

NOTAT

Oppdrag **1350039613 Trondheim Syd**
Kunde **Storebrand/Coop**
Notat nr. **G-not-001-rev-01-1350039613**
Til **ÅF Advansia AS v/Line Snøfugl Storvik**

Fra **Rambøll Norge AS v/Oddbjørn Lefstad (geoteknikk)**
Kopi **Rambøll Norge AS v/Rolf H. Røsand (geoteknikk)**

TRONDHEIM SYD. UΤBYGGING CITY SYD GEOTEKNISK ORIENTERING

Dato 22.6.2020

Orientering

Utbyggingsplan

Eierne av City Syd planlegger utbygging på parkeringsarealet sør for dagens butikscenter. Det planlegges boliger og forretninger med ny parkeringskjeller i 2 plan med 1.etasje omrent på nivå med dagens bygg og tilgrensende P-plass. Dette notatet gir ei kort orientering om grunnforholdene, basert på tidligere undersøkelser, og ei oppsummering av de viktigste geotekniske problemstillingene.

Rambøll
Kobbes gate 2
P.b. 9420 Toragården
NO-7493 TRONDHEIM

T +47 73 84 10 00
F +47 73 84 10 60
www.ramboll.no

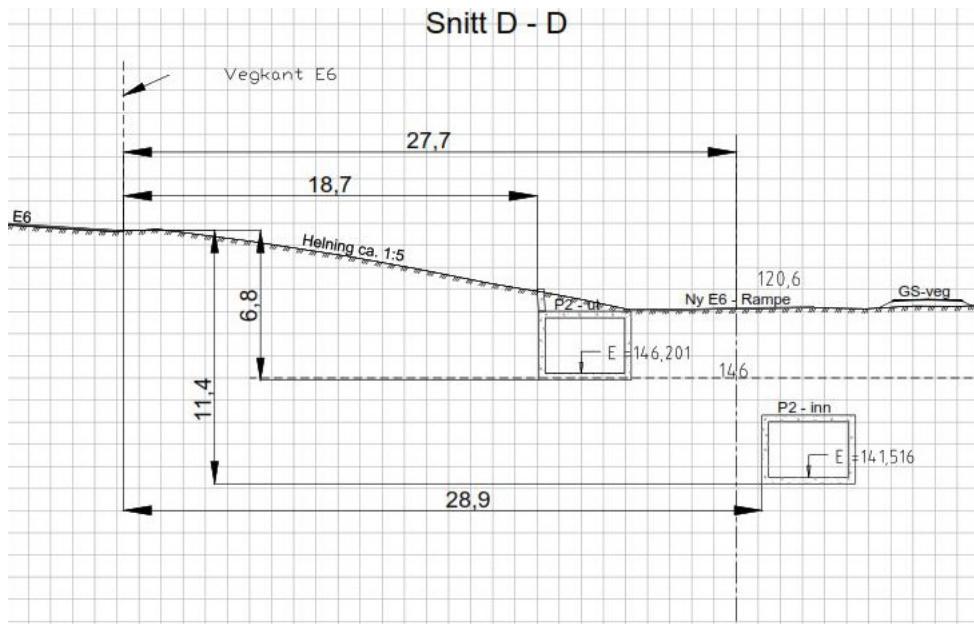
Dette notatet er en revisjon av notat nr. 1 av 22.4.2020. Endringer i kursiv.

Vår ref. OLDTRH/1350039613

Det er flere alternativer for innkjøring, men hovedinnkjøringa planlegges fra dagens E6-rampe, mellom E6 og P-plassen/kjøpesenteret. *Her planlegges det nå 1 felt hver for inn-/utkjøring for laveste P-kjeller, mens det tidligere var vurdert 2 felt/kulverter hver for hhv inn- og utkjøring fra begge P-kjellerne. Dette forenkler utgravinga mot E6 betydelig da konstruksjonene nå kan trekkes lengre vekk fra E6.*

Geoteknisk er det mest utfordrende med graving inn mot E6 for kulvertene for inn-/utkjøringa og for graving inn mot eksisterende bygg for kulverter og P-kjellere, spesielt mot den vestre delen av eksisterende bygg, som er bygd uten kjeller/sokkel.

Kulverten for utkjøring vil krysse under dagens E6-rampe og stige opp i retning rundkjøringa i A.K. Parows veg i sør, dvs. mellom E6 og E6-rampen. Kulvertene for inn-/utkjøring vil ligge i forskjellig nivå og avstand fra E6, dvs at den dypeste kan ligge lengre vekk fra E6 enn den grunneste (derfor mulig med «avtrappet» utgraving). Utgravinga for begge kulvertene vil bli liggende over ei linje med helning ca 1:2,5 fra E6 (dypeste kulvert ca 29 m fra E6 og ca 11 m lavere). E6 ligger her på ca kt 152 og dypeste utgraving for veg/kulvert er ca kt 141, se utsnitt (snitt D-D) fra tegning 102 - Asplan Viak.



Eksisterende bygg har sokkel/kjeller i øst på ca kt 145 som korresponderer med terrenget mot øst. I vest er det ikke kjeller og 1.etasje ligger på ca kt 150 som er samme nivå som P-plassen mot sør. P-plassen faller slakt videre mot sør.

E6 ligger på ca kt 152 – 153 forbi dagens P-plass, men faller ned videre nordover. John Aas veg ligger på ca kt 143 – 144 på nordsida av senteret, dvs. litt lavere enn golvet i sokkelen på dagens bygg.

Grunnforhold

Grunnundersøkelser

Rambøll har utført flere grunnundersøkelser på og i nærheten av tomta, for kjøpesenteret, for P-plass mot E6, for bru over John Aas veg og for Senterbru over Østre Rosten. Trondheim kommune og Vegvesenet har utført grunnundersøkelse for E6 og langs tilgrensende veger. De tidligere undersøkelsene anses som tilstrekkelig grunnlag for dette notatet og for planlagt regulering.

Grunnforhold

Opprinnelig var det i dette området myr med slakt fall mot øst og nord. Opprinnelig torvlag hadde 1 – 3 m tykkelse.

Generelt er det meget gode grunnforhold i dette området, mellom vegene E6 og Østre Rosten, da det er faste masser av mest leire, men også med lag av silt og sand.

Øverst i mineralsk grunn (dvs. rett under opprinnelig torvlag) ble det noen steder i området påvist et bløtere/løsere overgangslag med tykkelse inntil 2 – 3 m. Mot E6 besto dette laget av bløt til middels fast leire og løst lagret sand/silt. Mot Østre Rosten ble det også påvist et bløtt leirlag. Inne på selve tomta til dagens kjøpesenter ble det ikke påvist slike masser.

Hele dette området er opparbeidet og det antas at torv og mye av de løsere topplagene er blitt fjernet. E6 ligger i dag omtrent i nivå med tidligere myrterrenge. Torva er naturligvis fjernet under E6, men her er ikke overgangslaget fjernet og dette var heller ikke nødvendig da oppfyllinga for vegen er liten, antatt 2 – 3 m forbi området (opplyst av Vegvesenet). John Aas veg krysser under E6 og skjærer seg dermed ned i den faste leira.

Grunnvannstanden er tidligere målt i 13,5 m dybde (tilsvarer kt 136) og ligger derfor meget dypt. Dette skyldes nok dype, drenerende silt-/sandlag. Det er påvist tilsvarende forhold bla. ved hotellet mot sør.

Stabilitetsforhold

Områdestabilitet

Det er ikke kvikkleire i dette området. De nærmeste sonene ligger i god avstand mot nord og øst. Ingen av disse kan påvirke området da de ligger på et lavere nivå. Områdestabiliteten er derfor ivaretatt.

Tomta kan heller ikke påvirkes av andre naturfarer eller flom fra vassdrag.

Lokal stabilitet. Setninger

Området er tilnærmet flatt og det er derfor ingen stabilitetsproblemer lokalt med nåværende terrengnivå og høydeforskjeller.

I anleggstida vil det bli dype utgravinger for veger/kulverter, grøfter og 2 parkeringskjellere. Der det er plass, er det mulig å benytte vanlige graveskråninger med omtrentlig helning 1:1 og 1:1,5 til 1:2 for hhv grunne og dypere utgravinger.

Mot eksisterende bygg vil det bli lite problemer med aktuell plan der bygget i øst er utført med sokkel/kjeller. På vestre del er det ikke kjeller og antatt forholdvis grunn fundamentering (neppe mer enn 1,5 – 2 m). Mot denne delen av bygget må det regnes med graveskråninger med helning 1:1,5 og en sikkerhetsavstand på noen meter i tillegg nærmest bygget. Er det behov for å grave nærmere bygget må det benyttes spunt eller skråningssikring/-forsterkning.

Mot E6 kan det bli inntil 11 m utgraving. Vanlig graveskråning kan også her benyttes der det er plass. For 1 kulvert/felt hver for inn-/utkjøring kan det nå være mulig å benytte graveskråning dersom denne kan være ca 1:1,5 til 1:2 med en sikkerhetsavstand mot vegen (pga et antatt originalt, bløtere/løsere overgangslag under vegfyllinga, mot de faste massene i dybden).

Der graveskråning ikke kan benyttes av plasshensyn (som f.eks også for tidligere løsning med 2 inn-/utkjøringsfelt i hver retning) er oppstøtting/skråningssikring nødvendig. Vanlig spunt anses ikke mulig å benytte da løsmassene er altfor faste for spunting. Aktuelle sikringsmetoder f.eks. mot E6 og eksisterende bygg er da:

- Jordnaglig som kombineres med bratt, men ikke vertikal graveskråning. Denne utføres seksjonsvis nedover (borer inn tett med jordanker og skråninga sikres i overflata med sprøytbeton). Metoden trenger noe mer plass enn spunt.
- Boret spunt der rør bores ned, enten med lås tilsvarende som spunt eller med enkeltrør som settes med avstand og mellomliggende jord sikres med påsveiste armeringsnett og sprøytbeton. Tett rørspunt med lås er kostbart, mens «åpen» spunt er billigere, men uansett har disse løsningene høyere kostnad enn vanlig

spunt. Spuntnøsninger må være avstivet enten med jordanker eller med innvendig avstiving (det siste er mest aktuelt for kulvertene).

Valg av ev. oppstøttingsnøsning må avgjøres på grunnlag av tilgjengelig plass, oppstøttingsdybde og mer detaljerte opplysninger om grunnforholdene, spesielt om det er gjenliggende rester av det nevnte overgangslaget med bløte/løse masser som må oppstøttes (antas mest aktuelt mot E6).

Utbygginga av kulverter/veger og bygg vil føre til dypere drenering av utbyggingsområdet da ny drenering flere steder vil ligge dypere enn dagens drenering. Grunnvannsnivået er påvist i stor dybde. Poretrykkeforholdene er dermed gunstige og ev. dypere drenering vil derfor ikke føre til grunnvannssenkning og da heller ikke setninger av betydning verken for eksisterende del av bygg uten kjeller eller E6. I tillegg er løsmassene her meget faste og ev. grunnvannssenkning ville uansett gi ubetydelige setninger.

Inn mot E6 bør grunnvannsforholdene sjekkes nærmere før endelig valg av løsning da utgravinga her er dypest. Påvises det da muligheter for grunnvannssenkning (at grunnvannsnivået her ligger vesentlig høyere enn ellers i området), som kan gi setninger av betydning for E6, kan det f.eks benyttes tiltak som tett rørspunt og tette/udrenerte kulverter, ev. *kombinert med leirpropper*.

Fundamenteringsforhold

Det er generelt meget gode fundamenteringsforhold i originale, mineralske masser eller på fylling av velgradert grus eller pukk/knust berg, lagt ned på original grunn.

De planlagte byggene inne på området og konstruksjoner og kulverter kan direktefundamenteres. Det aller meste av både bygg og kulverter vil få fundamentnivå godt ned i de faste massene. Ev. gjenliggende torv eller bløte overgangslag må masseutskiftes under veger /plasser eller grunne bygg/konstruksjoner (det meste av dårlige masser antas fjernet tidligere).

Byggene/konstruksjonene vil ikke få setninger av betydning da de settes på faste løsmasser og grunnen under blir i tillegg avlastet (vekt av utgravde masser er større enn bygningsvekt).

Konklusjon

Det må utarbeides ei geoteknisk vurdering for reguleringsplan og senere for detalj-/byggeplan.

Hovedtrekkene i grunnforholdene anses tilstrekkelig kartlagt for reguleringsplannivå med aktuelle planer. For detaljplan vil det være nødvendig med mer undersøkelser, spesielt for utgravinga inn mot E6 og inntil eksisterende bygg, men også i tillegg litt fortetting av tidligere undersøkelser da disse hadde stor punktavstand på dagens P-plass.

Opprinnelig var det torv i dette området over et løsere/bløtere overgangslag, men med faste masser av leire, silt og sand videre nedover til stor dybde. Grunnvannsstanden er dyp.

Områdestabiliteten er tilfredsstillende.

Det er planlagt inntil ca 6 m utgraving for 2 P-kjellere under dagens parkeringsareal og inntil ca 11 m utgraving for inn-/utkjøringsveg fra P-huset, som legges i kulverter mellom dagens E6-rampe og E6. Der det er plass kan det benyttes graveskråninger. Der det ikke er plass, f.eks. for utgravinger inntil E6 og for utgravinger inntil vestre del av eksisterende bygg (som ikke har kjeller), må det benyttes oppstøtting med enten boret og forankret rørspunt eller ev. med jordnagling dersom det ikke er behov for vertikal oppstøtting.

Det er generelt meget gode fundamentéringsforhold i originale, mineralske masser.

Det ventes ikke setninger av betydning for nye konstruksjoner. Det ventes heller ikke at eksisterende bygg eller tilgrensende E6 vil få setninger på grunn av planlagt utbygging og heller ikke på grunn av grunnvannssenkning som følge av dypere drenering enn i dag, da grunnvannsnivået fra før ligger i stor dybde.

Med vennlig hilsen

Utarbeidet av:



Oddbjørn Lefstad

Sivilingeniør geoteknikk

Rambøll

Tlf 91512879

oddbjorn.lefstad@ramboll.no

Kontroll geoteknikk:



Rolf H. Rosand

Prosjektsjef geoteknikk

Fylke Sør-Trøndelag	Kommune Trondheim	Sted Heimdal	UTM - referanse NR 688 267
Byggherre			
TRONDOS/A.S KJØPMANNSSENTERET			
Oppdragsgiver			
TRONDOS/A.S KJØPMANNSSENTERET			
Oppdrag formidlet av A/F Løken/Proman A.S for TRONDOS Siviling. K. Knudsen for A.S KJØPMANNSSENTERET.			
Oppdragsreferanse Bestillingsbrev datert 16.02.84 fra A/F Løken/Proman Bestillingsbrev datert 29.02.84 fra siv.inq. K. Knudsen			
Antall sider 9	Antall bilag 13	Tegn. nr.	Antall tillegg 4

Prosjekt - tittel TRONDOS/A.S KJØPMANNSSENTERET
Forretningssenter - Heimdalsbyen.

Rapport - tittel Orienterende grunnundersøkelse
Datarapport.
Enkel fundamenteringsteknisk
vurdering.

Oppdrag nr. o.4397/o.4417 10.april 1984
Rapport nr. 1

Sammendrag

Den utførte undersøkelse viser meget gode grunnforhold på tomteområdet for forretningssenteret.

Torvlaget på tomten er for det meste fjernet.

På arealet som planlegges bebygd består idag grunnen av et øvre 5 -10 m meget fast og lite kompressibelt leirlag. Derunder er det lagvis veksrende fast leire, silt og sand, med tilsynelatende rene friksjonsmasser i mektige lag fra ca. 10 - 20 m dybde. Lagdelingen synes fallende mot øst, og grunnvannet står sentralt på tomten i vel 13 m dybde.

Bebygelsen kan prosjekteres fundamentert på såler direkte i den faste leira, med brutto såletrykk av størrelse $\sigma'_v = 200 - 350 \text{ kPa}$. Enhetslignende fundamentlaster gir liten risiko for skadelige total - eller differansesetzninger.

INNHOLD.

Kap. 1 Orientering	side 3
" 2 Utførte undersøkelser	" 3
" 3 Grunnforhold	" 6
" 4 Fundamentering	" 7
" 5 Grave- og planeringsarbeider	" 9
Bilag 1: Oversiktskart M = 1:50 000	
" 2: Situasjons/reguleringskart M = 1:1000	
" 3: Profil A - B - C m/boreresultater M = 1:200	
" 4 - 8:Borprofil, hull 3 - 5 - 7 - 13 - TIV nr. 3 og 1375	
" 9 - 10:Modulkurver fra ødometerforsøk	
" 11 - 12:Vektorkurver fra treaksialforsøk	
" 13: Kornfordelingskurver.	
Tillegg I Markundersøkelser, generell orientering	
" II og III Laboratorieundersøkelser, generell orientering	
" V Geoteknisk dimensjonering i grensetilstands-metoden.	

- 3 -

1. ORIENTERING.

1.1 Oppdrag.

KUMMENEJE har utført orienterende grunnundersøkelse for et planlagt forretningssenter på Heimdal i Trondheim, kfr. oversiktskart vist i bilag 1. Oppdragsgivere etter avtalt fordeling er TRONDOS og A/S KJØPMANNSSENTERET, som samarbeider om utbygging av det undersøkte areal.

1.2 Prosjekt.

Planene for utbygging av forretningssenteret ligger på forprosjektstadiet. I utgangspunktet er området foreslått regulert til forretningsbebyggelse i 1 - 2 etg. over et areal $95 \times 175 \text{ m}^2$, med inngangsramper og gangbruer, samt trafikk/parkeringsareal over ca. $120 \times 220 \text{ m}^2$, kfr. reguleringsforslaget vist i bilag 2.

1.3 Rapportens innhold.

Rapporten presenterer resultat fra orienterende mark- og laboratorieundersøkelser av grunnforholdene innenfor arealet som påtenkes for forretningsbebyggelse.

Videre inneholder rapporten en orienterende vurdering av fundamentteringsforhold og grave/planeringsforhold innenfor det undersøkte område.

2. UTFØRTE UNDERSØKELSER.

2.1 Markarbeid.

Markarbeidet er utført i uke 7 - 8 og 10.

Beliggenhet av boringene er vist på situasjonsplanen/reguleringsforslaget i bilag 2.

Det er utført dreietrykksonderinger inntil ca. 8 m dybde under terreng i tilsammen 8 pkt.. Sonderingsresultatene er grafisk fremstilt på terrengprofilene i bilag 3.

Prøvetaking er utført i 2 pkt. til ca. 4 m dybde, og i 2 pkt. til 15 - 20 m dybde.

Prøvene er tatt dels som uforstyrrede 54 mm sylinderprøver, dels som representative prøver med Ø 30 mm ramprøvetaker. Trondheim Ingeniørvesen (TIV) har tidligere utført prøvetaking (representative prøver) i 2 nærliggende hull i de tilstøtende vegtracéer. En forenklet jordartsoversikt basert på de opptatte prøveserier er inntegnet på profilene i bilag 3.

Poretrykksmåling er utført i 1 pkt. ved måling av grunnvannstand i åpent hull.

Nærmere orientering om utførelse og resultatfremstilling av boringene er gitt i tillegg I bak i rapporten.

2.2 Laboratoriearbeid.

2.2.1 Rutineundersøkelser.

De opptatte prøveserier er ved åpning i vårt laboratorium beskrevet, klassifisert og rutinemessig undersøkt m.h.p. romvekt, vanninnhold og udrenert skjærstyrke (s_u) på kohesive prøver ved enkle trykkforsøk og i konusapparat. Resultater herfra fremgår av borprofilene i bilag 4 - 8.

2.2.2 Ødometerforsøk.

For å gi grunnlag for vurdering av setningsforholdene på tomten, er det utført bestemmelse av kompresjonsmodul ved ødometerforsøk på 7 prøver. Resultatene fremgår av modulkurvene i bilag 9 - 10.

2.2.3 Effektiv skjærstyrke.

Som grunnlag for beregning av tillatt såletrykk, jordtrykk og annen dimensjonering av konstruksjoner i jord, er det utført 2 sett treaksiale trykkforsøk på leirprøver fra de øvre lag. Herav vurderes grunnens effektive skjærstyrkeparametre attraksjon (a) og indre friksjon ($\tan \phi$).

Resultat av forsøkene er vist i bilag 11 - 12.

2.2.4 Kornfordeling.

Som supplement til den rutinemessige beskrivelse av prøvematerialet, er det fra de grovere lag i hull 5 utført en nøyere kornfordelingsanalyse på i alt 4 prøver. Resultatene fremgår av bilag 13.

Tillegg II og III bak i rapporten gir nærmere orientering om utførelse og resultatfremstilling fra prøveanalysene i laboratoriet.

2.3 Oppmåling.

Etter uttrauing av torvlaget på tomteområdet er det utført profilering/terrengnivelllement i tilsammen 35 pkt. i hjørner av et rutenett 25 x 50 m. Uttralingen er ikke fullført lengst SØ på området for planlagt parkering, nedre plan.

Utgangspunkt for terrengnivelllementet er Trondheim kommunes polygonpunkt Pp 16517, som sammen med Pp 16519 også har vært utgangspunkt for koordinatbestemt utsetting av borpunkter og rutenett.

De punktvis nivellerte terrenghøyder etter fjerning av torvlaget er markert på situasjonsplanen i bilag 2. Nivellert høyde er påført ved hvert pkt..

De opptegnede profiler A - B - C i bilag 3 er basert på nivellert terrengoverflate.

3. GRUNNFORHOLD.

3.1 Topografi.

Terrenget på tomteområdet er flattlendt. Etter fjerning av torv i tykkelse 1 - 2,5 m, ligger den mineralske overflaten i fall mot NØ og SØ, mellom ca. kote +152 og +147. Fallet er noe mer markert på tomtenes vestside enn på østsiden.

3.2 Geologi.

Tomteområdet ligger umiddelbart over øvre marine grense (Ø.M.G.). De øvre lag antas å være sekundært avsatt ved utvasking av finstoff fra en israndavvatt grusrygg med retning N - S. De kvartærgeologiske forhold i området er noe uryddige, og flertydige forklaringer på dannelsesforløpet eksisterer.

3.3 Løsmasser.

Regnet fra terrenget (etter fjerning av torv) kan løsmassene på tomteområdet i grove trekk inndeles som følger:

- Et øvre homogent lag av siltig leire. Mektigheten av laget synes minst vest på tomten - muligens ned mot 5 m. Østover synes mektigheten å øke opp mot vel 10 m. Sett bort fra et øvre ca. metertykt skikt som kan være oppbløtt og løst, er leirlaget meget fast og lite kompressibelt.
- Under leira er det vekslende lag av silt, sand og leire til stort dyp. Vest på tomten gir avsetningene i dybden inntrykk av vesentlig å være friksjonsmateriale (silt og sand), fra ca. 5 - 8 m dybde inntil minst 20 m dybde.

Østligst skjer overgang til rent friksjonsmateriale først på større dybde - trolig mellom 15 og 20 m under terreng - etter vekslende lag av silt og leire.

For nærmere detaljer vises til fremstillingen i borprofilene i bilag 4 - 8.

3.4 Grunnvann/poretrykksforhold.

Torvlaget har holdt oppe et øvre grunnvannspeil med svak vertikal drenasje gjennom det tette, underliggende leirlag.

Observasjoner i åpent borhull (pkt. 5) viser et nedre grunnvannspeil i dybde 13,5 m under terreng, dvs. ved overkant av de rene sandavsetningene i dypet.

Etter fjerning av torvlaget er det nå grunn til å regne med et permanent, dypt grunnvannspeil med nivå i de dypere-liggende lag av friksjonsmasse.

3.5 Fjell.

Fjell er ikke påtruffet ved noen av boringene i området. Antagelig ligger fjelloverflaten på meget stort dyp.

4. FUNDAMENTERING.

4.1 Generelt.

Det foreligger foreløpig ikke konkrete planer til vurdering av fundamentatingsutførelse. Ut fra de avdekkete grunnforhold kan imidlertid følgende foreløpige vurdering være retningsgivende under bearbeidelse av forprosjekt m.v.. For et endelig prosjekt forutsettes dog nøyere analyser og dimensjonering m.h.p. deformasjon og stabilitet av fundament gjennomført med utgangspunkt i opptredende laster. Kfr. også tillegg V bak i rapporten.

4.1.1 Direkte fundamentering.

Med utgangspunkt i begrenset byggehøyde til 2 etg. over bakken og normale nyttelaster og spennvidder, bør direkte fundamentering kunne gjennomføres uten store komplikasjoner. Forutsatt såler lagt ned i det faste leirlaget 0,5 - 1,0 m under laveste golv/tilliggende terren, kan en bæreevnemessig i bruddgrensetilstand benytte følgende brutto såletrykk for fundamenter med ren vertikalbelastning:

Effektiv fundamentbredde (B_o) Brutto såletrykk (σ'_v)

$$\begin{aligned} B_o &= 1,0 \text{ m} / \sigma'_v = 200 \text{ kPa} \\ " &= 3,0 \text{ m} " = 250 - 300 \text{ kPa} \\ " &= 5,0 \text{ m} " = 350 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Fundamenter med stor horisontal lastkomponent har betydelig redusert bæreevne, forsiktigvis ned mot 50% av ren vertikal kapasitet når horisontalkomponenten går opp i 20 - 30% av vertikalkomponenten.

Setningsmessig forventes nokså beskjedne totalsetninger. Eksempelvis beregnes et søylefundament med bredde 1,0 m og brukslast $\sigma = 140 \text{ kPa}$ å få totalsetning av størrelse 1 - 2 cm. Økes fundamentbredden til 3,0 m og brukslasten til $\sigma = 200 \text{ kPa}$, blir totalsetningen av størrelse 3 - 4 cm.

En ikke ubetydelig andel av totalsetningene vil påløpe i takt med belastningene, og således bygges inn i konstruksjonene under oppføringen. Likevel vil vi tilrå at en bestreber seg på mest mulig enhetlige fundamentlaster, for derved å forebygge mot uønskede differansesetninger.

4.1.2 Pelefundamentering.

Pelefundering anses ved det foreliggende prosjekt lite aktuelt. P.g.a. de faste øvre leirlag vil antagelig bare

boredde peler kunne oppnås ført ned til de faste lag av friksjonsmasse i dybden. Ved dette kan trolig endel setningsreduksjon oppnås i forhold til vanlige sålefundamenter. Denne reduksjonen vil imidlertid bli av større betydning først ved meget store fundamentlaster, av størrelse godt over 1000 kN.

5. GRAVE- OG PLANERINGSARBEIDER.

5.1 Graveforhold/gravestabilitet.

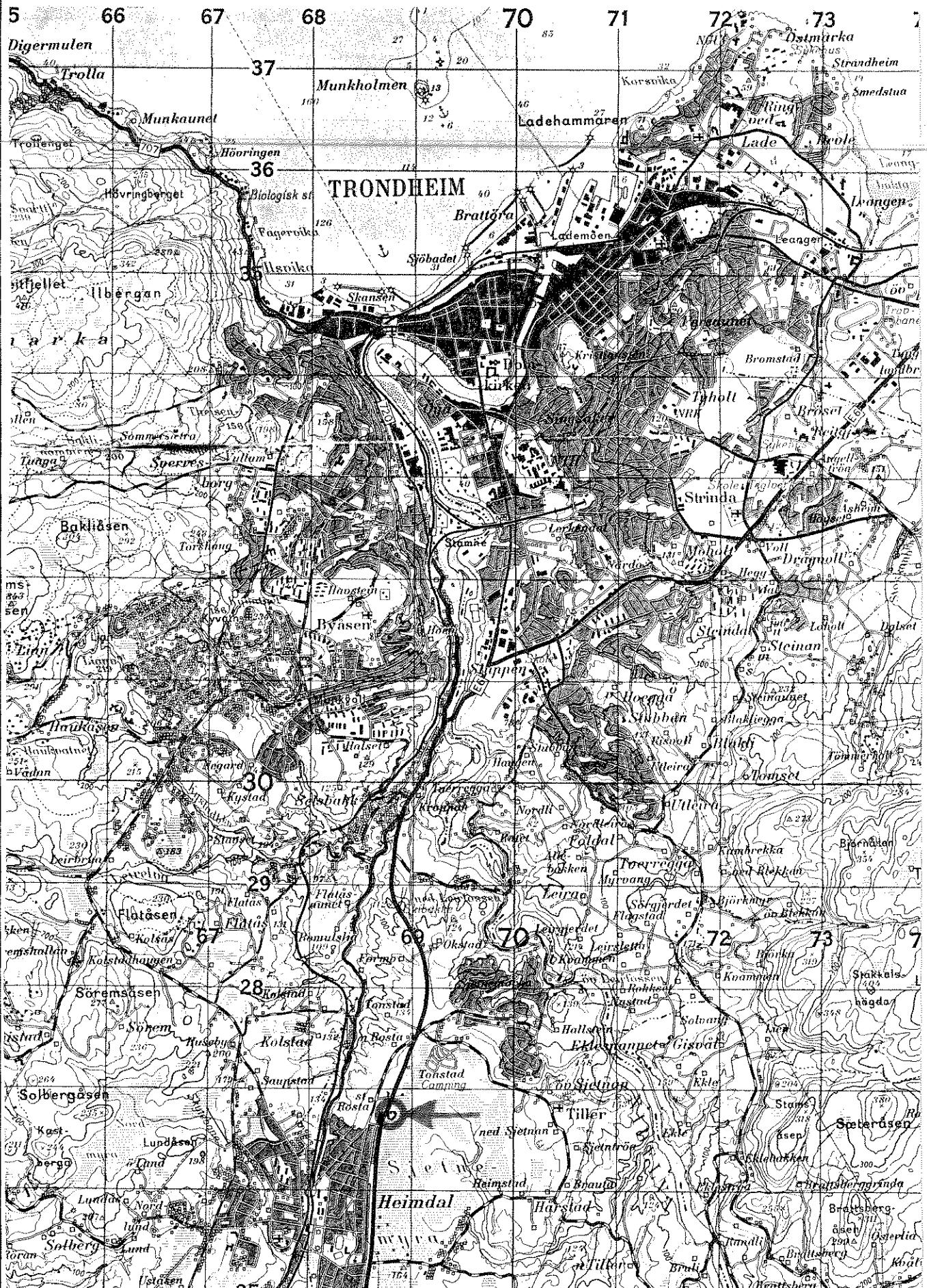
Massene i de øvre lag må regnes å være relativt tungt gravbare. Tyngre graveredskap vil være nødvendig for effektiv løsgjøring av massene.

Kortvarig kan åpne utgravinger i leira stå meget steilt. Sikkerhet mot utfall i graveskråninger oppnås imidlertid ikke uten at disse utslakes til 1:1, ved dypere utgravinger enn 3 - 4 m over lengere tid vil ytterligere utslaking være nødvendig.

5.2 Planeringsarbeider.

P.g.a. høyt siltinnhold vil leira være følsom for vanntilgang, med oppbløting og sterkt nedsatt bæreevne i det øvre skikt som resultat.

Grunnen er sterkt telefarlig, men vil utenom nedbørs- og teletøsningsperioder ha god bæreevne for all vanlig hjul- og beltegående redskap.



Kummeneje
Sivilingeniør Ottar Kummeneje



TRONDHEIM
GJØVIK BODØ TROMSØ

TRONDOS / KJØPMANNSSENTRET
HEIMDAL

Oversiktskart

MÅLESTOKK
1:50.000

OPPDAGR
4397/4417

TEGNET AV

BILAG
1

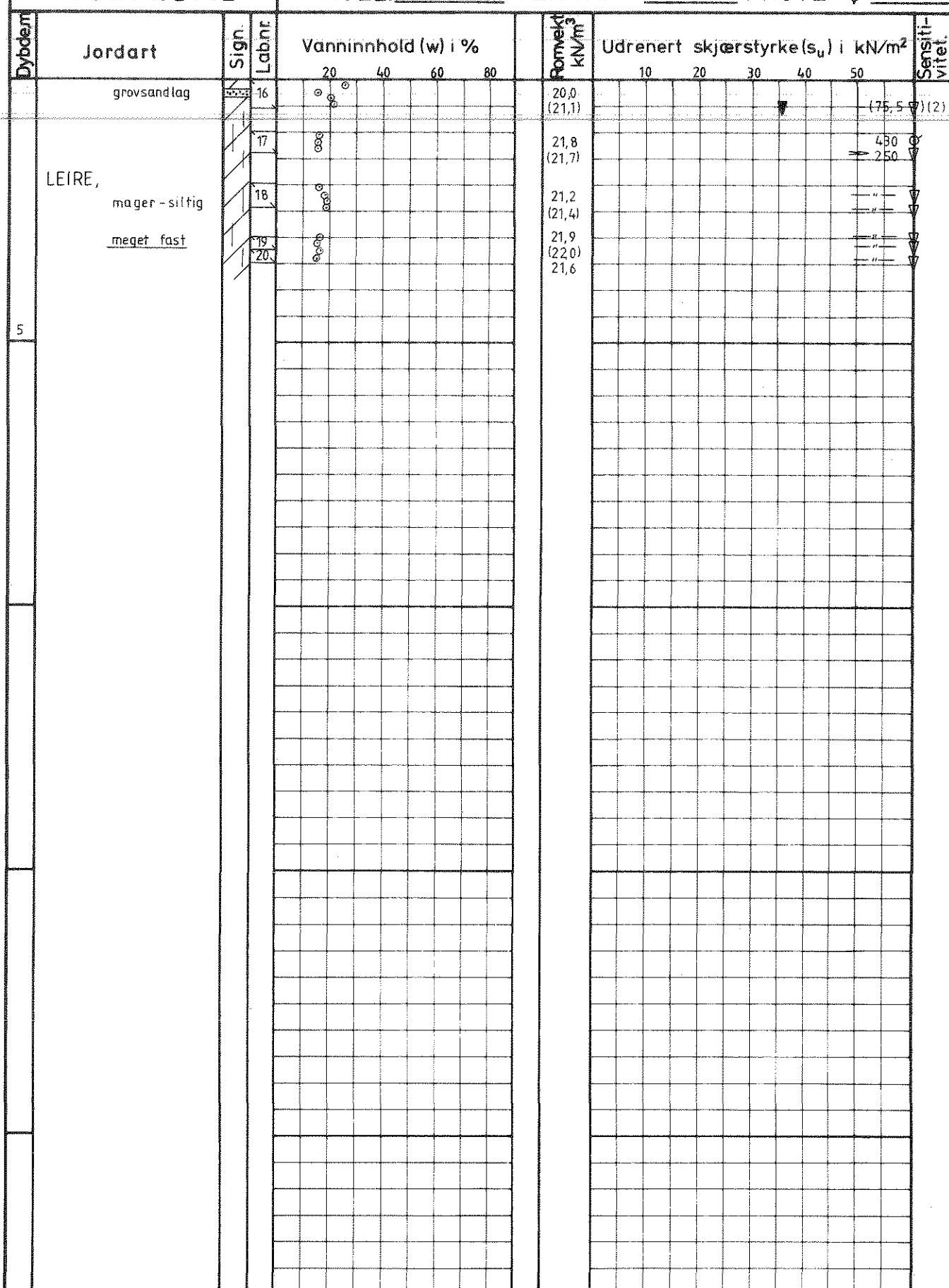
DATO
9.4.1984

TEGN. NR.
—

BORPROFIL

HULL: 3

TERR.NIVÅ: +150,51 PRÖVE Ø: 54 mm



Kummeneje

 Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

TRONDOS / KJØPMANNSSENTRET

Sted: HEIMDAL

Mnd/år: 03/84

OPPDAG:

4397/4417

SYMBOLER:

Enkelt trykkforsök:  (strek angir def.% v/brudd)Konustorsök - Omrört:  Uforstyrret: Penetrometerforsök: Konsistensgrenser: w_p w_i w_L

BILAG:

4

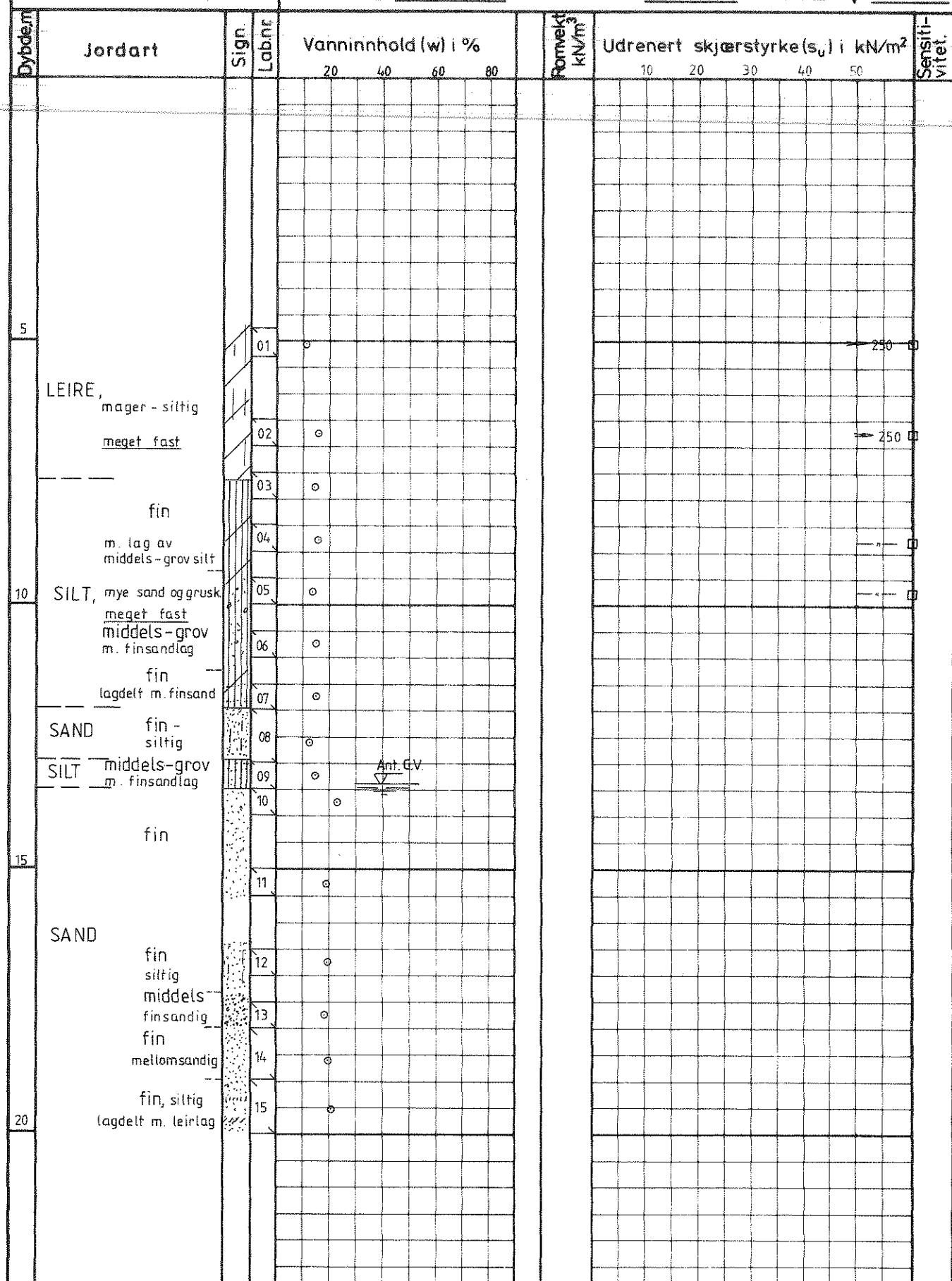
TEGN.NR.:

BORPROFIL

HULL: 5

TERR.NIVÅ: +149,53

PRÖVE Ø: 30 mm

**Kummeneje**Rådgivende ingenierer i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

TRONDOS / KJØPMANNSSENTRET

Sted: HEIMDAL

Mnd/år: 03 / 84

OPPDAG:

4397/4417

Enkelt trykkforsök: $\frac{8}{10}$ (strek angir def.% v/bredd)

BILAG:

Konusforsök - Omrört: ▼ Uforstyrret: ▲

5

Penetrometerforsök: □

TEGN.NR.:

SYMBOLER:

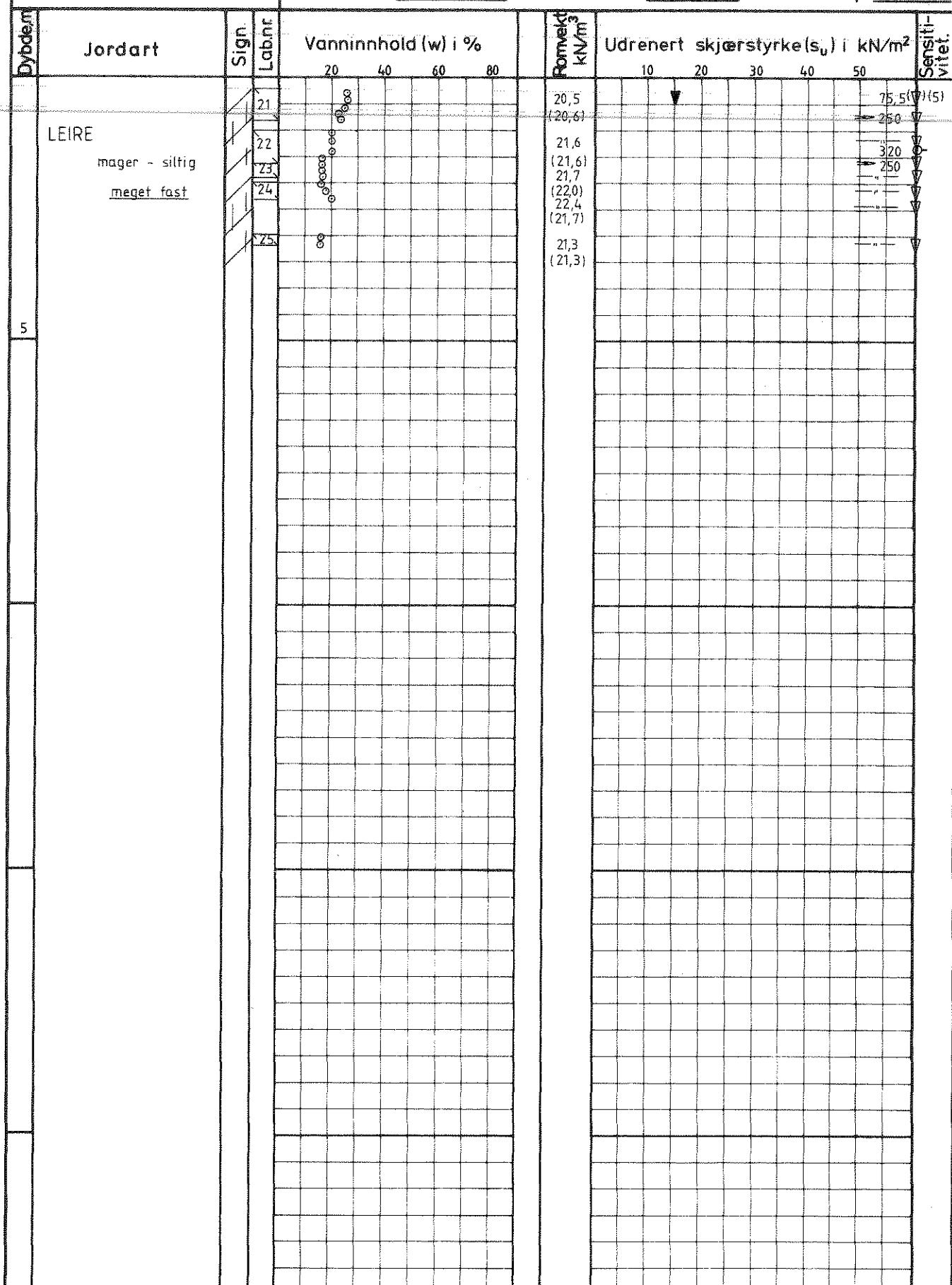
Konsistensgrenser: w_p — w_L

BORPROFIL

HULL: 7

TERR.NIVÅ: + 148,20

PRÖVE Ø: 54 mm

**Kummeneje**Rådgivende ingenierører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

TRONDOS / KJOPMANNSSENTRET

Sted: HEIMDAL

Mnd/år: 03 /84

OPPDAG:

4397/4417

Enkelt trykkforsök: $\frac{1}{10}$ (strek angir def.% v/bredd)

BILAG:

6

Konusforsök - Omrört: ▼ Uforstyrret: ▲

Penetrometerforsök: □

SYMBOLER:

Konsistensgrenser: w_p — w_L

TEGN.NR.:

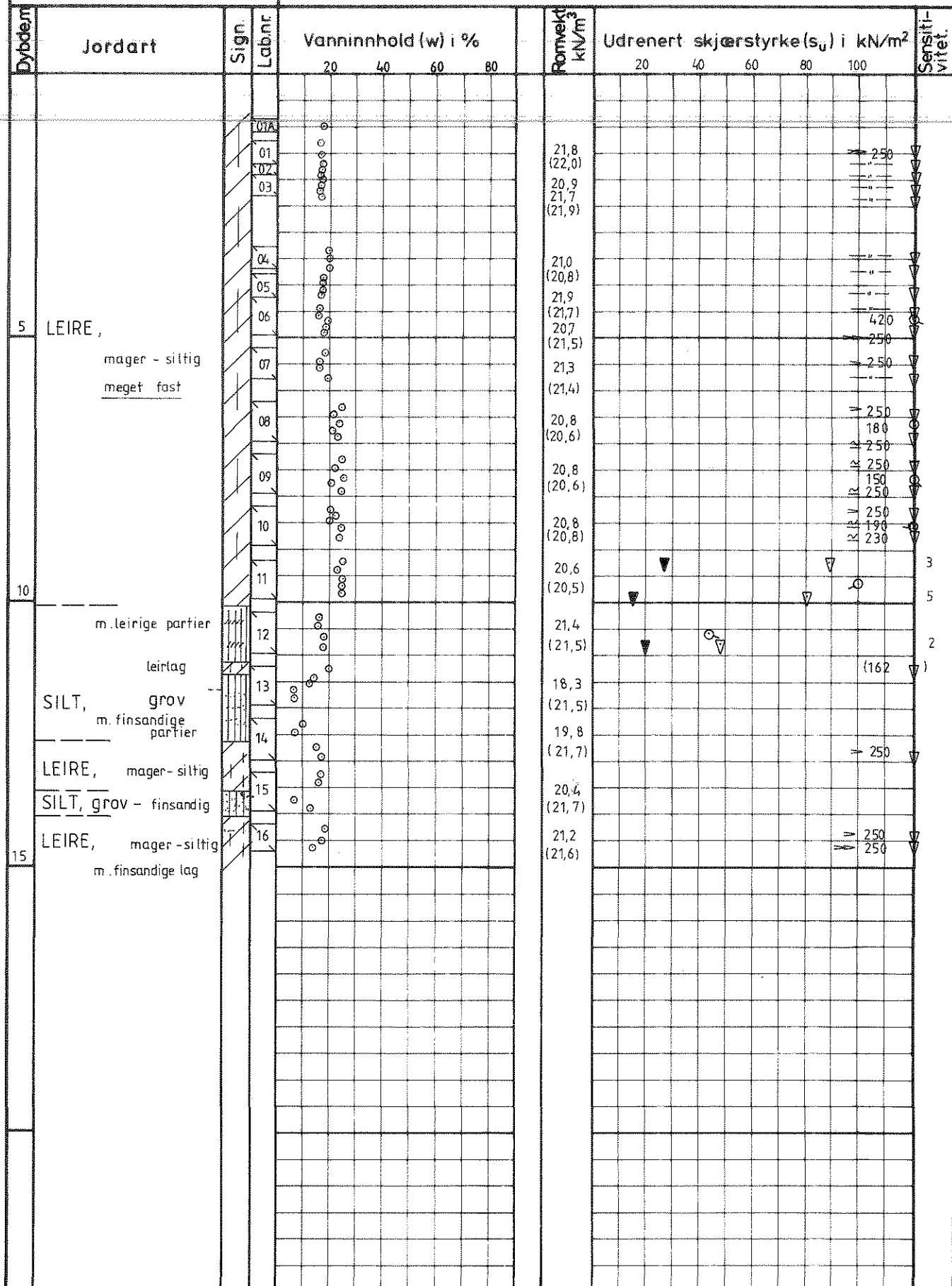
BORPROFIL

HULL: 13

TERR.NIVÅ: + 147,92

PRØVE

ϕ : 54 mm



Kummeneje

Rådgivende Ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

TRONDOS / KJOPMANNSSENTRET
Sted: HEIMDAL

OPPDAG:

4417/4397

SYMBOLER:

Enkelt trykkforsök: (strek angir def.% w/brudd)

Konusforsök - Omrört: ▽ Uforstyrret: ▲

Penetrometerforsök: □

Konsistensgrenser: w_p — w_L

BILAG:

7

TEGN.NR.:

**TRONDHEIM KOMMUNE
BORPROFIL**

Sted: HEIMDALSMYRA, Ringveg Nord

Hull: 3

Bilag

7

Nivå: Terren

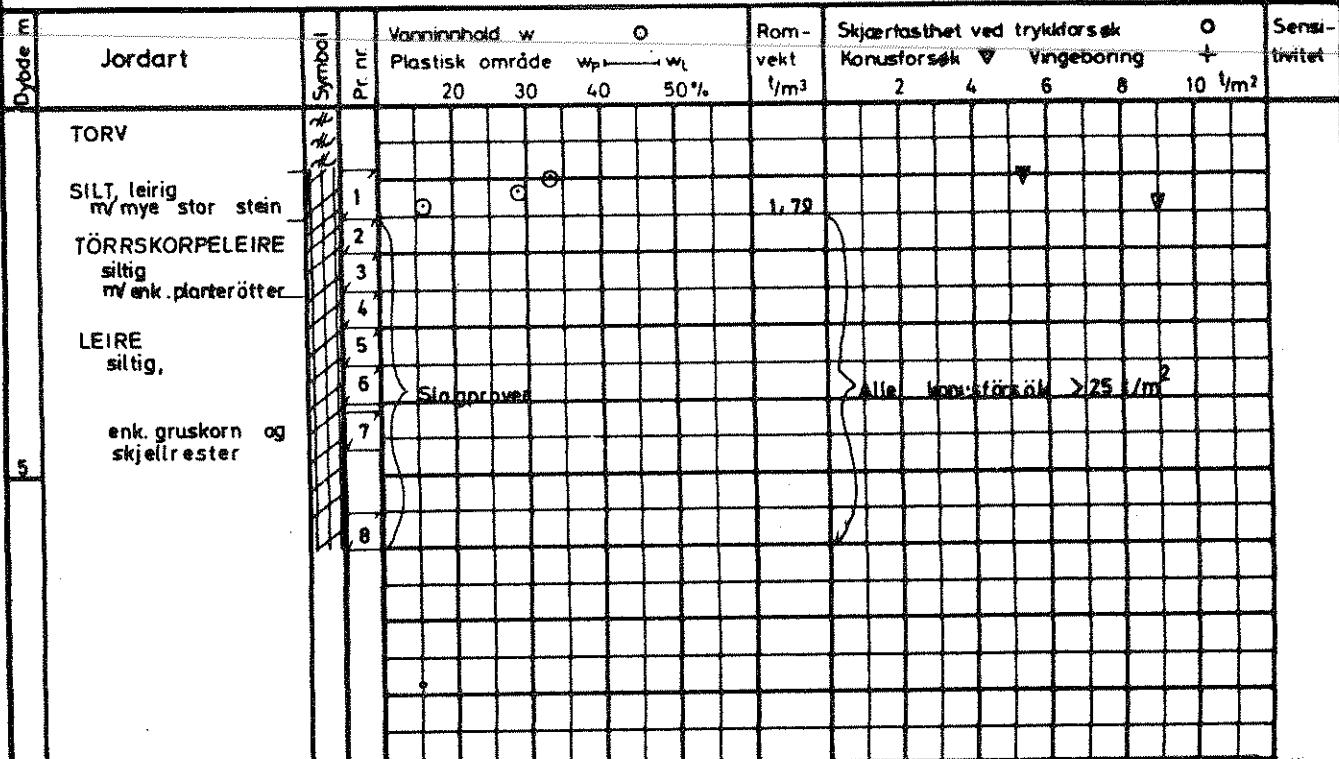
Oppdrag:

323-3

PrøveØ: 54 mm

Dato:

25.2.74



**TRONDHEIM KOMMUNE
BORPROFIL**

Sted HEIMDALSBYEN, Parallelleveg øst

Hull: 1375

Bilag

4

Nivå: Terren

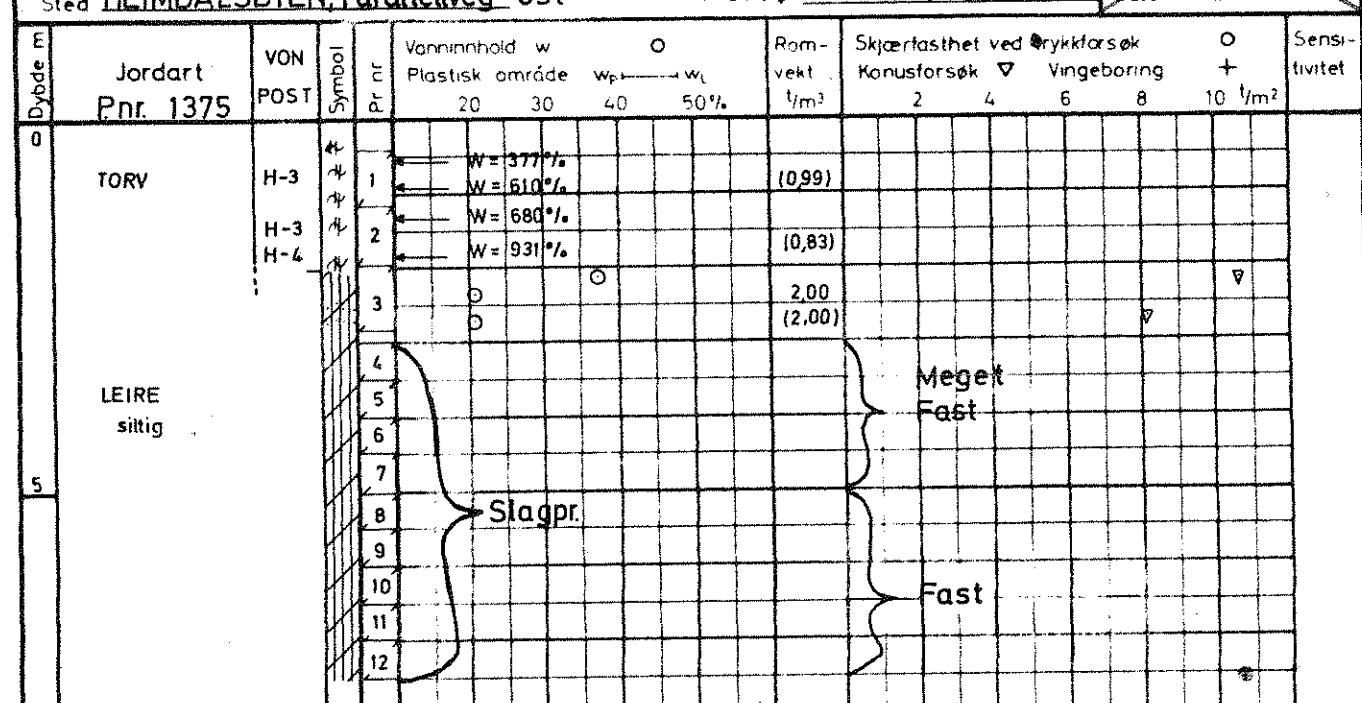
Oppdrag

342-2

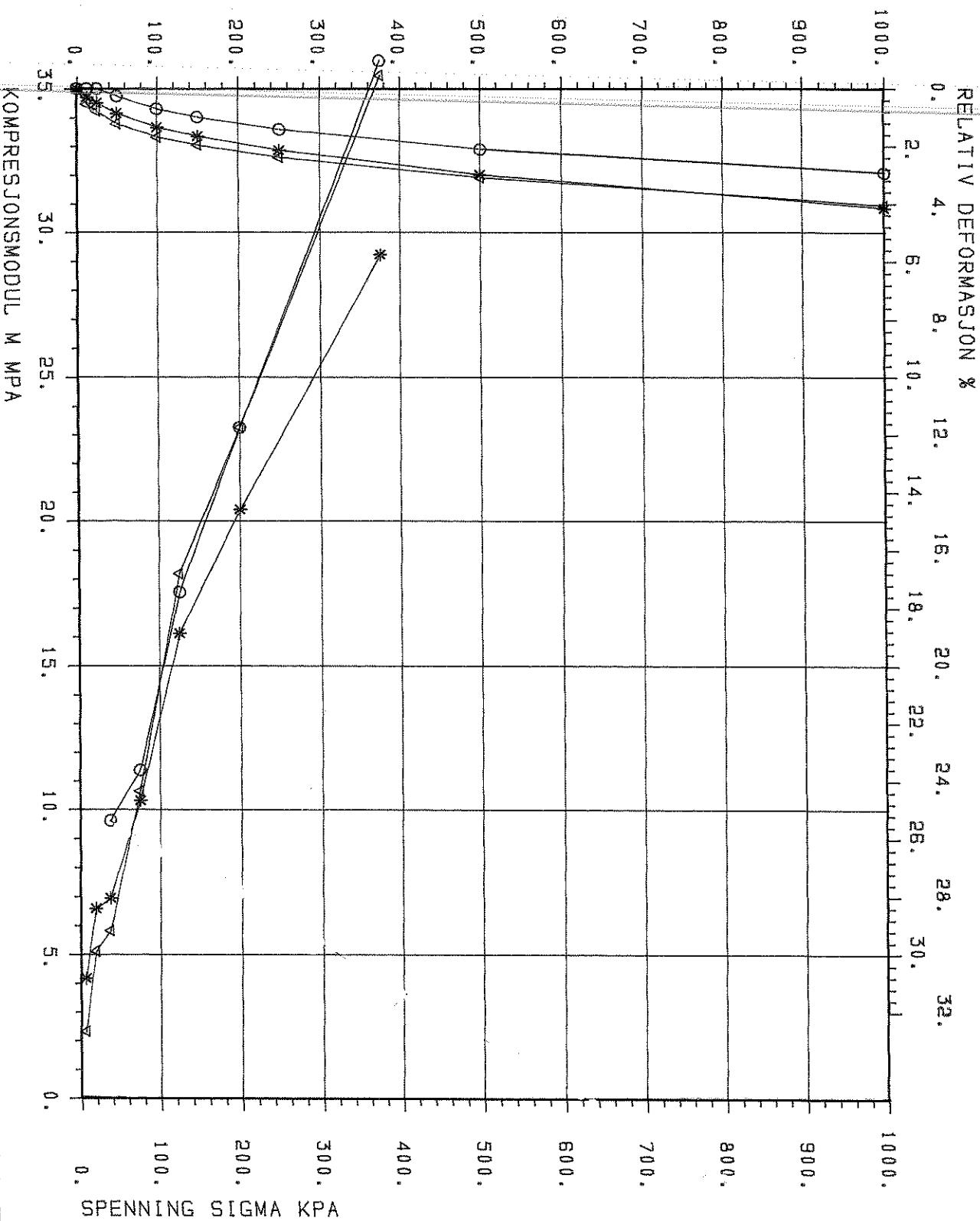
PrøveØ: 54 MM / 30 MM

Dato

25/6/74



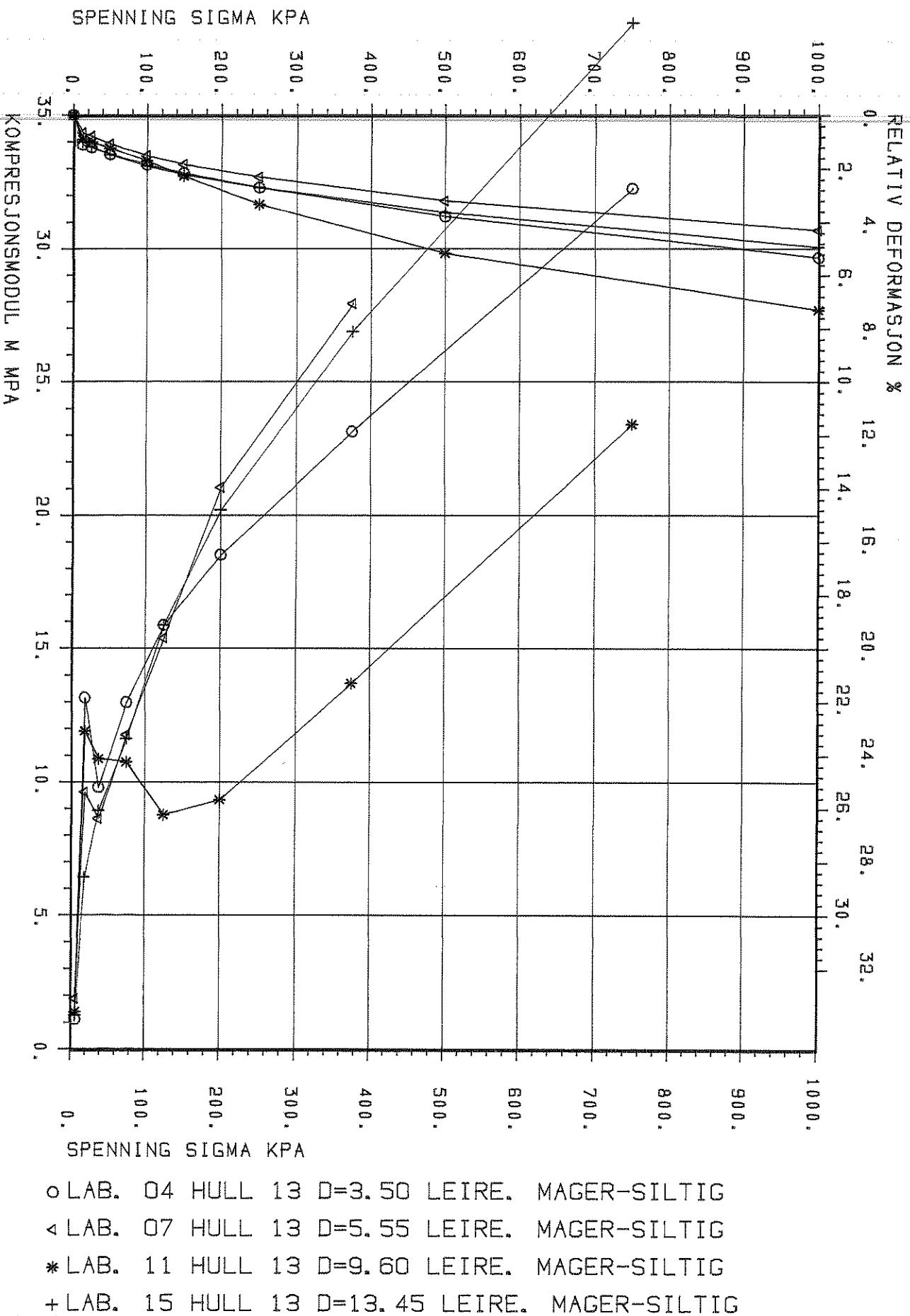
SPENNING SIGMA KPA



○ LAB. 18 HULL 3 DYBDE 2.30 LEIRE. MAGER-SILTIG

△ LAB. 20 HULL 3 DYBDE 3.40 LEIRE. MAGER-SILTIG

* LAB. 24 HULL 7 DYBDE 2.20 LEIRE. MAGER-SILTIG



Kummeneje
Sivilingeniør Ottar Kummeneje

TRONDHEIM GJØVIK BODØ TROMSØ



KJØPMANNSSENTERET /
HEIMDAL TRONDOS

ØDOMETERFORSØK

MÅLESTOKK

TEGNET AV

DEFDAT

DATO

TEGN. NR

4417

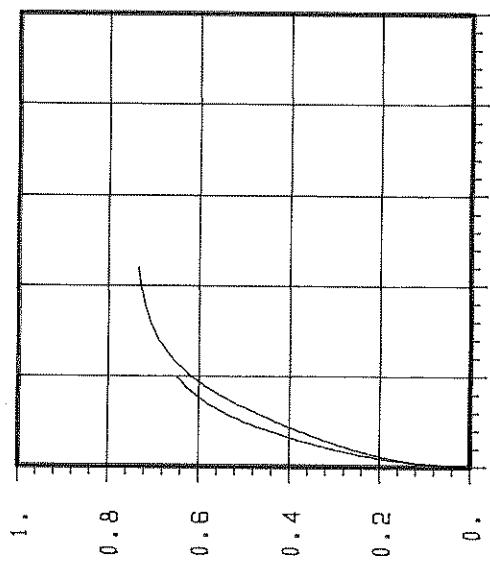
BILAG

10

03/84

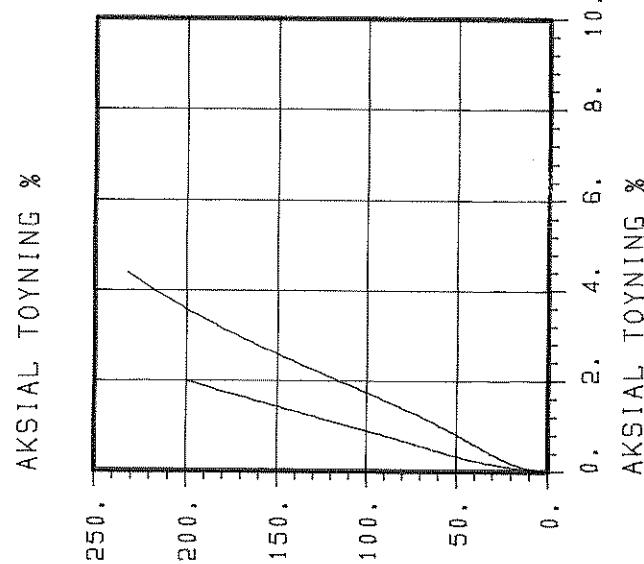
HULL 13 LAB 05-01 D=3.90M LEIRE, MAGER - SILTIG.

ATTRAKSJON : 50.00 KPA



MOBILISERT FRIKSJON TRG

STØRSTE SKJERSPENNING KPA



AKSIAL TOYING %

Kummeneje
Sivilingeniør Ottar Kummeneje

TRONDHEIM **GJØVIK BODØ TROMSØ**

KJØPMANNSSENTER/
HEIMDAL
TRONDOS

TREAKSIALFORSØK

MALESTOKK
OPPDRAg
4417

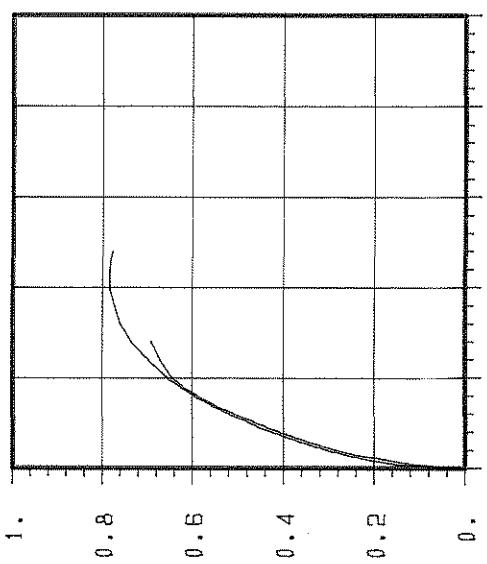
TEGNET AV
BILAG
11

DATO
03/84
TEGN. NR.

HULL 13 LAB 03-01 D=2.00M LEIRE, MAGER - SILTIG.

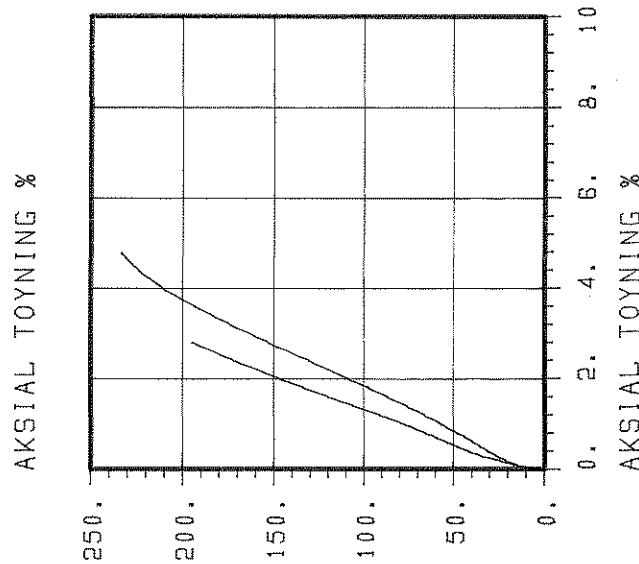
HULL 13 LAB 03-02 D=2.10M

ATTRAKSJON : 50.00 KPA



MOBILISERT FRIKSJON TGR

STØRSTE SKJERSPENNING, KPA



STØRSTE SKJERSPENNING, KPA

Kummeneje
Sivilingeniør Ottar Kummeneje



TRONDHEIM
GJØVIK BODØ TROMSØ



KJØPMANNSSENTER/
HEIMDAL TRONDOS

TREAKSIALFORSØK

MÅLESTOKK

OPPDRAg

4417

TEGNET AV

BILAG

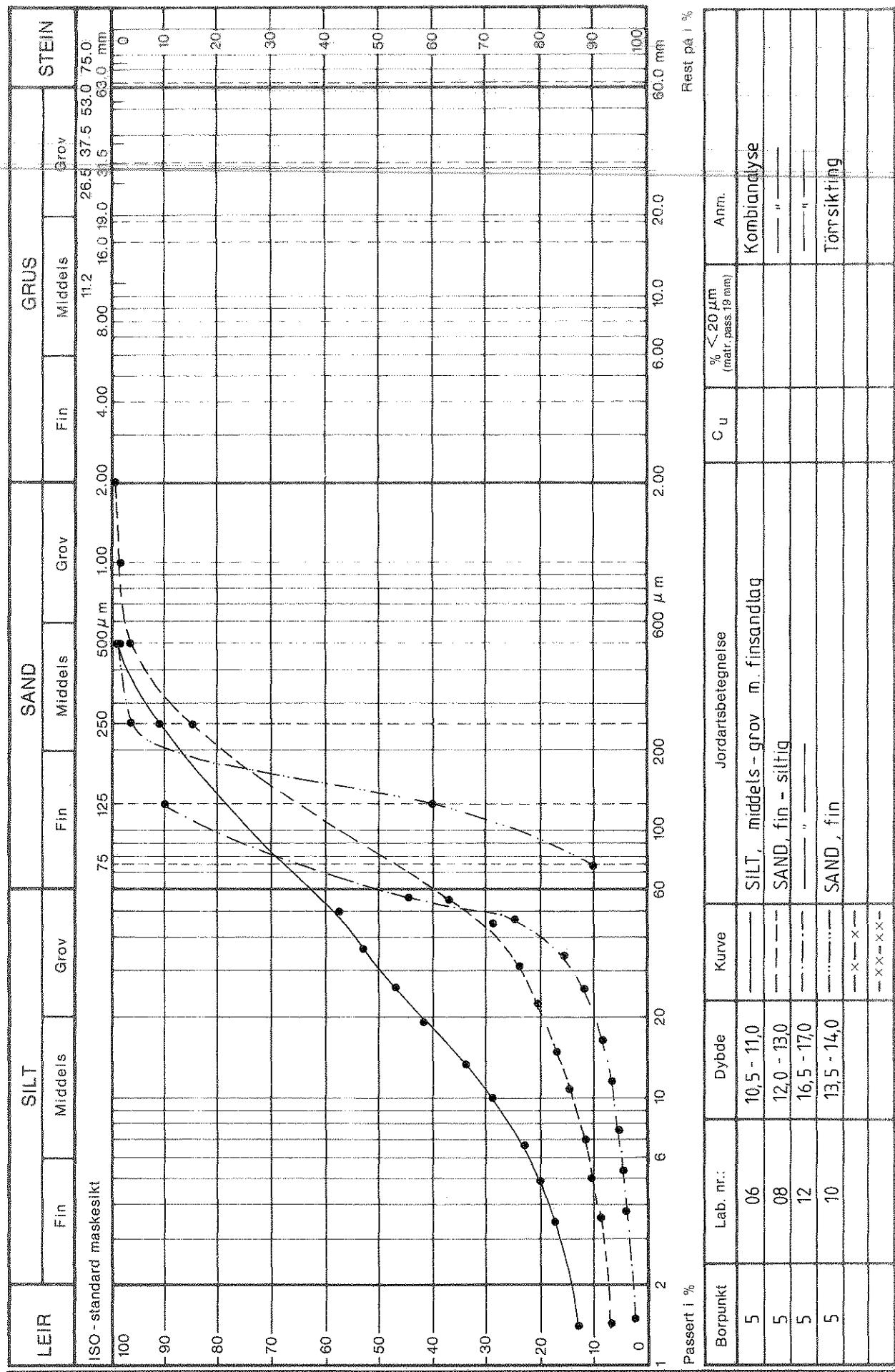
KJØP

12

DATO

TEGN. NR

03/84



Kummeneje
Sivilingeniør Ottar Kummeneje

TRONDHEIM
GJØVIK BODØ TROMSØ

KORNFORDELING

TRONDOS / KJOPMANNSSENTRET
Sted: HEIMDAL Mnd./år: 03/84.

OPPDRAG
4397/4417

BILAG

13

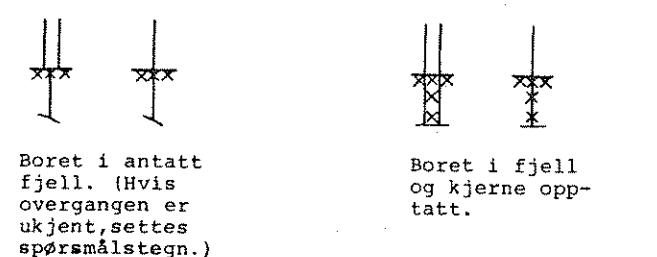
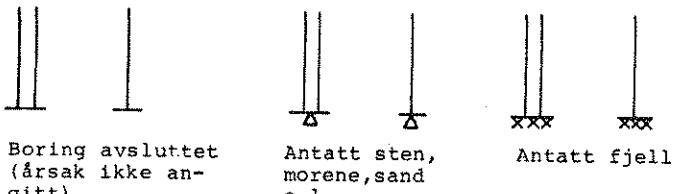
TEGN. NR.

M A R K U N D E R S Ø K E L S E R.

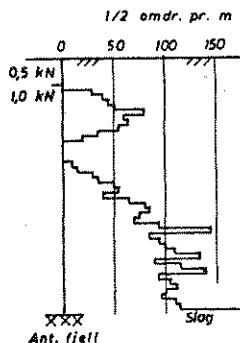
Tillegg I.

Sonderinger utføres for å få en orientering om grunnens relative fasthet, lagdeling og dybder til antatt fjell eller annen fast grunn.

AVSLUTNING AV BORING (GJELDER ALLE SONDERINGS-TYPER).

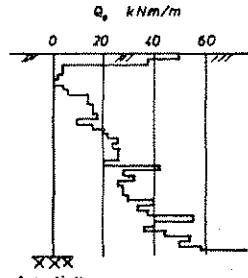


- **Dreiesondering**
utføres med 22 mm stålstenger med glatte skjøter påsatt en 200 mm lang spiss av firkant-stål som er tilspisset i enden og vridt en omdreining.
Boret belastes med inntil 1 kN og hvis det ikke synker for denne last, dreies det ned med motor eller for hånd.
Antall halve omdreininger pr. 20 cm synkning noteres. Ved opp-tegninger vises antall halve omdreininger pr. meter synkning grafisk med dybden i borhullet og belastningen angis til venstre for borhullet.



- **Enkel sondering**
består av slagboring med lett fjellboremaskin eller spyleboring til fast grunn eller fjell. Ved slagboring med en spesiell spiss kan ned-synkningshastigheten registreres som funksjon av dybden som uttrykk for boremotstanden. Myrdboden bestemmes ved hjelp av en lett myr-dybdeprøvetaker som presses ned til antatt myrbunn hvor prøve tas for kontroll.

- ▼ **Ramsondering**
utføres med 32 mm stålstenger med glatte skjøter og en normert spiss.
Boret rammes ned i grunnen av et fall-lodd med vekt 0,635 kN og konstant fall-høyde 0,6 m. Motstanden mot ned-ramming registreres ved antall slag pr. 20 cm synkning.



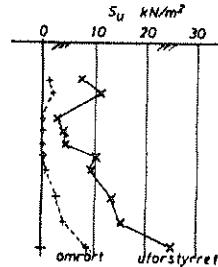
$Q_o = \frac{\text{Loddvekt} \times \text{fallhøyde}}{\text{synkning pr. slag}}$ (kNm/m) angis i diagrammet som funksjon av dybden.

- ◊ **Fjellkontrollboring**
utføres med 32 mm stenger med muffeskjøter og hardmetallkrone nederst. Boret drives av en tung trykkluftdrevet borhammer under spyling med vann av høyt trykk. Når fjell er nådd, bores noe ned i fjellet, vanligvis ca. 3 meter, under registrering av borsynk for sikker på-visning.

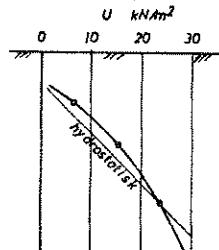
- ◊ **Prøvetaking**
utføres for undersøkelse i laboratoriet av grunnens geotekniske egenskaper. Uforstyrede prøver tas opp med NGI's 54 mm stem-peprøvetaker. Prøvene skjæres ut med tynnvegede stålsylindre med innvendig diameter 54 mm og lengde 80 cm (evt. 40 cm). Prøvene forsegles i begge ender for å hindre uttørking før de åpnes i laboratoriet.

Representative prøver tas med forskjellige typer støtbør- og ram-prøvetaker, ved sandpumpe i nedspylte eller nedrammede foringsrør, av opp-spilt materiale ved nedspiling av foringsrør og ved skovlboring i de øvre lag. Slike prøver tas hvor grunnen ikke egner seg for vanlig sylinder-prøvetaker og hvor slike prøver tilfredsstiller formålet.

- + **Vingeboring**
bestemmer udrenert skjærstyrke (s_u) av leire direkte i marken (in situ).
Måling utføres ved at et vingekors, som er presset ned i grunnen, dreies rundt med bestemt jevn hastighet til brudd i leira. Maksimalt dreiemoment gir grunnlag for å beregne leiras udrenerte skjærstyrke, som også måles i omrørt tilstand etter brudd.

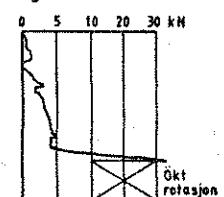


- ◊ **Porevanntrykket**
i grunnen måles med et piezometer. Dette består av et cylinderisk filter av sintretert bronse som trykkes eller rammes ned til ønsket dybde ved hjelp av rør. Vanntrykket ved filteret registreres enten hydrostatisch som stigehøyden i en plastslange inne i røret (ved overtrykk påsettes manometer over terrenget) eller elektro-nisk ved hjelp av en direkte trykkmåler innenfor filtret.



- **Grunnvannstanden** observeres vanligvis direkte ved vannstand i borhullet.

- ◊ **Dreietrykksondering**
utføres med 36 mm glatte skjøtbare stålstenger påsatt en normert spiss. Borstangen trykkes ned med konstant hastighet 3 m/min. og konstant rotasjon 25 omdr./min. Sonderingsmotstanden registreres som den til en hver tid nødvendige nedpresningskraft for å holde normert nedtrengningshastighet. Når motstanden øker slik at normert nedtrengningshastighet ikke kan opprettholdes, økes rotasjonshastigheten. Dette anføres i diagrammet.



LABORATORIEUNDERØKELSE R.

Ved åpning av prøven beskrives og klassifiseres jordarten. Videre kan bestemmes:

Romvekt
(γ i kN/m³) for hel sylinder og utskåret del.

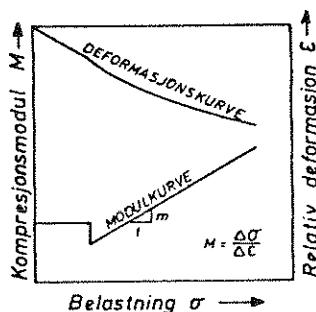
Vanninnhold
(w i %) angitt i prosent av tørrvekt etter tørking ved 110 °C.

Flytegrense
(w_L i %) og utrullingsgrense (w_p i %) som angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk (formbart) område av leirmateriale. Differansen $w_L - w_p$ benevnes plastisitetsindeks. Er det naturlige vanninnhold over flytegrensen, blir materialet flytende ved omringing.

Udrenert skjærstyrke
(s_u i kN/m²) av leire ved hurtige enaksiale trykkforsøk på uforstyrrede prøver med tverrsnitt 3,6 x 3,6 cm² (evt. hel prøve) og høyde 10 cm. Skjærstyrken settes lik halve trykkfastheten. Dessuten måles skjærstyrken i uforstyrret og omrørt tilstand ved konusforsøk, hvor nedsynkningen av en konus med bestemt form og vekt registreres og skjærstyrken tas ut av en kalibreringstabell. Penetrometer, som også er en indirekte metode basert på innsynkning, brukes særlig på fast leire.

Sensitiviteten (S) er forholdet mellom udrenert skjærstyrke av uforstyrret og omrørt materiale, bestemt på grunnlag av konusforsøk i laboratoriet. Med kvikkleire forstås en leire som i omrørt tilstand er flytende, omrørt skjærstyrke < 0,5 kN/m².

Kompressibilitet av en jordart ved ødometurforsøk. En prøve med tverrsnitt 20 cm² og høyde 2 cm belastes trinnvis i et belastningsapparat med observasjon av sammentrykningen for hvert trinn som funksjon av tiden. Resultatet tegnes opp i en deformasjons- og modulkurve og gir grunnlag for setningsberegnung.



Humusinnhold (relativt) ut fra fargeomslag i en natronluttøpløsning.

En nøyaktigere metode er våt-oksydasjon med hydrogenperoksyd der humusinnholdet settes lik vekttapet (evt. glødetapet ved humusrike jordarter) og uttrykkes i vektprosent av tørt materiale.

Saltinnhold (g/l eller o/oo) i porevannet ved titrering med svavnitrat-oppløsning og kaliumkromat som indikator.

Kornfordeling ved siktning av fraksjonene større enn 0,06 mm. For de finere partikler bestemmes den ekvivalente korndiameter ved hydrometeranalyse. En kjent mengde materialer slennes opp i vann og romvekten av suspensjonen måles i en bestemt dybde som funksjon av tiden. Kornfordelingen kan så beregnes ut fra Stoke's lov om kulers sedimentasjonshastighet.

Fraksjonsbetegnelse	Leir	Silt	Sand	Grus	Stein	Blok
Kornstørrelse mm	<0,002	0,002-0,06	0,06-2,00	2,00-6,00	>6,00	

Jordarten benevnes i henhold til korngraderingen med substantiv for den dominerende, og adjektiv for medvirkende fraksjon. Jordarten angis som leire når leirinnholdet er over 15%. Morene er en usortert breavsetning som kan inneholde alle kornstørrelser fra leir til blokk.

Organiske jordarter klassifiseres etter opprinnelse og omdanningsgrad (torv, gytje, dy, matjord).

	Fjell		Silt		Torv
	Blokk		Leire		Planterester
	Stein		Fyllmasse		Sagflis
	Grus		Matjord		Skjell
	Sand		Gytje, dy		Moreneleire Grusig morene

Anmerkning

- T = tørrskorpe
- Leire: R = resedimenterte masser
- K = kvikkleire
- Ved blandingsjordarter kombineres signaturene.
- Morene vises med skyggelegging.
- For konkresjoner kan bokstavsymbolet settes inn i materialsignaturen:
 - Ca = kalkkonkresjoner
 - Fe = jernkonkresjoner
 - AH = aurhelle

SPESIELLE UNDERSØKELSER.SPESIELLE MARKUNDERSØKELSER.Feltkompressometer

benyttes for undersøkelse av grunnens kompressibilitet direkte i marken. I prinsippet består utstyret av en skrueplate med diameter 16 cm som kan skrus ned til ønsket dybde.

For hver valgt dybde utføres et belastningsforsøk ved hjelp av en jekk og sammenhengen mellom belastning og setning registreres.

Resultatene fremstilles som deformasjonskurver og derav kan beregnes modultall (m) som uttrykk for grunnens kompressibilitet og benyttes ved setningsberegnning.

Permeabilitetsmåling

in situ utføres ved infiltrasjonsforsøk eller prøvepumping. Infiltrasjonsforsøk kan for eksempel utføres ved hjelp av et piezometer som fylles opp med vann og synkehastigheten måles. Ved prøvepumping må vannstanden observeres i flere punkter i forskjellig avstand.

Korrosjonssonering

utføres med en sonde av stål med isolert magnesiumspiss (NGI's type). Strømstyrke og motstand måles i forskjellige dybder i grunnen og derav kan beregnes en relativ depolarisasjonsgrad samt grunnens spesifikke motstand. Ut fra dette kan korrosjonshastigheten for stål vurderes.

Feltkontroll av komprimeringsgrad.

Komprimeringsgraden for oppfylt materiale er forholdet mellom oppnådde tørr-romvekt γ_d ved felt-komprimering og maksimal tørr-romvekt γ_d^{\max} . bestemt ut fra standardiserte komprimeringsforsøk i laboratoriet.

- Sandvolummeter- og vannvolummetermetoden.

I felten bestemmes γ_d ved å måle volumet av en utgravd prøve og å veie det utgravde materiale i fuktig og tørr tilstand. Volumet av prøven bestemmes ved å fylle det utgravde hull med en tørr sand med kjent romvekt, eller ved å forsegle hullet og fylle det opp med vann. Ut fra kjente data kan således vanninnhold og tørr-romvekt av det utgravde materialet bestemmes. Denne metoden kan benyttes i relativt finkornig og ensgradert materiale.

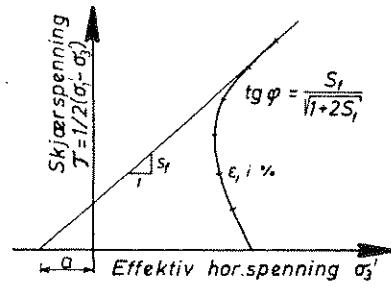
- Platebelastningsforsøk.

I grov og samfengt masse (grov grus, finsprengt stein o.lign.) gir sandvolummeter og vannvolummetermetoden utilfredsstillende nøyaktighet, og komprimeringen av slike materialer undersøkes ved å bestemme oppfyllingens elastisitetsmodul ut fra platebelastningsforsøk.

En sirkulær plate med $\phi = 30$ cm plasseres på den komprimerte grunnen og belastes trinnvis samtidig som nedbøyning av platen måles med spesielt måleutstyr. Samhørende verdier for belastning og nedbøyning avsettes i diagram og elastisitetsmodulen E beregnes. Den målte elastisitetsmodulen sammenholdes med oppsatte krav til elastisitetsmodul ut fra aktuelle belastningsforhold, og forholdet mellom disse verdier betegnes komprimeringsgrad.

SPESIELLE LABORATORIEUNDERSØKELSER.Skjærstyrkeparametrene,

friksjonsvinkel (ϕ) og attraksjon (a i KN/m^2 , evt. kohesjon $c = a \cdot \tan \phi$) bestemmes ved triaksialforsøk på små prøver i laboratoriet. En sylinderisk prøve konsolideres for et allsidig trykk og vertikalbelastningen økes deretter til brudd. Under forsøket måles poretrykk, slik at effektive spenninger kan beregnes (totaltrykk minus poretrykk).



Forsøket fremstilles oftest som en vektor i et hovedspenningsdiagram.

Permeabilitetskoeffisienten

(k i cm/s) er strømningshastigheten for vann gjennom materialet ved en hydraulisk gradient lik 1,0. I laboratoriet måles permeabiliteten ved direkte vannjennomgangsforsøk på små prøver for konstant eller fallende potensial. Dette kan gjøres i triaksialapparatur for finkornige prøver eller i større apparatur for mer grovkornige prøver.

Maksimal tørr-romvekt og optimalt vanninnhold etter Proctor-metoden.

Ved komprimering av jordartsmateriale oppnåes tetteste lagring av mineralkornene, dvs. høyest tørr-romvekt, når vanninnholdet i materialet har en bestemt verdi under komprimeringsarbeidet. Materialets egenskaper som stabilitet øker, og kompressibiliteten avtar med økende lagringstetthet.

I laboratoriet bestemmes det optimale vanninnholdet ved å komprimere prøver av materialet med varierende vanninnhold etter en standardisert forskrift, Proctormetoden. De samhørende verdier for prøvenes vanninnhold og tørr-romvekt beregnes og plottes i et diagram med tørr-romvekt som funksjon av vanninnholdet. Den høyest oppnådde tørr-romvekt betegnes som γ_d^{\max} og det tilhørende vanninnholdet W_{opt} .

CBR-forsøk.

For materialer som inngår i veg- og eller flypplassoverbygning, eller trafikkbelastet grunn forvrig, kan dimensjonerende bæreevne semiempirisk bestemmes ut fra belastningsforsøk etter CBR-metoden (California Bearing Ratio).

Materialet som skal undersøkes komprimeres lagvis ved optimalt vanninnhold i en sylinder med volum ca. 2,3 l. Komprimeringssarbeidet tilsvarer Modifisert Proctor. Deretter settes sylinderen med prøve i vannbad i 96 timer for fullstendig vannmetning. Etter vannmetning påføres prøven belastning ved at et stempel med areal 3 inch² med konstant bevegelseshastighet = 0,05 inch pr. min. presses ned i denne. Rundt stempelen på prøvens overflate er prøven belastet med blyringer med vekt som tilsvarer vekten av evt. overbygning. Stempelkraften ved 0,1" og 0,2" inntrykking av stempelen registreres og sammenlignes med verdier for tilsvarende inntrykking på et referansematerial. Forholdet mellom den avlestede kraft og referansekraften beregnes i prosent og betegnes CBR-verdi. Dersom CBR-verdien ved 0,2" er høyere enn ved 0,1" stempelinntrykking kan denne verdien rapporteres som materialets CBR-verdi hvis dette forhold bekreftes ut fra forsøk på 2 prøver.

GEOTEKNIK DIMENSJONERING I GRENSETILSTANDSMETODEN.

Metoden er innført i geoteknisk analyse siden 1979 - 80.

Hensikten er å tilpasse geoteknikk de beregningsmetoder som i lengere tid er anvendt i bl.a. byggeteknikken.

Metoden har til hensikt å påvise at jorden har tilstrekkelig kapasitet til å motstå virkingene av belastningen med hensyn til brudd eller skadelige deformasjoner.

Som vanlig i Norge siden 1956 beregnes jordens sikkerhet v.h.a. karakteristiske skjærstyrkeparametrene. Karakteristisk styrke etter skjærstyrkeparameter fastlegges ut fra forsiktig anslått middelverdi av målingene.

Bruddgrensetilstanden (øvre bruksgrense, Ultimate Limit State) anvendes for dimensjonering av fundament og støttekonstruksjoner. Karakteristiske laster og lastkoeffisienter må kombineres til den lastvirkning som er ugunstigst i relasjon til den regnemodell som ligger til grunn. Av hensyn til deformasjoner kan det bli nødvendig å øke dimensjonene, etter kontroll i bruksgrensetilstanden (Serviceability Limit State). Grensetilstanden for utmating eller ulykke vil også kunne være dimensjonerende. Stabilitetsanalyse foretas også i bruddgrensetilstanden.

Lastkoeffisienten skal dekke usikkerheter med hensyn til størrelse og virkning av de karakteristiske laster. Koeffisienten varierer fra 1,0 til 1,6 i bruddgrensetilstanden. I jordtryksberegnning spesielt er lastkoeffisienten 1,0 for jordvekt, poretrykk og dimensjonerende jordtrykk. For utmatings-, ulykkes- og bruksgrensetilstanden er lastkoeffisienten (normalt) 1,0.

Materialkoeffisienten skal dekke usikkerheter med hensyn til jordens styrke- eller deformasjonsparametre etter at karakteristiske verdier er fastlagt. Koeffisientene påvirkes av bruddkonsekvens og bruddmekanisme i jorden. Hensyn må tas til etablert praksis og erfaring.

Ved totalspenningsanalyser vil anvendelige materialkoeffisienter være i området $\gamma_m = 1,2 - 2,0$ varierende med undersøkelsesmetode og empirisk korreksjon.

Ved effektivspenningsanalyse vil anvendelige materialkoeffisienter på karakteristiske skjærstyrkeparametere variere mellom yttergrense $\gamma_m = 1,2$ og $1,6$ for h.h.v. seigt materiale/mindre skadelig bruddkonsekvens og sprøtt materiale/meget alvorlig skadekonsekvens.

Materialkoeffisient i bruksgrensetilstanden settes normalt til 1,0.

Materialkoeffisienten i utmatingstilstanden medfører kontroll av karakteristisk styrke for bruk i bruks- og bruddgrensetilstandsanalyse.

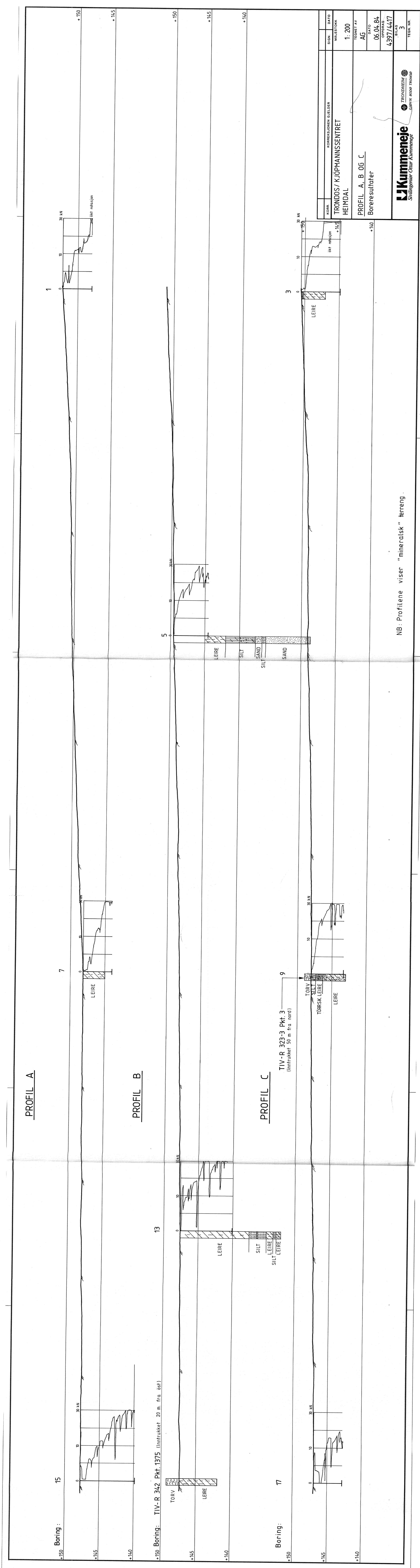
For ulykkestilstanden vurderes materialkoeffisienten i hvert enkelt tilfelle.

TILLATT SÅLETRYKK.

Som uttykk for fundamenters bæreevne benyttes ofte betegnelsen tillatt såletrykk, med variantene netto eller brutto såletrykk.

Tillatt såletrykk (brutto) betegner trykk som tillates overført i fundamentfugen.

Tillatt netto såletrykk betegner trykk som tillates påført et fundament, omregnet fra last, i gulvnivå/terrangnivå.



A	Div. påtegninger, korr. høyde i pkt. 15	06.04.84
KORR.	KORREKSJONEN GJELDER	
MALESTØRK		
1: 1000		
T.G./00		
DATO		
13.03.84		
OPPDIAIG		
L 397		
BILAG		
2		
TEGN. NR.		
1		

TRONDOS / KJÖPMANNSSENTRET
STORMARKED - HEIMDAL

SITUASJONSPLAN / PROFILER

Dreietrykksondering
Prøveserie
Nivellert terrenghøyde - mineralisk terr.

Kummeneje
Styringenør Olav Kummeneje

TRONDHEIM
GJØVIK BODØ TROMSØ

