

Tilhører Undergrundskartverket
Må ikke fjernes

NO:K:4
3

5 4 5 1

Transportsentralen A/L, Alna.

Grunnundersøkelser. Fundamentering.
Stabilitet ved oppfylling og utgraving.
25/11.1964.



NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL

JAN FRIIS

RÅDGIVENDE INGENIØRER

OSLO

Tilhører Undergrundskartverket
Må ikke fjernes

Tilhører Undergrundskartverket
Må ikke fjernes

NO:K 3 IV

Overført mass 91/EHL

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS

JAN FRIIS

JAN FRIIS, MNIF, MRIF
ODD S. HOLM, MNIF, MRIF
GUNNAR DAGESTAD, MNIF, MRIF
ALF G. ØVERLAND, MNIF



RÅDGIVENDE INGENIØRER

ADRESSE: Oscarsgt. 46 b
TELEFON: 56 46 90

Deres ref.:

Sak nr. og ref.: AGØ/KH.

Oslo 2, 25. november 1964.

Transportsentralen A/L, Alna.

Grunnundersøkelser. Fundamentering.

Stabilitet ved oppfylling og utgraving.

Tegning nr. 5451-1-2-3-4.

4000-54-55-64a-65c.

Bilag 1 og 2.

A. INNLEDNING.

På et tomteareal øst for Alna Teglverk foreligger planer om utbygging av transportsentral med tilhørende lagerbygning, kontorer og servicestasjon. Videre skal det utføres omfattende planeringsarbeider for åpne lager- og parkeringsplasser samt tilkjøringsveier. Det fullt utbyggede prosjekt vil sannsynligvis bli gjennomført i to eller flere byggetrinn, og det vil i første omgang bli gjort ferdig arbeid på nordre del av det disponible området.

Prosjektets arkitekter er arkitekt F.S. Platou, og Ing. Chr. F. Grøner er rådgivende ingeniører i byggeteknikk.

Vi har utført grunnundersøkelser for prosjektet, og resultatet av undersøkelsen samt en utredning vedrørende geotekniske spørsmål er sammenstillet i denne rapport. I vårt brev til Ing. Chr. F. Grøner datert 21/10.1964 har vi gitt en foreløpig uttalelse om grunnforhold og fundamentering.

B. BORINGSUTSTYR OG UNDERSØKELSESMETODER.

Markarbeidet har bestått i en rekke spredte sonderboringer for å få en oversikt over dybdene til fjell eller fast grunn. Sonderboringene

gir videre en orientering om løsavleiringenes art og relative fasthet. I tre borhull er det tatt opp uforstyrrede prøver av grunnen, og prøvene er undersøkt i vårt geotekniske laboratorium.

Til bestemmelse av grunnvannstanden i området er det satt ned piezometre på to steder.

For nærmere beskrivelse av boreutstyret, laboratorieundersøkelsen og fremstilling av resultatene viser vi til rapportens bilag 1 og 2.

C. RESULTATET AV UNDERSØKELSEN

er sammenstillet i profiler som vist på tegningene 5451-2-3 og -4, og beliggenheten av profilene og de enkelte borhull er angitt på borplanen, tegning 5451-1.

Grunnforholdene kan sammenfattende beskrives på følgende måte:

Det undersøkte området ligger i svakt skrånende terreng mellom ca. kote 88 og 95. Gjennom tomtens midtparti løper i øst-vestlig retning en bekkedal, og terrenget stiger på mot syd og mot nord. Området ligger like nord for forkastningssonen mellom det prekambriske grunnfjell og Oslo-områdets yngre sedimentære bergarter.

Sonderboringene viser at dybden til fjell eller fast grunn er meget stor over hele tomten, og at løsavleiringene hovedsakelig består av leirige jordarter.

Alle sonderboringene ble avsluttet i meget fast grunn eller muligens på fjell i dybder vekslende mellom 36 og 27 m under terreng. Det er forholdsvis stor avstand mellom boringene, men det er lite sannsynlig at dybdene til fjell innenfor tomten avviker vesentlig fra grenseverdiene 40 og 25 m.

Under et øvre siltig matjordlag består løsavleiringene øverst av fast siltig tørrskorpelleire til 2-3 m dybde. Under tørrskorpemassene er det et 1-3 m tykt lag med middels fast siltig leire som gradvis går over i meget løs siltig kvikkleire. Alle prøveseriene ble avsluttet i kvikkleire ca. 16 m under terreng, og sonderboringene tyder på at samme jordart fortsetter til mellom 20 og 30 m dybde.

På større dybde er det antagelig leire og siltig leire i lagvis oppbygging ned til like over den dybde hvor sonderboringene måtte avsluttes, sannsynligvis i fast sand, grus og stein eller muligens en morenejordart.

Kvikkleirens naturlige vanninnhold varierer mellom 25 og 35 % og er i gjennomsnitt noe over 30 %. Materialets flytegrense er gjennomgående ca. 10 % høyere enn det naturlige vanninnholdet, og jordarten blir helt flytende ved omrøring.

Skjærfastheten avtar med dybden fra mere enn 12 t/m^2 øverst til $1-2 \text{ t/m}^2$ i en dybde av 4-8 m hvor skjærfastheten er minst og vanninnholdet størst. På større dybde viser skjærfastheten en svakt tiltagende tendens.

Leirens innhold av organiske bestanddeler er lite og uten praktisk betydning for kompressibilitet og fasthetssegenskaper.

Grunnvannstanden antas å ligge nær terrengoverflaten i nedre del av bekkedalens skråninger og i 1-2 m dybde på de høyereliggende partier.

D. FUNDAMENTERINGEN.

De planlagte bygninger består i en lagerhall med langsgående skjermtak og en kontor- og kantinefløy i nordvestre ende.

Videre skal det bygges en servicestasjon.

Lagerhallen vil i 1. byggetrinn dekke en grunnflate på ca. 35 x 58 m og er forutsatt utført som en åpen konstruksjon med mulighet for ca. 80 m utvidelse i sydlig retning. Belastningene fra hallkonstruksjonen blir forholdsvis store og konsentrerte. Det skal være kjelleretasje under hele grunnflaten.

Kontor- og kantinefløyen skal oppføres i 2 etasjer med kjeller under hele bygningen.

Detaljer vedrørende den konstruktive utforming av bygningene foreligger ikke, og vår vurdering av fundamenteringen blir derfor en generell orientering om hovedretningslinjer.

Fundamenteringsforholdene på området må betegnes som vanskelige, idet grunnen består av løs og kompressibel leire og kvikkleire til stor dybde. Dessuten er områdets topografi i forhold til den planlagte bebyggelse noe uregelmessig, slik at betydelige planeringsarbeider blir nødvendig.

Direkte fundamentering på såler eller enkeltfundamenter vil prinsipielt bare være forsvarlig for forholdsvis lette og lite setningsømfintlige byggverk. Fundamenters bæreevne på leire avhenger av en rekke faktorer, og på bilagte tegning nr. 4000-54 er det angitt beregningsmetode for fundamenter med sentrisk vertikalbelastning. Tillatt fundamenttrykk blir antagelig av størrelsen $5-10 \text{ t/m}^2$, avhengig av fundamentenes form og dybde under terreng. Av hensyn til telefare må man regne med frostfri fundamenteringsdybde, d.v.s. minst 1.5 m under terreng.

Ved direkte fundamentering vil det oppstå langvarige setninger som følge av konsolidering av leiremassene under fundamenteringsnivået. For de fundamentdimensjoner og belastninger som kan komme på tale for kontorfløyen og for serviceavdelingen kan man regne med at setningene vil bli forholdsvis jevne og av moderat størrelse.

Ved kompensert fundamentering på hel jernbetongplate vil setningene bli meget små og uten praktisk betydning. Det forutsettes imidlertid for denne fremgangsmåte at grunnen blir avlastet, f.eks. ved utgraving for kjelleretasje, like meget som tilsvarende bygningsvekten. Videre må belastningsforholdene som følge av oppfylling omkring bygningen være ensartet.

I det foreliggende tilfellet skulle kompensert fundamentering være vel egnet for kontor- og kantinefløyen. For lagerhallen synes det imidlertid på grunn av tomtens topografi ikke å være mulig å oppnå jevn ekvivalering av bygningsvekten, samtidig som det vil kreves adskillig oppfylling utenfor søndre ende ut mot bekkedalen.

Lagerhallens bærende konstruksjoner bør av hensyn til setningene fundamenteres på peler til fjell eller meget faste masser over fjellet. De peler som kan komme på tale er fabrikkfremstilte skjøtbare jernbetongpeler, stålpeler av forskjellig art samt in situ peler med stort tverrsnitt. Peletypen bør forøvrig bestemmes på

grunnlag av et sammenlignende omkostningsoverslag. Uansett valg av peletyper må det utarbeides instruks for utførelsen av arbeidet, og det må føres nøyaktig protokoll over rammingen eller installeringen av hver enkelt pel. Dersom stålpeler skulle komme til anvendelse bør det utføres en undersøkelse av faren for korrosjon, og om nødvendig må pelene korrosjonsbeskyttes. Det må utarbeides instruks for utførelsen av pelearbeidet.

Pelelengdene vil antagelig variere mellom 25 og 35 m regnet fra nåværende terreng. For omkostningsoverslag vil vi foreslå at det regnes med en midlere lengde på 30 m.

Gulvet i lagerhallen må dimensjoneres for tung trafikk, og vi vil anbefale at dekket støpes på et komprimert bærelag av velgraderte grove sand-grusmasser direkte på grunnen. Den samlede tykkelse av bærelaget og dekket bør være minst 40 cm. Dersom oppfyllingshøyden for gulvet blir større enn bærelagets tykkelse, bør fyllmassene bestå av sand-grusmasser som utlegges i jevntykke lag og komprimeres. Til komprimeringen bør det benyttes vibrovalse eller mekanisk jordstamper. Passende lagtykkelse vil forøvrig avhenge av komprimeringsutstyret.

E. DRENASJE.

Grunnvannstanden på området ligger gjennomgående høyt, og for å sikre tørre underetasjer må det sørges for omhyggelig drenasje omkring bygningene og under gulvene. I prinsippet bør dreneringen utføres etter de retningslinjer som fremgår av tegningene 4000-64a og -65c.

F. UTGRAVINGSARBEIDER.

Ved utgraving i leire vil det ved en viss gravedybde finne sted brudd i grunnen ved at bunnen i utgravingen presses opp og terrenget utenfor synker ned. Den kritiske gravedybde avhenger av leirens skjærfasthet og utgravningens form og størrelse. På tegning nr. 4000-55 er det angitt prinsippet ved beregning av sikker gravedybde for avstivede utgravninger i leire.

G. OPPFYLLING.

Den nåværende terreng høyden varierer mellom ca. kote 95 lengst mot nord og ca. kote 88 i bekkedalen som skjærer gjennom området i øst-vestlig retning.

For planering av området omkring lagerhallen vil det i betydelig grad kreves oppfylling utover mot bekkedalen. For å unngå at det finner sted brudd i grunnen som følge av overbelastning av terrenget må oppfyllingsarbeidene utføres lagvis med begrenset fyllingshøyde. Generelt må man regne med at fyllingshøyden for hvert lag ikke bør overskride ca. 2.5 m. Mot fyllingsområdets ytre begrensninger i øst, vest og delvis også mot syd, vil det bli nødvendig med avtrapping av fyllingen, slik at de først utlagte fyllingslag virker som kontra-fylling for de innenforliggende høyere fyllingspartier.

Vi vil anbefale at oppfyllingen påbegynnes ved utlegging av et første fyllingslag i bunnen av bekkedalen, eventuelt etter at bekken er lagt i rør. Ved utfylling fra tipp utover i bekkeskråningene må fyllingshøyden ikke overstige ca. 2.5 m ved fronten av fyllingen. Det bemerkes at relativt små og lokale brudd ved fyllingsfronten i dette tilfellet kan medføre utløsning av meget omfattende og alvorlige glidninger i kvikkleiren.

På fyllingsområdet vil det oppstå konsolideringssetninger som følge av den tilleggsbelastning som fyllingsvekten representerer. Videre vil det finne sted egensetninger i selve fyllmassene som i meget sterk grad vil være avhengig av fyllmassenes art og innbyggingsmåte.

Setningene av leirmassene under fyllingen vil finne sted med avtagende hastighet over et meget langt tidsrom. Størrelsen av setningene der fyllingshøyden blir størst vil antagelig andra 30-50 cm i løpet av den første 10-års periode etter utlegging av fyllmassene.

For i størst mulig utstrekning å begrense setningenes størrelse og bidra til hurtigst mulig konsolidering av massene i og under fyllingen, vil vi anbefale at fyllingsarbeidet blir utført på et tidligst mulig tidspunkt ved innbygging i relativt tynne lag som komprimeres før utlegging av neste lag finner sted. Passende lagtykkelse og komprimeringsmåte vil avhenge av fyllmassenes art og beskaffenhet. For de fleste aktuelle jordarter vil en lagtykkelse

på 20-30 cm og komprimering ved overkjøring med beltene på en tung bulldozer (tilsvarende D 6 eller større) gi tilfredsstillende komprimeringsgrad. Vi bemerker at løs leire og kvikkleire ikke er brukbare som fyllmasser, idet lagvis utlegging og komprimering av slike masser ikke er praktisk mulig å gjennomføre.

H. VEIER OG PLASSER.

For tilkjøringsveier, parkeringsplasser og lignende må det sørges for et bærelag oppbygget av egnede grove jordmasser. Den nødvendige tykkelse av bærelaget vil avhenge av trafikkforholdene og typen av veidekket eller slitelaget. For asfalt- og betongdekker bør den samlede tykkelse av bærelaget og dekket minst være av størrelsen 50-60 cm. Bærelagets tykkelse og hvilke masser som bør benyttes forutsettes vurdert nærmere når mere detaljerte planer og valg av type veidekker foreligger. Dette spørsmål må ses i sammenheng med utførelsen av fyllingsprosjektet og de setninger som må ventes å finne sted.

I. SLUTTBEMERKNING.

Den foreliggende rapport er utarbeidet på grunnlag av foreløpige planer for utbyggingen.

Det forutsettes at vi vil få anledning til å vurdere de forskjellige geotekniske spørsmål nærmere når mere detaljerte planer foreligger.

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

Jan Friis


A.G. Øverland.

Boringsutstyr. Opplegning av resultatet av sonderboringer

HENSIKTEN MED MARKARBEIDET

Sonderboringer med forskjellige typer redskap brukes for å få den første orientering om dybdene til fjell eller fast grunn samt art og lagringsfasthet av massen. Ved sonderboringene finnes «antatt fjell» og orienterende verdier for massens geotekniske egenskaper.

Ved prøvetaking og laboratorieundersøkelsen av prøvene fås nøyaktige data for prøvenes geotekniske egenskaper. Prøveseriene plasseres på grunnlag av resultatet av sonderboringene og det foreliggende tekniske problem, slik at de best mulig blir representative for byggegrunnen.

Undersøkelsene i marken kan foruten sonderboring og prøvetaking omfatte måling av grunnvannstanden eller porevannstrykket ved piezometere, vinge-boring for skjærfasthetsbestemmelse, belastningsforsøk direkte på grunnen eller på peler, setningsobservasjoner osv.

DREIEBOR

er 20 mm spesialstål i 1 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 30 mm skruespiss. Boret belastes med 100 kg og dreies ned for hånd eller motor. Motstanden mot boret tegnes opp med en tverrstrek på borhullet dit borspissen er nådd for hver 100 halve omdreining. Antall halve omdreininger påføres høyre side av borhullet.

Skravert borhull angir at boret er sunket uten dreining for den belastning som er påført venstre side av borhullet. Er borhullet merket med kryss betyr det at boret er slått ned.

Dreiboret gir forholdsvis god orientering om art og lagringsfasthet av den masse som det bores gjennom.

RAMSONDERING

utføres med 32 mm borestål i 3 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 40 mm sylindrisk spiss. Boret rammes ned ved hjelp av et fallodd på 75 kg, som føres på borstangen og drives av en motornokk.

Rammearbeidet registreres som det antall slag med fallhøyde 50 cm som skal til for å drive boret ned 50 cm. Resultatet tegnes opp ved å avsette rammemotstanden

$$Q_0 = \frac{\text{Vekt av lodd} \times \text{fallhøyde}}{\text{Synkning pr. slag}} \quad (\text{tm/m})$$

som funksjon av dybden.

$Q_0 = 1-3$ tm/m tilsvarer en løs grunn.

$Q_0 = 10-20$ tm/m tilsvarer en fast grunn.

Ramboret har normalt større nedtrengningsevne enn dreieboret, men gir mindre pålitelige opplysninger om arten av jordmassene. Ramboret gir gode opplysninger om den dybde peler må rammes til for å oppnå den forutsatte bæreevne.

SPYLEBOR

består av 3/4" rør som spyles ned i grunnen ved hjelp av trykkvann fra ledningsnettet eller fra en motorpumpe. Spyleboret er nederst forsynt med en spylespiss med tilbakeslagsventil og øverst en vannsivel. Spyleboret er egnet for oppsøkning av fjell i finkornet masse, men boret stopper lett i grove masser. Spyleboret gir i alminnelighet ikke pålitelige opplysninger om grunnens art.

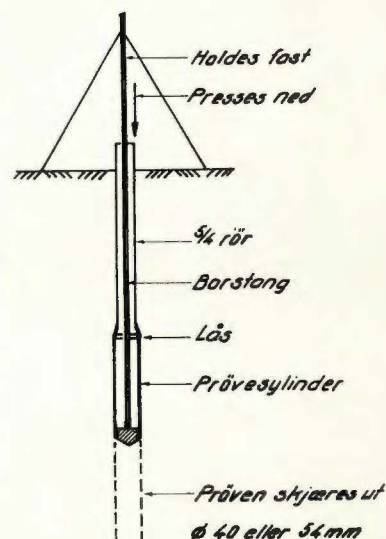
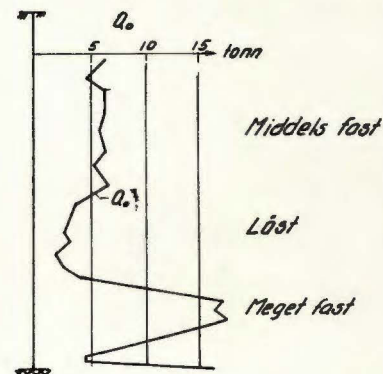
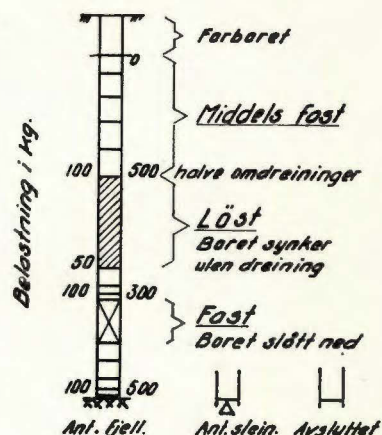
PRØVETAKING

De vanlig brukte prøvetakere er 40 og 54 mm stempelbor. Begge prøvetakere består av en tynnvegget sylinder, som forbindes opp til terrengoverflaten ved hjelp av 5/4" rør. Nederst i sylindere er et stempel som er forbundet til overflaten med borstenger. Stempelet er fastlåst i sylindere nedre ende når prøvetakeren presses ned til ønsket dybde. Når en prøve skal tas, frigjøres låsen, stempelet holdes fast og sylindere presses ned ved hjelp av forlengelsesrørene og skjærer ut prøven.

Prøvetakeren trekkes opp og etter forsegling med voks blir prøvene sendt til laboratoriet for undersøkelse.

RAM-PRØVETAKERE

brukes i meget fast masse. De er i prinsippet som 40 og 54 mm prøvetaker, men vesentlig solidere, slik at de kan rammes ned i grunnen. Prøvene blir ikke uforstyrrede, men blir representative for grunnen hva de øvrige geotekniske egenskaper angår.

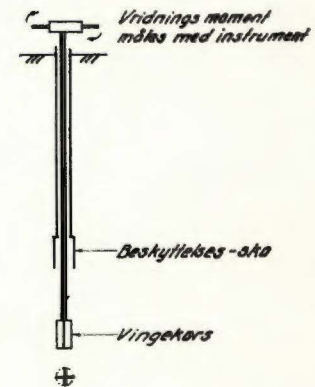


RØRKJERNEBOR

(tubkjernebor) brukes til prøvetaking i faste masser. Et 3" foringsrør med spesiell sko og slagstykke rammes ned med et 150 kg fallodd. Prøver av massen trenger opp gjennom skoen og inn i et indre rør som av og til tas opp og tømmes for prøvemasse.

VINGEBOR

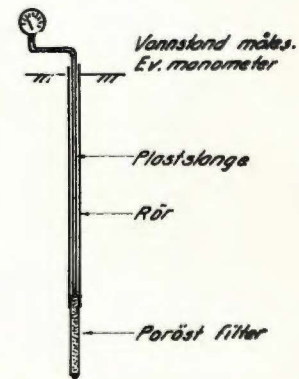
brukes for direkte bestemmelse av leirens skjærfasthet i marken uten å ta opp prøver. Et vingekorset som ligger inne i en beskyttelsessko føres ned til 60 cm over den dybde det skal måles og vingekorset skyves ut av beskyttelsesskoen og ned i leiren. Vingekorset er forbundet opp med borstenger, som gjør det mulig å dreie vingekorset rundt ved hjelp av et instrument som samtidig registrerer det maksimale torsjonsmoment ved brudd i leirmassen rundt vingekorset. Skjærfastheten finnes av en kalibreringskurve.



PORETRYKKSÅLING. BESTEMMELSE AV GRUNNVANNSTANDEN

Et piezometer for måling av porevannstrykket eller grunnvannstanden er et sylindrisk porøst filter med 32 mm diameter. Filteret presses ned i bakken ved hjelp av forlengelsesrør. Fra filteret går et stigerør av plast opp gjennom røret. Poretrykket bestemmes ved måling av vannstanden i røret ved et elektrisk instrument eller ved et tilkoblet manometer.

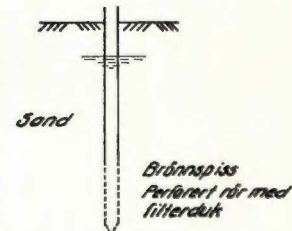
En brønnspiss brukes til å finne grunnvannstanden i grov sand og grus. Vannstanden måles direkte i røret.



FJELLKONTROLLBORING

foregår med vognbormaskiner av type Atlas Copco BVB-21. Bormaskinen er montert på en føring på en vogn. Mating og opptrekk skjer via kjedetrekk fra en luftmotor. Til boringen brukes 32 mm borstenger i 3 m lengder, som skjøtes ved hjelp av muffe med repjenger. Det brukes vanligvis 48 mm hardmetallkrysskjær og vannspyling. Maskinen krever en ca. 9 m³/min. kompressor og 6 ato lufttrykk.

Med dette utstyr kan bores gjennom all slags grunn fra leire til steinfylling. Overgangen mellom løs masse og fjell konstateres ved øket bormotstand og ved at boringen gir jevn fremdrift i fjell. Det bores vanligvis 3—5 m ned i fjellet for å påvise fjellets beliggenhet med full sikkerhet.



ROTASJONSBORING

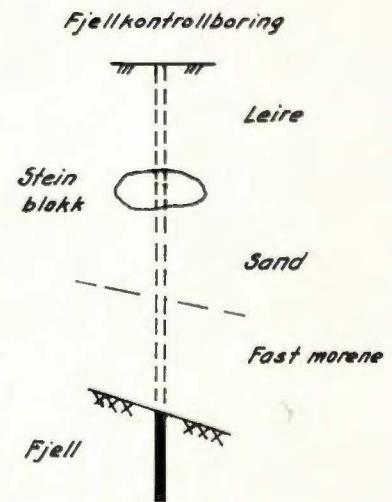
foregår ved hjelp av en diamantbormaskin, som roterer og mater et rør ned gjennom massen. Røret er nederst påskrudd hardmetall- eller diamantkroner. Inne i røret føres borstenger som nederst har et kjernerør med påskrudd hardmetall- eller diamantkroner for boring gjennom større stein og for boring ned i fjellet for påvisning av fjellets beliggenhet med full sikkerhet. Man får kjerner av større stein og av fjellet, men kun lite representative prøver av den masse som ligger over fjellet. Til kjøling av kroner og stabilisering av borhullet brukes enten vannspyling eller spyling med tung borvæske.

HJELPEUTSTYR

består av rør av forskjellig art som kan senkes, spyles eller rammes ned i grunnen for utforing av borhullet, og som ofte er forsynt med en rammespiss som kan tas ut av røret når dette er rammet ned til ønsket dybde.

Tung borveske brukes i stor utstrekning ved prøvetaking i sand og grus. Borvesken består bl. a. av oppslemmet bentonit eller leire og hindrer borhull i sand fra å rase sammen.

I spesielle tilfeller blir borvesken pumpet ned gjennom en meisel som løsner massene ved bunnen av borhullet.



Det brukes motornokker, motorpumper og bortårn som muliggjør at redskapen kan heises opp til 20 m i luften over bakken uten å skru av rør.

Nedtrykningsåk og forankringsrammer, sandpumper, verktøy, arbeidsbrakker osv. er vanlig hjelpeutstyr.

Geotekniske definisjoner. Laboratorieundersøkelse av prøver

LEIRE

er et meget finkornig materiale med kornstørrelser ned til noen tusendels millimeter, og hvor omtrent halvparten av volumet opptas av vann. Ved en økning av belastningen oppstår porevannstrykk, som etterhvert ebber ut. Denne konsolidering krever tid og medfører setninger og bare en langsom økning i fasthet.

SAND

er et grøvkornet materiale, hvor porene kan utgjøre 20—60 % av volumet. Ved en belastningsøkning vil porevannstrykket straks dreneres ut og setningene og fasthetsøkningen kommer raskt.

SILT (MOSAND og MJELE eller KVABB) er mellomjordarter med kornstørrelse 0,002—0,006 mm.

MORENE

er en usortert istidsavleiring inneholdende alle kornstørrelser fra leire til store stein. Det skiller mellom grusig, sandig og siltig morene samt moreneleire ut i fra den kornstørrelsen som dominerer jordarten.

SKJÆRFASSTHETEN (k , S_u eller τ_f)

av en leire bestemmes ved konusforsøk eller ved trykkforsøk med uhindret sideutvidelse på uforstyrrede prøver. Ved trykkforsøket settes skjærfastheten lik halve trykkfastheten. Ved konusforsøket måles nedsynkingen av en konus med bestemt form og vekt og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell.

Ved konusforsøk, enaksiale trykkforsøk eller vingebor bestemmes den udrenerte skjærfasthet hvis anvendelse i geotekniske beregninger er betinget av at belastningene påføres såvidt hurtig at jordarten ikke får anledning til å avgi eller oppta vann og endre sin skjærfasthet tilsvarende.

Skjærfastheten uttrykkes i τ/m^2 og optegnes oftest i diagram på tegningene med angivelse av bruddformasjonen.

SKJÆRFASSTHETSPARAMETRENE (c' og φ')

(«tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkel») bestemmes ved triaksialforsøk og angir hvorledes skjærfastheten varierer med spenningen. En sylindrisk prøve omsluttet med en gummihud og får konsolidere med fri drenering under allsidig vanntrykk i en trykkselle. Prøven blir dernest belastet aksialt til brudd, mens porevannstrykket måles. Resultatet av flere forsøk med forskjellige konsolideringstrykk fremstilles i et Mohr's diagram hvor skjærfastheten angis som funksjon av de effektive hovedspenninger.

Skjærfasthetsparametrene må kjennes for å kunne utføre beregninger hvor det må tas hensyn til endringene i grunnens skjærfasthet som følge av endringer i belastningene og porevannstrykket.

SENSITIVITETEN (S)

er forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand, som bestemt ved konusforsøk. Sensitiviteten varierer vanligvis ved norske leirer mellom verdier på ca. 3 til verdier større enn 100 (kvikkleirer).

RELATIV FASTHET (H_1)

er et sammenligningstall som gir uttrykk for hvor løs en leire er i omrørt tilstand. H_1 bestemmes ved konusforsøk og varierer vanligvis mellom verdier på ca. 80 til verdier under 1.

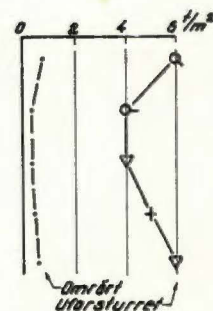
Vi definerer en kvikkleire som en leire med H_1 mindre enn 3,0, hvilket tilsvarer en flytende konsistens.

VANNINHOLDET (W)

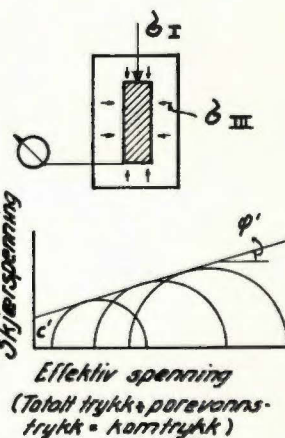
angir vekten av vann i % av vekten av fast stoff i prøven og bestemmes ved tørring under 110° C.

Ved sandprøver kan det bero på tilfeldigheter hvor meget vann det er i porene. Vanligvis oppgis det vanninnhold som tilsvarer vannfylte porer ved den målte porøsitet.

Normalt vanninnhold i norske leirer ligger på omkring 35 %. Høyt vanninnhold tyder på høy kompressibilitet.



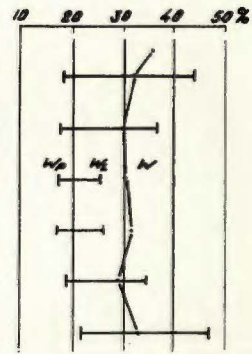
- Trykkforsøk
- 15-25 % deformasjon ved brudd
- ▽ Konusforsøk
- + Vingebor



FLYTEGRENSE (W_L) og UTRULLINGSGRENSE (W_P)

(Atterbergs grenser) er det vanninnhold hvor en omrørt leire går over fra plastisk til flytende konsistens henholdsvis fra plastisk til smuldrende konsistens.

Vanninnhold, flytegrense og utrullingsgrense settes gjerne opp i et felles diagram, som gir oversikt over karakteristiske egenskaper ved leirlagene.

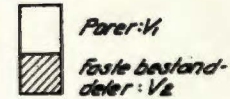


PORØSITETEN (n)

er volumet av prøvene i % av totalvolumet av prøven. En leire har normalt porøsitet på omkring 50 %. En sand kan ha porøsiteter fra ca. 20 % til ca. 60 %. En høy porøsitet tyder på høy kompressibilitet.

PORETALLET (e)

er definert som forholdet mellom porevolumet og volumet av fast stoff i en prøve.



$$n = \frac{V_1 \cdot 100}{V_1 + V_2}$$

$$e = \frac{V_1}{V_2} = \frac{n}{1-n}$$

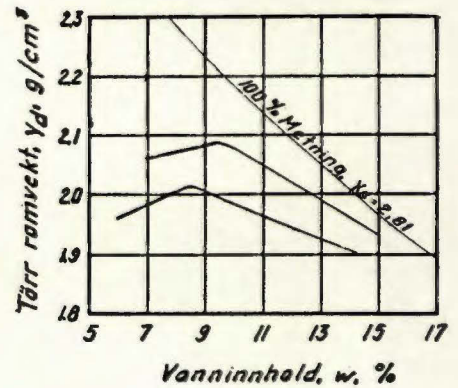
$$w = \frac{n}{1-n} \cdot \frac{1}{\rho_s} \%$$

ROMVEKTEN (γ)

er vekten pr. volumenhet av prøven. Romvekt, vanninnhold og porøsitet er sammenhengende verdier ved vannfylte prøver og er alle uttrykk for lagringsfastheten.

TØRR ROMVEKT (γ_D)

er vekten av tørrstoffet pr. volumenhet av en prøve.



PAKNINGSFORSØK (Proctor-forsøk)

utføres for å bestemme hvorledes en jordart best kan komprimeres (sammenpakknes). Prøver av den masse som skal undersøkes innstampes i en sylinder ved forskjellige vanninnhold. Komprimeringsarbeidet holdes konstant (6 kgm/cm³ eller 25 kgm/cm³) og for hvert forsøk bestemmes tørr romvekt og vanninnholdet. Resultatene fremstilles i et diagram der tørr romvekt vises som funksjon av vanninnholdet.

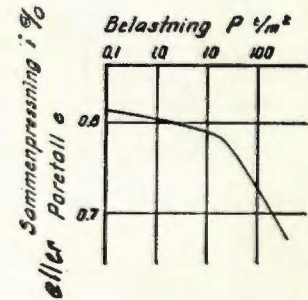
Proctor-maksimum er den maksimalt oppnådde tørre romvekt. Det tilsvarende vanninnhold betegnes som det optimale vanninnhold.

HUMUSINNHALDET (o)

blir bestemt ved en kolorimetrisk natronlutmetode og angir innholdet av humuserte organiske bestanddeler tilnærmet i % av tørrstoff. Det tallmessige uttrykk har sin verdi bare for sammenligning. Høye humusinnhold på 2—3 % gir høy kompressibilitet og lang konsolideringstid.

KOMPRESSIBILITETEN

måles ved ødometerforsøk, hvor en leirprøve påføres belastning trinnvis og sammentrykningen avleses på hvert belastningstrinn for bestemte tidsintervaller. Ved forsøket bestemmes jordartens sammentrykningstall og konsolideringskoeffisient som gir grunnlag for beregning av setningenes størrelse og tidsforløp.



KORNFORDELINGSANALYSE

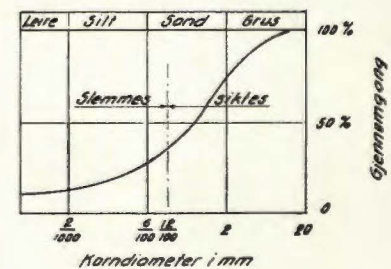
utføres ved sikting fra fraksjonene større enn 0,012 mm. For de mindre partikler bestemmes den ekvivalente korndiameter ved hydrometeranalyse. Materialet slemmes i vann og suspensjonens romvekt måles med bestemte tidsintervaller ved et hydrometer. Kornfordelingskurven beregnes ut fra Stokes lov om partiklers sedimentasjonshastighet.

TELEFARLIGHET

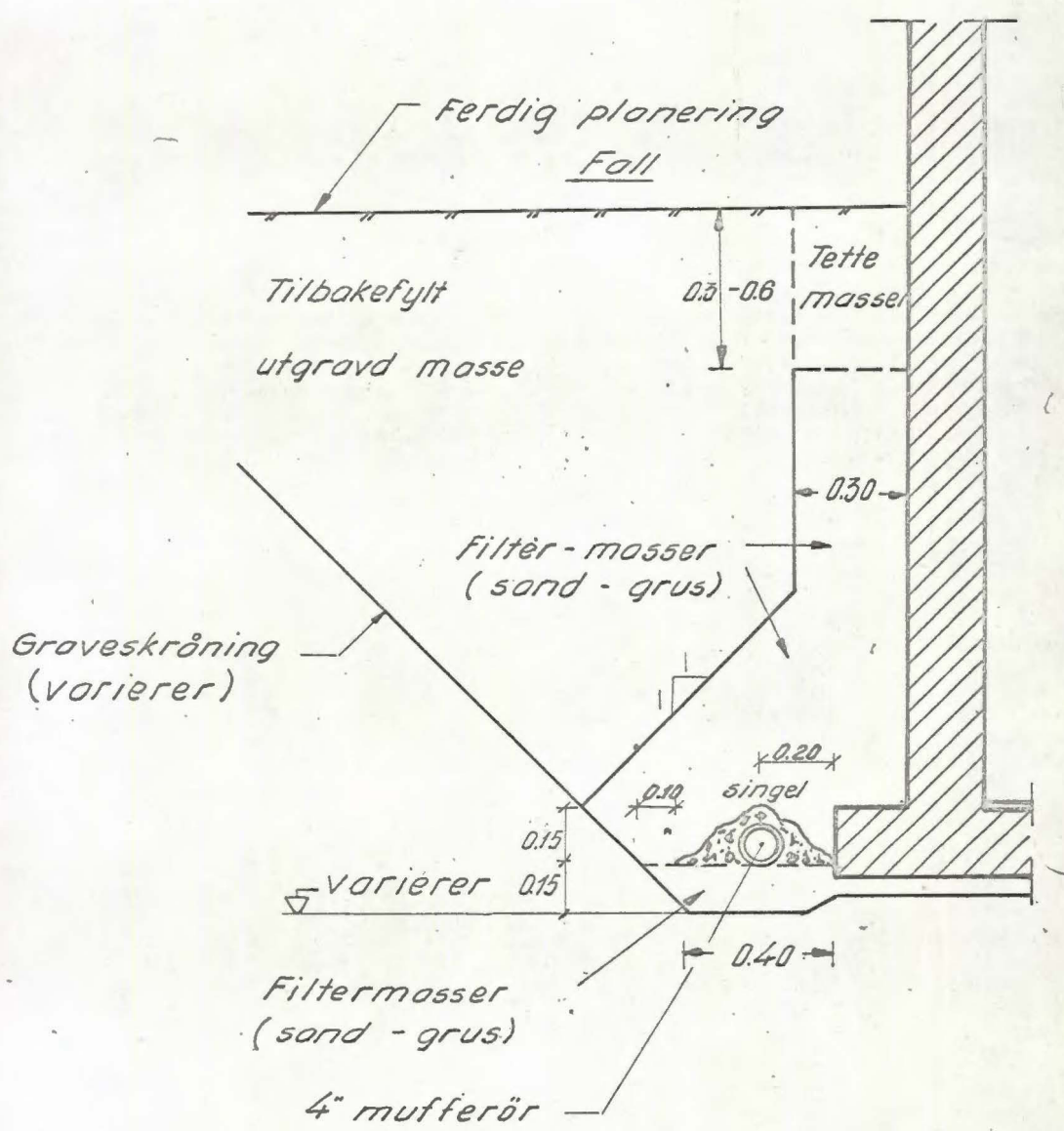
bestemmes ut fra kornfordelingsanalysen og den kapillære stighøyde i massen som måles i et kapillarimeter. Telefarligheten graderes i gruppene T 1 (ikke telefarlig), T 2 (lite telefarlig), T 3 (middels telefarlig) og T 4 (meget telefarlig).

PERMEABILITETSKOEFFISIENTEN (k)

er definert ved Darcys lov, $V = k \cdot I$, hvor V er strømningshastigheten av porevannet og I er gradienten. k uttrykkes vanligvis i cm/sek. og ligger for leirer i området 10^{-6} til 10^{-9} cm/sek. og for sand i området 10^{-1} til 10^{-3} cm/sek. Under en gradient på $I = 1$ kan strømningshastigheten i fet leire følgelig være så liten som 1 cm i året.



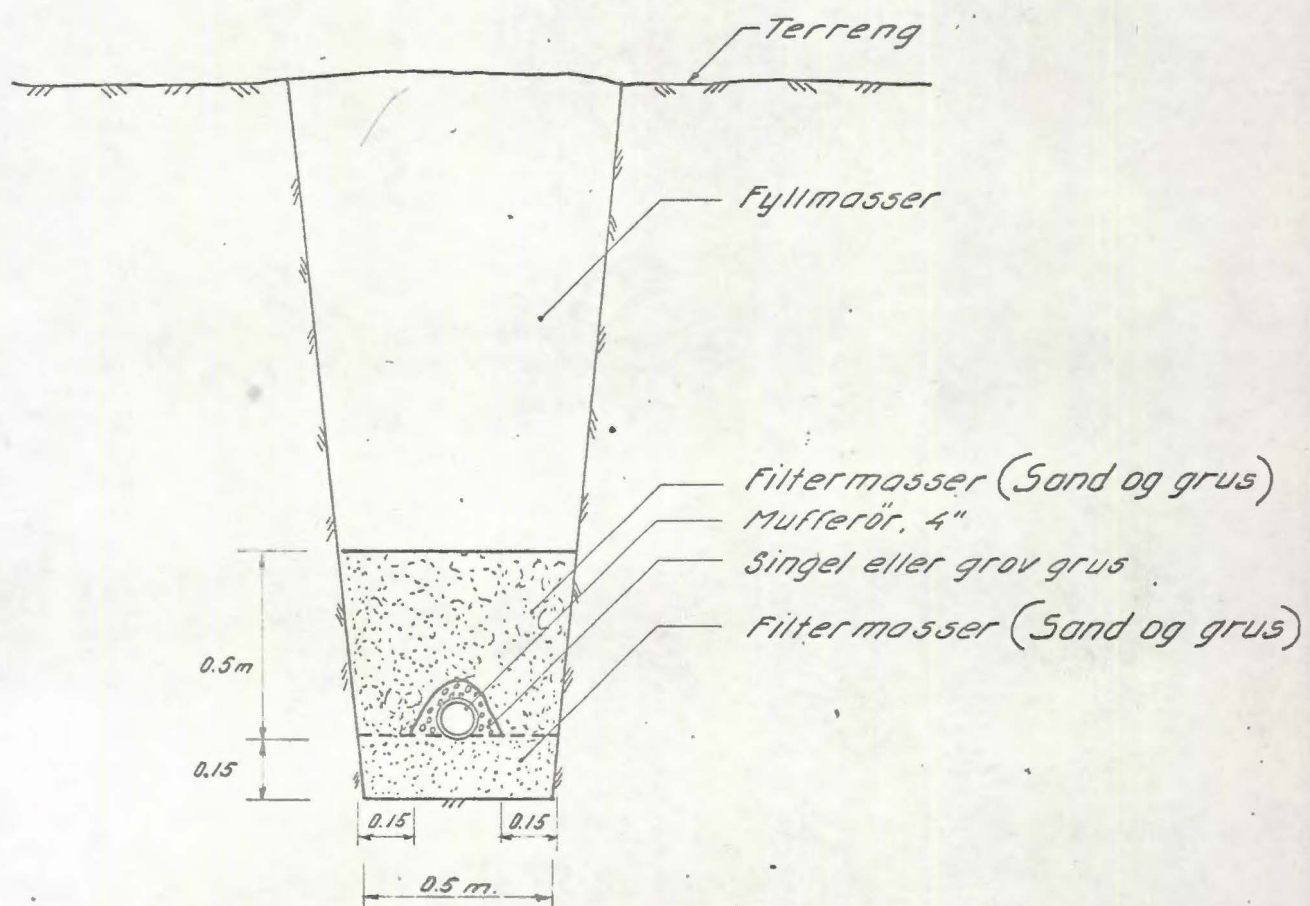
Permeabilitetskoeffisienten kan beregnes ut fra tidsforløpet ved ødometerforsøk eller kan bestemmes ved direkte forsøk, hvor det måles den vannmengde som går gjennom en prøve med et bestemt tverrsnitt under kjent trykkfall.

Ang.: Drenasje langs grunnmur-PrinsippskisseMerknader.

- 1) Mufferørene settes halvt inn i muffen og sentreres
- 2) Rørskjøtene dekkes med singel.
- 3) Minimum fall langs dren 1:150
- 4) O.K. drensrør skal ligge lavere enn ferdig kjeller-gulv.
- 5) Angitte mål er minimumsverdier

alle mål i meter

Nr.: 4000-65C

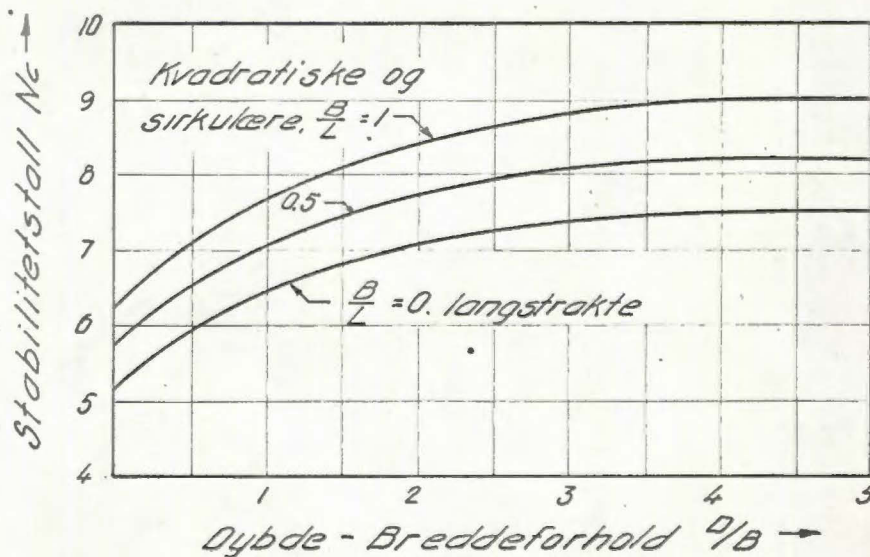
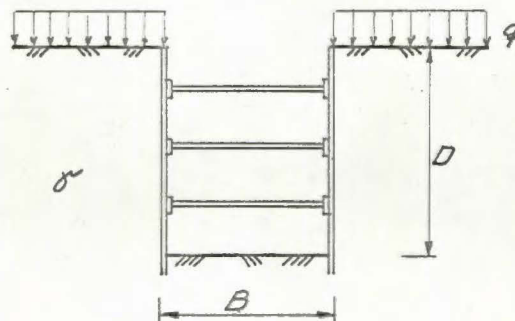
Lukket drensgroft-PrinsippskisseMerknad

- 1.) De angitte mål og dimensjoner er minimal-verdier
- 2.) Mufferørene settes halvt inn i muffene og sentreres
- 3.) Minimum fall langs dren: 1:200

M=1:20

Nr.: 4000-64a

Ang.: Sikkerhet mot oppressing av bunnen



Sikkerhetsfaktor:

$$F = \frac{N_c \cdot s}{\gamma D + q}$$

Betegnelser:

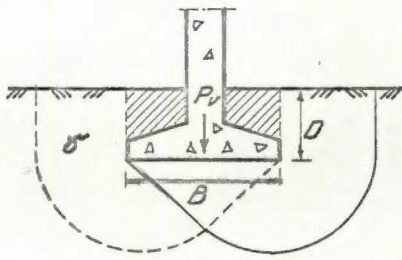
- N_c = faktor avhengig av utgravningens dimensjoner
- s = midlere skjærfasthet under bunnen til dybde $\frac{2}{3} B$
- F = sikkerhetsfaktor
- D = gravedybde
- γ = midlere romvekt over graveplanet
- q = terrengbelastning

Nödv. sikkerhetsfaktor ved pålitelig bestemmelse av skjærfastheten:

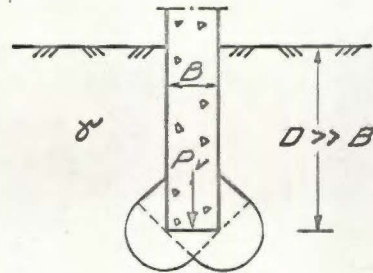
- 1) Midlertidig utgravning : $F = 1.3$
- 2) Sjakter og pillarhull : $F = 1.2$

Fundamenters bæreevne på leire

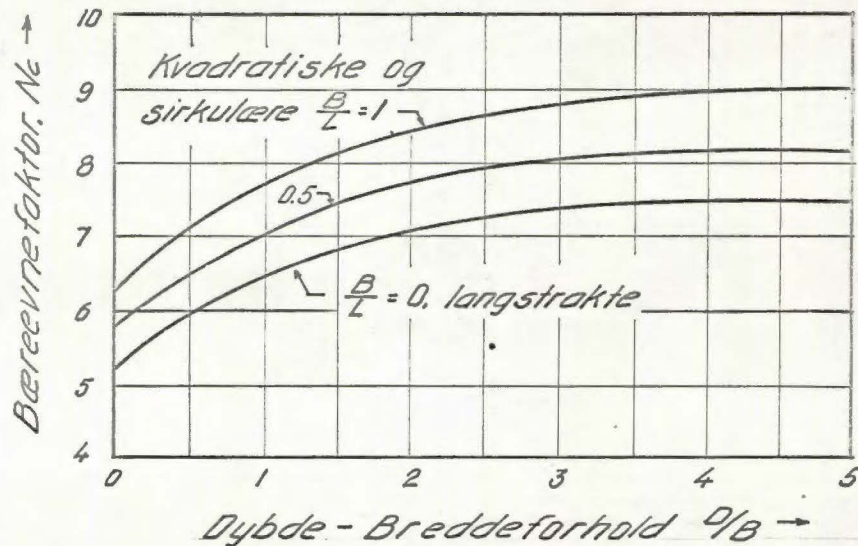
Ang.: Tillatt fundamenttrykk for sentrisk vertikal belastning



Sentrisk, grunt



Sentrisk, dypt



Tillatt fundamenttrykk:

$$q_d = N_c \frac{s}{F} + \gamma D$$

Overført fundamenttrykk:

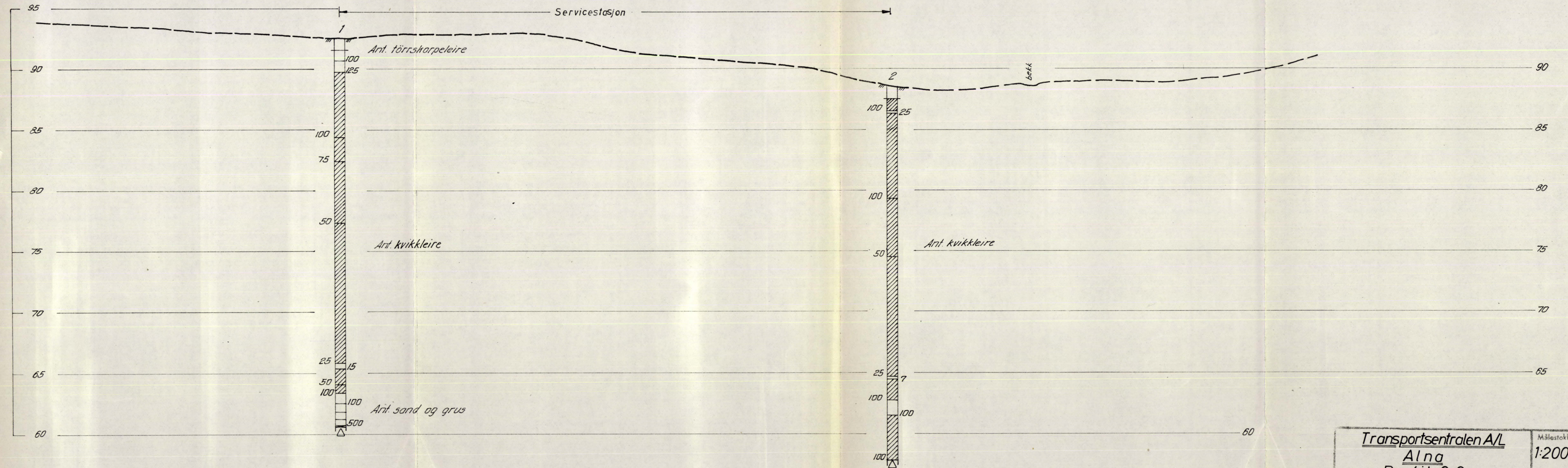
$$q = \frac{P_v}{A}$$

Betingelse for nødv. sikkerhet mot brudd: $q \leq q_d$

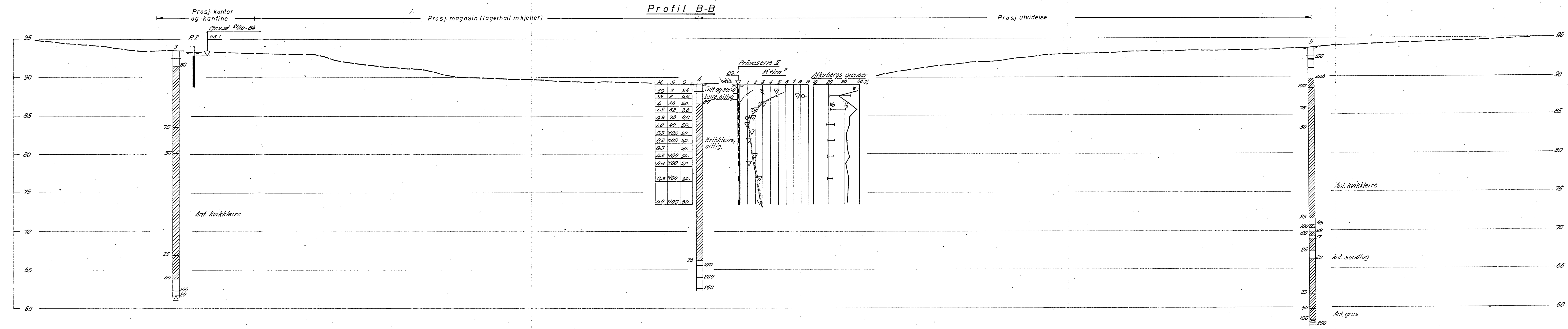
Betegnelser:

- N_c = dimensjonsløs bæreevnefaktor.
- s = midlere udrenert skjærfasthet langs bruddlinjen.
- F = sikkerhetsfaktor.
- D = dybde fra laveste terreng til underkant fundament.
- γ = midlere romvekt over fundamentplanet.
- Nödv. sikkerhetsfaktor ved pålitelig bestemmelse av skjærfastheten $F = 1.5 - 2.0$

Profil C-C

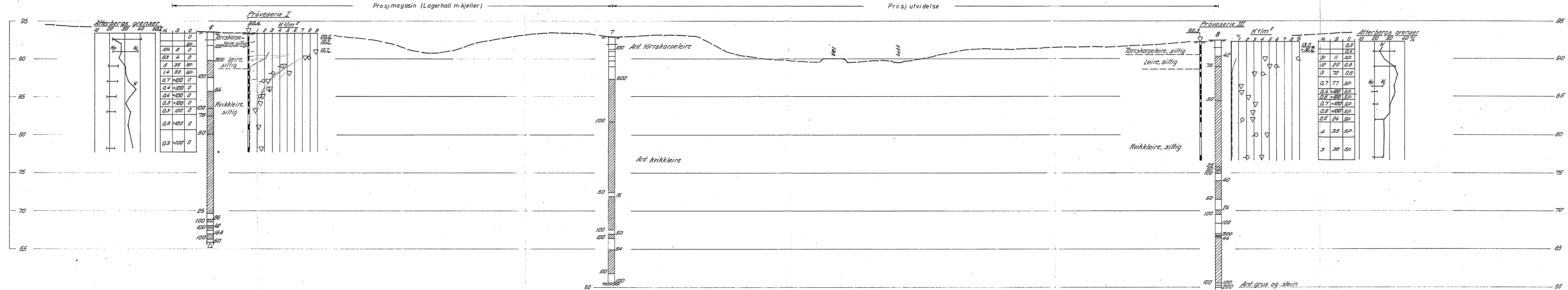


Transportsentralen A/L Alna Profil C-C	Målestokk	Tegn	2-11-64
	1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS JAN FRIIS		Erstatning for:	5451-4
		Erstattet av:	



Transportsentralen A/L Alna Profil B-B	Målestokk: 1:200 Tegning: Tegn. LEA 2-11-64 Erstattet for:
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS JAN FRIS	5451-3 Erstattet av:

Profil A-A



Transportstrømen A/L
Alna
Profil A-A

Målestokk 1:200

Tegn. LK P-11-62

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL

JAN FRIS

5451-2

Erstatning for:

Erstatning av:

