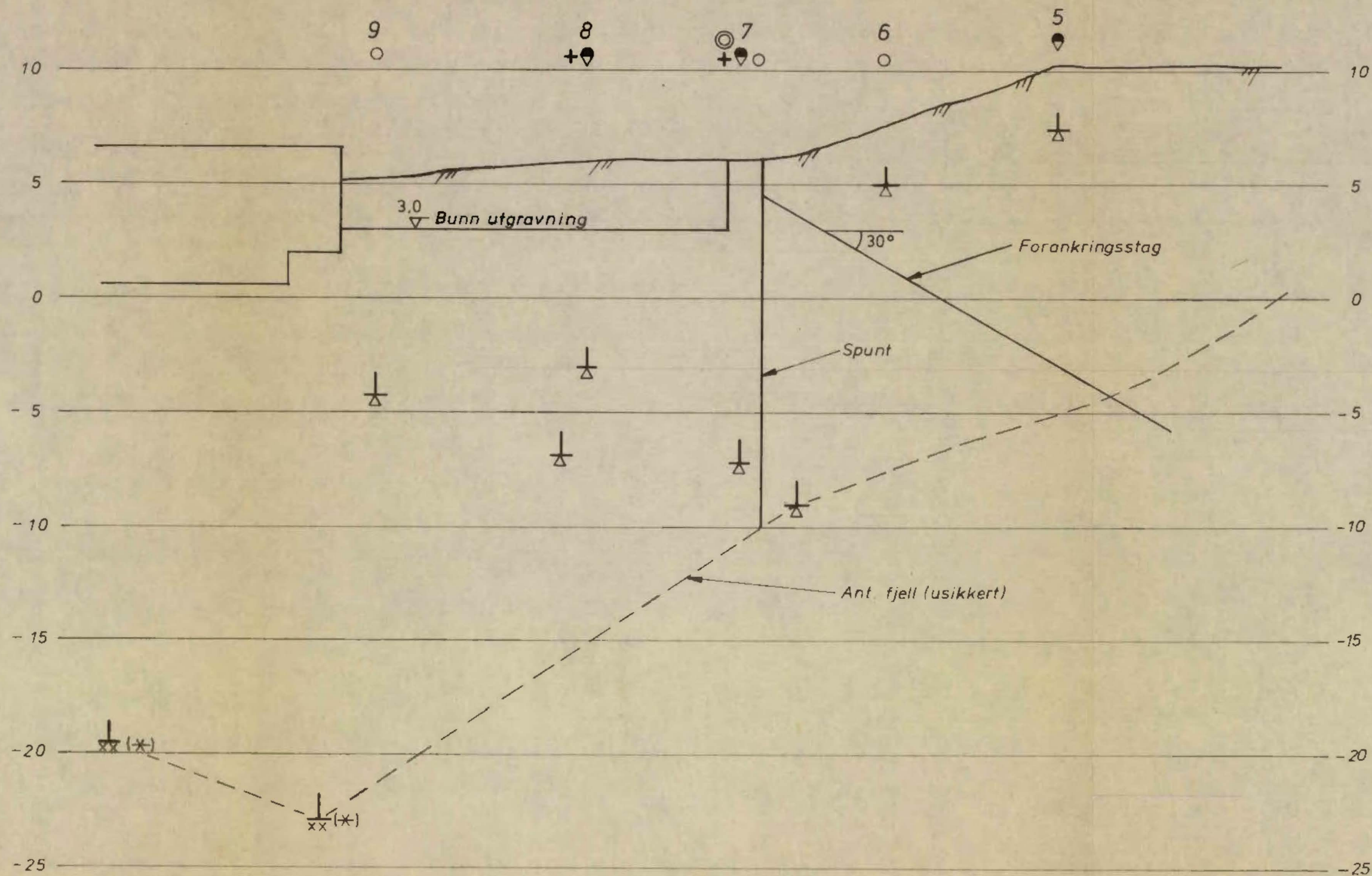
BEKKELAGET  
ÖDOMETERFORSÖK

OSLO KOMMUNE  
Geoteknisk kontor



R 1913  
Bilag 9

Dato FEB 84

PROFIL A - A

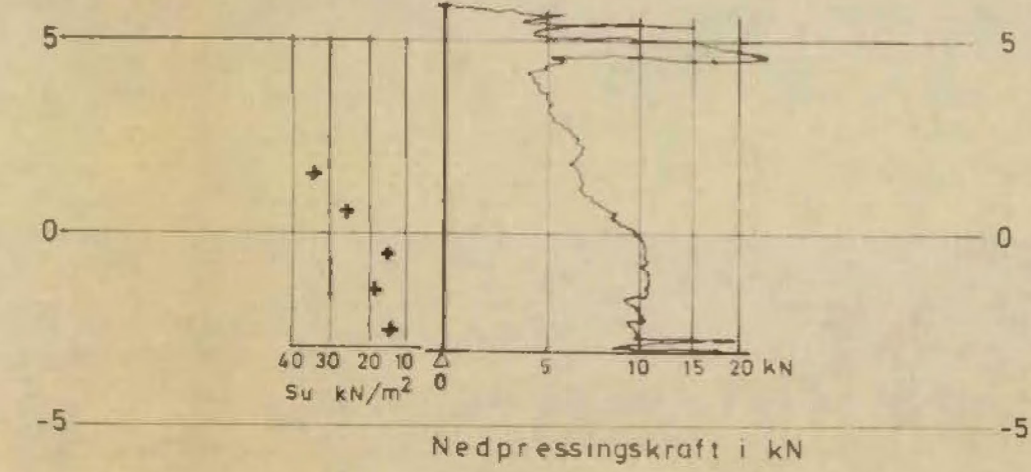
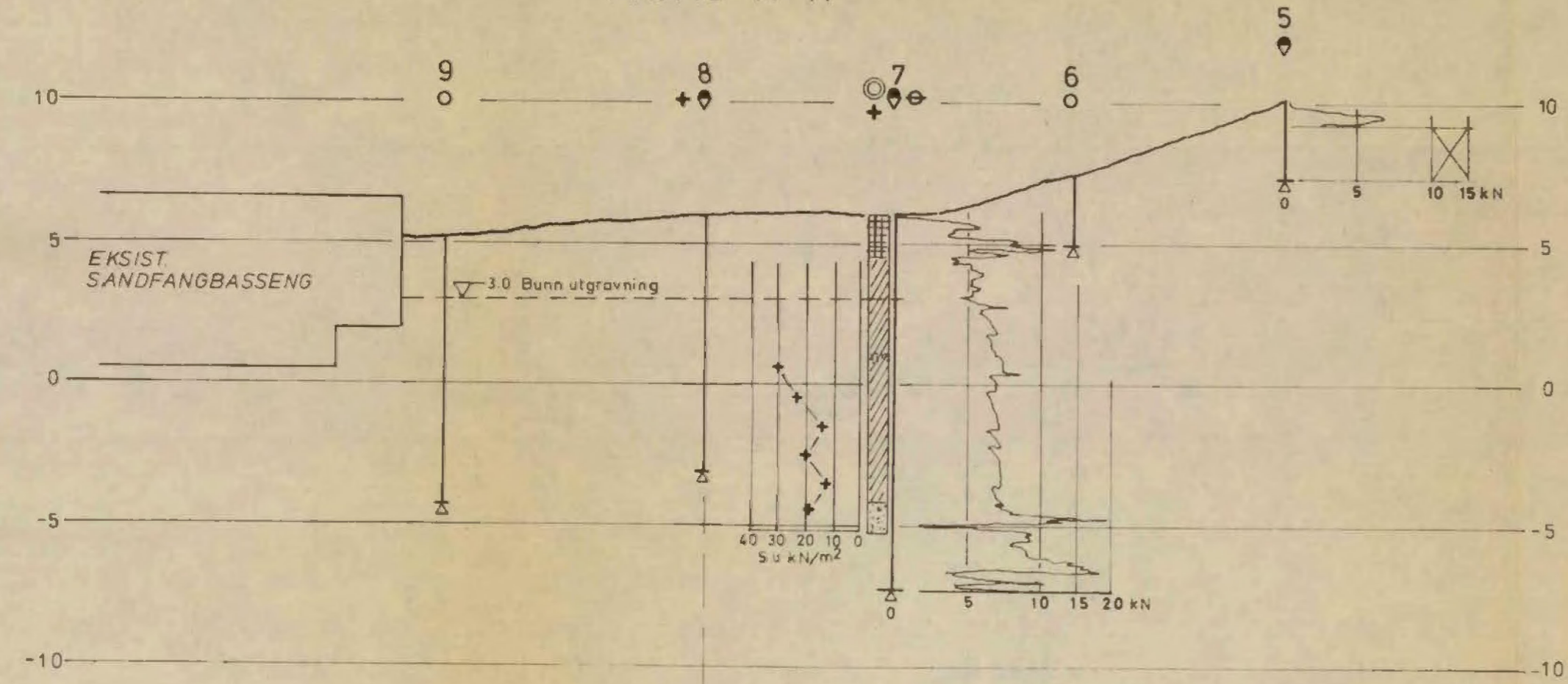


TEGNFORKLARING:

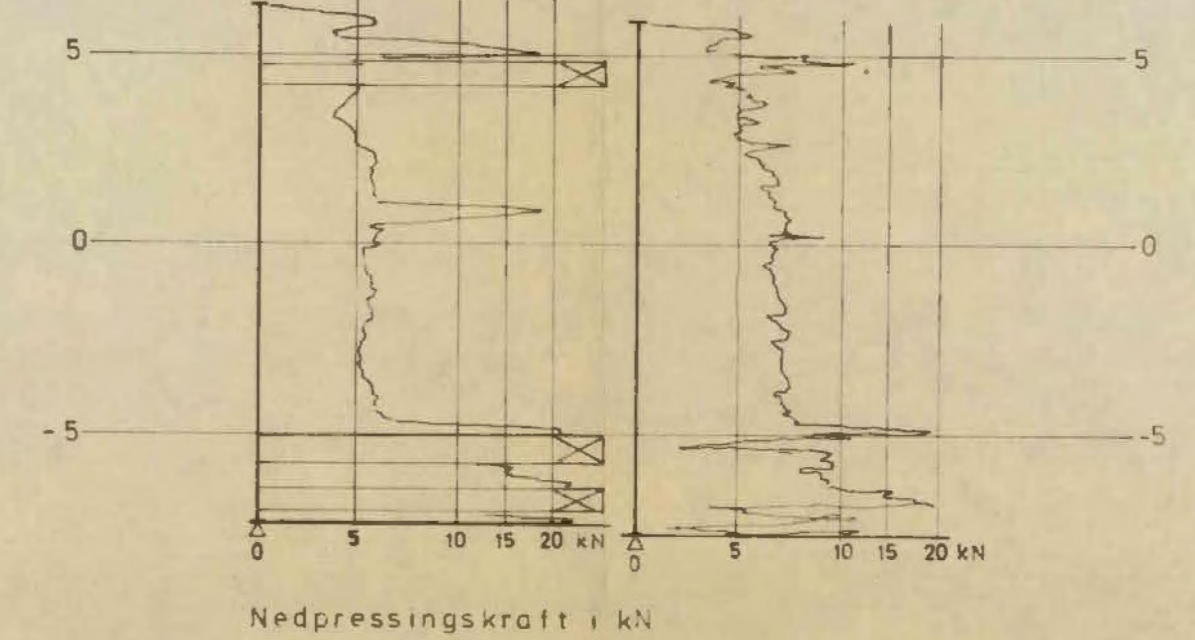
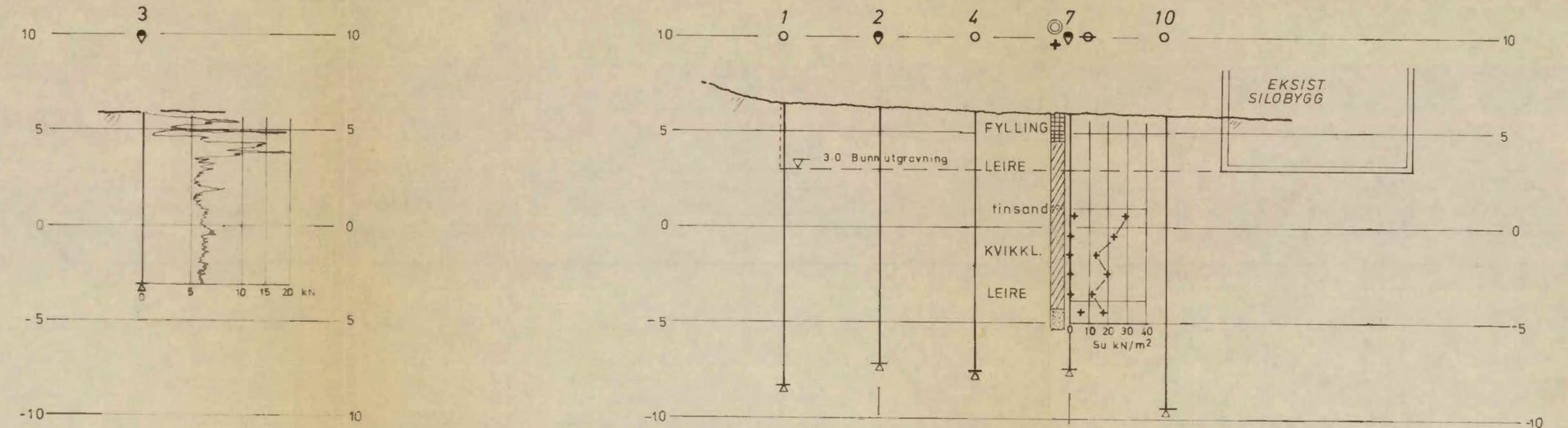
-  Antatt stein, blokk eller fast grunn.
-  Antatt fjell
- (\*) Fjellnivå bestemt ved tidligere peling

BEKKELAGET RENSEANLEGG NYTT INNTAKSBYGG, Profil A-A med prinsippkisse av spuntvegg.	Målestokk 1:200	Kart ref. 50 D 6 I
	R. 1913	
Bilag 10		
Dato FEB 84		
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor		

PROFIL A - A



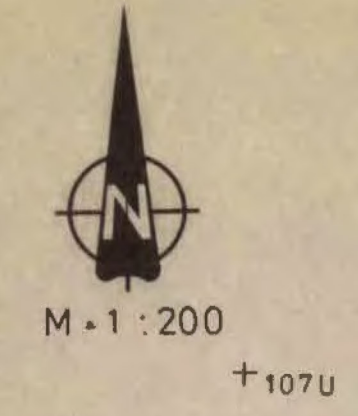
PROFIL B - B



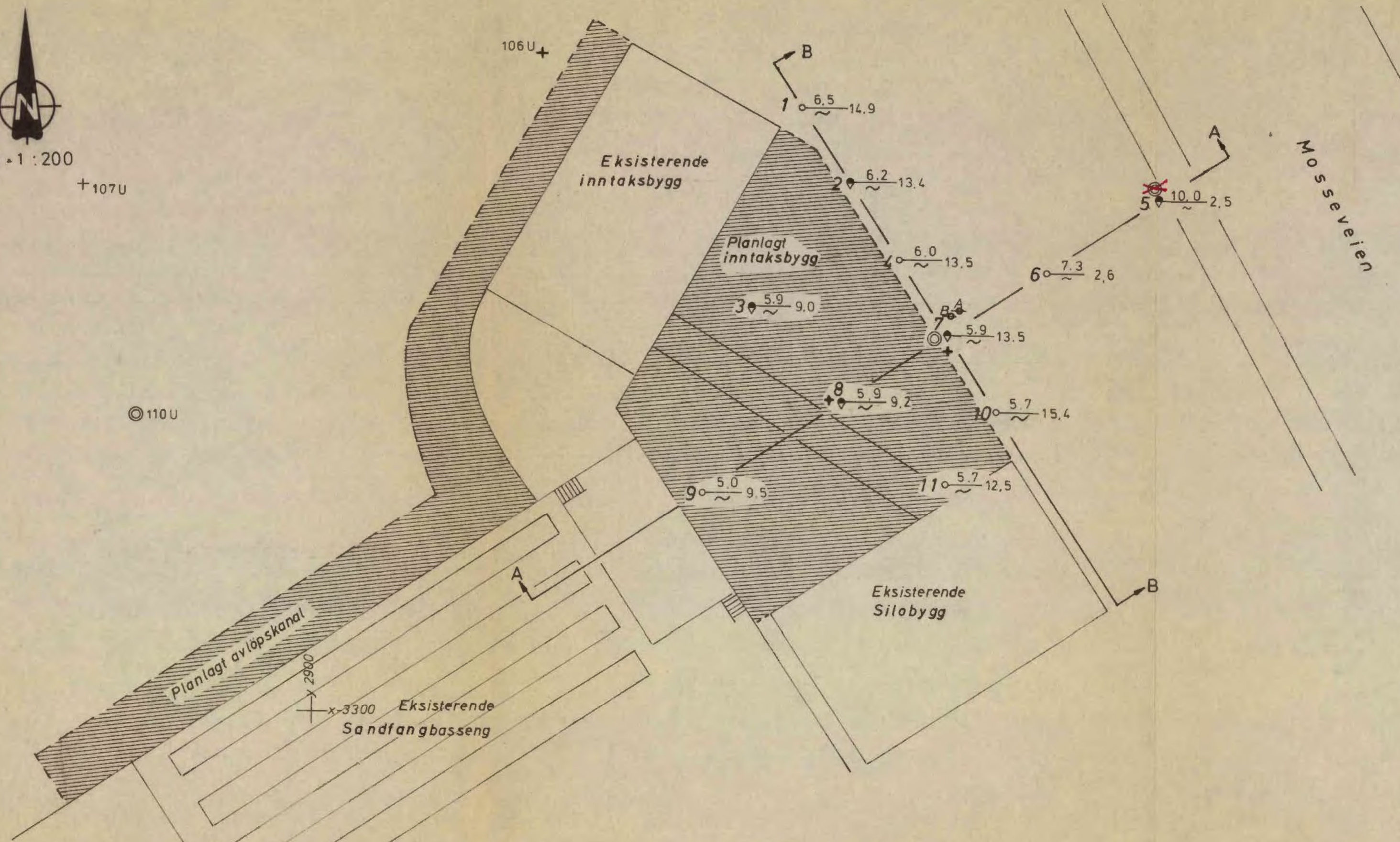
TEGNFORKLARING  
 ▽ Antatt stein blokk eller fast grunn

BEKKELAGET RENSEANLEGG NYTT INNTAKSBYGG	Målestokk 1:200
	R. 1913
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor	Bilag 11
	Dato aug 83

Kart ref.



© 110U



**Tegnforklaring:**

- Terrangkode
- Antfjellkode
- ~ Ikke boret til fjell
- ▲ Fjell i dagen
- Enkel sondering
- Dreiesondering
- + Vingeboring
- ⊙ Prøvetaking
- ⊙ Prøvetaking med skovibor o.l.
- ⊙ Fjellkontrollboring
- ⊙ Dreie-trykksondering
- ⊙ Poretrykksmåling
- ⊙ Kjerneboring

-4-5 Børpunkt med kode for antatt fjell  
 (-9-0) Ikke boret til fjell  
 Utgangspunkt for nivellement:  
 PP 8668 h=10,858.  
 Kartgrunnlag: UNDERGRUNNSKART 1983

**BEKKELAGET RENSEANLEGG  
 NYTT INNTAKSBYGG**

Situasjons- og boreplan.

OSLO KOMMUNE  
 Geoteknisk kontor

Målestokk  
 1:200  
 1:500  
 R. 1913  
 Bilag 12  
 Dato aug 83

Kart ref. S.O.D6. IX