

NO: 0:8

Grunnundersøkelser for grøft i jernbaneundergang i
Haugenstuveien.

R - 869

5. juli 1968

Tilhører Undergrundsarkivet
Malthe Jensen

OSLO KOMMUNE
GEOTEKNISK KONSULENT

Reg.

NO: 08 overf. Amotang 93

996



OSLO KOMMUNE

GEOTEKNISK KONSULENT

Kingst. 22, I Oslo 4

Tlf. 37 29 00

RAPPORT OVER:

Grunnundersøkelser for grøft i jernbaneundergang i
Haugenstuveien.

R - 869

5. juli 1968

- Bilag A: Beskrivelse av sonderingsmetoder
" B: Beskrivelse av vingeboing
" 1: Situasjons- og borplan
" 2: Resultat av vingeboing
" 3: Profil A og B

INNLEDNING:

I henhold til brev av 5/4-68 fra Vann- og kloakkvesenet har Geoteknisk konsultants kontor utført grunnundersøkelser for grøft i jernbaneundergang i Haugenstuveien. Hensikten med undersøkelsene har vært å måle løsmassenes fasthet og tykkelse for å beregne sikkerheten mot bunnoppressing og nødvendig avstivningskraft.

MARKARBEIDET:

Borlag fra vår markavdeling har utført 2 dreiesonderinger til antatt fjell. For å måle fastheten av løsmassene ble det foretatt en vingebooring ved det sonderhull hvor massene virket bløtest. Terrenget ved borpunktene ble nivellert.

Beliggenheten av boringene er vist på situasjons- og borplanen bilag 1 hvor det ved hvert punkt er angitt terrengkote, bordybde og kote for antatt fjell. Resultatet av vingeboringen fremgår av bilag 2.

Ved nordre landkar ble det av Vannverket gravd ned til treflåtene under landkaret. Profilene A og B er tegnet på grunnlag av observasjoner i denne utgravingen.

RESULTATET AV UNDERSØKELSENE:

Det antas å være størst sannsynlighet for stabilitetsproblemer midt i undergangen men p.g.a. trafikken måtte boringene foretas i veikanten ved siden av et av landkarene. Topografien tyder på at grunnforholdene er jevne og vi antar at resultatet av boringene er representativt for området.

Øverst er det fylling og tørrskorpe til 1,5 m - 2 m dybde. Under tørrskorpen er det en middels fast leire ($S_u = 3,0 \text{ t/m}^2$) til et ca 1 m tykt gruslag over fjellet. Leiren er lite sensitiv.

Ved landkarene antas forholdene å være som vist på bilag 3. Jernbanens tegninger tyder på at fundamentet for nordre landkar stikker lengre ut i veien enn fundamentet for søndre landkar. Dette må eventuelt undersøkes ved graving.

For profilet ved broen antas det at ugunstigste togbelastning er en 2 akslet boggi med akselavstand 1,5 m og et akseltrykk på 22 t. Vi antar at en må regne med at det kan være tog på begge spor samtidig. For beregning av jordtrykket mot landkaret antar vi at togbelastningen på et spor fordeles på en flate på 5 m · 5 m. Det blir en jevnt fordelt belastning på $44 \text{ t}/25 \text{ m}^2 = 1,76 \text{ t/m}^2 \sim 2 \text{ t/m}^2$.

For beregningen av sikkerheten mot bunnoppressing i grøften har vi antatt at togbelastningen virker ugunstigst når en boggi står på landkaret og trykket overføres direkte til underkant av fundamentet. Vi har antatt at 44 t fordeles på en stripe av landkaret på 5 m): $p \sim 9$ t/m. under fundamentet. Romvekten av landkaret er antatt å være 2,5 t/m³. Det er regnet med at grøften graves ut og fylles igjen i seksjoner på ca. 7 m.

Som det fremgår av bilag 3 blir det således en beregningsmessig avstivningskraft for grøften på 8 t i profil A og 1,2 t i profil B. Det er forutsatt at grøften kommer midt mellom landkarene. Hvis grøften kommer helt inntil et av landkarene blir den beregningsmessige avstivningskraft 11.0 t/m i profil A.

En må dimensjonere avstivningen som angitt for profil A for en lengde av 13 m til hver side for profilet. Tilsvarende må avstivningen som angitt for profil B anvendes fra kummen mellom profil A og profil B og til kummen øst for denne. Utenfor dette felt antar vi at det ikke er nødvendig med annet enn den vanlige avstivning.

Vi antar at belastningen blir overført forholdsviss direkte til avstivningen slik at det skulle være tilstrekkelig med et lett stålpunt. Beregninger viser at det ikke er fare for bunnoppressing idet sikkerhetsfaktoren er 1,5 ved profil A.

Dersom grøften graves ut med gravemaskin og spunten deretter settes ned og avstives, må det ikke bli mer enn 3 - 4 m lengder som graves ut før avstivningen monteres. Det må pakkes masse mellom grøftesiden og spuntveggen.

Landkarene er fundamentert på treflåter og en senkning av grunnvannstanden til et nivå under flåtene vil føre til at de råtner. Dersom grøften fylles igjen med sand eller grus vil en risikere en slik grunnvannsenkning. For å hindre slike skader må grøften fylles igjen med tette masser. Vi foreslår at en anvender en forholdsviss bløt leire eller tørrskorpeleire som komprimeres godt.

En dypere grøft vil føre til betydelig høyere avstivningskrefter og medfører også at faren for grunnvannsenkning som følge av drenering langs grøften øker.

Geoteknisk konsulent

Halvdan Buflod

Halvdan Buflod

bem.

Beskrivelse av sonderingsmetoder.

DREIEBORING:

Det anvendte borutstyr består av 20 mm borstenger i 1 m lengde som skrues sammen med glatte skjøter. Boret er nederst forsynt med en 20 cm lang pyramideformet spiss med største sidekant 30 mm. Spissen er vridd en omdreining.

Boret presses ned av minimumsbelastning, idet belastningen økes trinnvis opp til 100 kg. Dersom boret ikke synker for denne belastning foretas dreining. Man noterer antall halve omdreining pr. 50 cm synkning av boret.

Ved opptegning av resultatene angis belastningen på venstre side av borhullet og antall halve omdreining på høyre side.

HEJARBORING: (RAMSONDERING).

Et Ø 32 mm borstål rammes ned i marken ved hjelp av et fall-lodd. Borstålet skrues sammen i 3 m lengder med glatte skjøter, og borstålet er nederst smidd ut i en spiss. Ramloddets vekt er 75 kg. og fallhøyden holdes lik 27 - 53 eller 80 cm, avhengig av rammemotstanden.

Hvor det er relativt store dybder (7-8 m eller mer) anvendes en løs spiss med lengde 10 cm og tverrsnitt 3.5 x 3.5 cm. Den større dimensjon gjør at friksjonsmotstanden langs stengene blir mindre og boret vil derfor lettere registrere lag av varierende hårdhet. Videre medfører denne løse spiss at boret lettere dras opp igjen idet spissen blir igjen i bakken.

Antall slag pr. 20 cm synkning av boret noteres og resultatet kan fremstilles i et diagram som angir rammemotstanden Q_0 .

Rammemotstanden beregnes slik: $Q_0 = \frac{W \cdot H}{\Delta s}$ hvor W er loddets vekt,

H er fallhøyden og Δs er synkning pr. slag. Dette diagram blir ikke opptegnet hvis man bare er interessert i dybden til fjell eller faste lag.

COBRABORING:

Det anvendte borutstyr består av 20 mm borstenger i 1 m lengde som skrues sammen med glatte skjøter. Boret er nederst forsynt med en spiss.

Dette utstyr rammes til antatt fjell eller meget faste lag med en Cobra bormaskin.

SLAGBORING:

Det anvendte borutstyr består av et sett 25 mm borstenger med lengdene 1, 2, 3, 4, 5 og 6 m. Stengene blir slått ned inntil antatt fjell er nådd. (Bestemmes ved fjellklang).

SPYLEBORING:

Utstyret består av 3 m lange $\frac{1}{2}$ " rør som skrues sammen til nødvendige lengder.

Gjennom en spesiell spiss som er skrudd på rørene, strømmer vann under høyt trykk, og løser jordmassene foran spissen under nedpressing av rørene. Massene blir ført opp med spylevannet. Bormetoden anvendes i finkornige masser til relativt store dyp.

Beskrivelse av prøvetaking og måling av skjærfasthet og porevannstrykk i marken.

PRØVETAKING:

A. 54 mm stempelprøvetaker Med dette utstyr kan man ta opp uforstyrrede prøver av finkornige jordarter. Prøven tas ved at en tynnvegget stålsylinder med lengde 80 cm og diameter 54 mm presses ned i grunnen. Sylinderen med prøven blir forseglet med voks i begge ender og sendt til laboratoriet.

B. Skovelbor Dette utstyr kan anvendes i kohesjonsjordarter og i friksjonsjordarter når disse ligger over grunnvannsnivået. Det tas prøver (omrørt masse) for hver halve meter eller av hvert lag dersom lagtykkelsen er mindre.

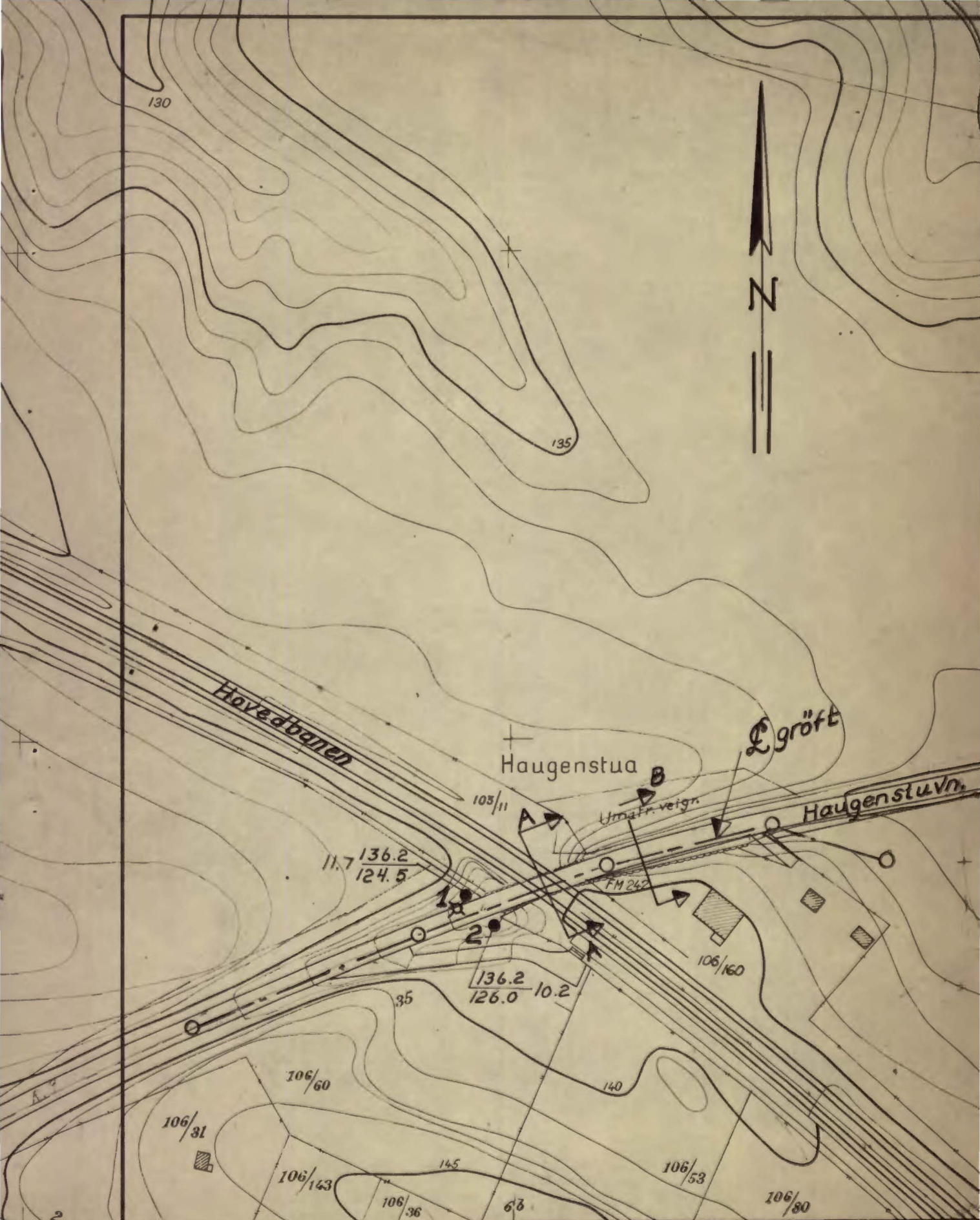
C. Kannebor Prøvetakeren består av en ytre sylinder med en langsgående skjærformet spalteåpning, løst opplagret med en dreiefrihet på 90° på en indre fast sylinder med langsgående spalteåpning. Prøvetakeren fylles ved at skjæret ved dreining skraper massen inn i den indre sylinder. Utstyret kan anvendes ved friksjons- og kohesjonsjordarter.

VINGEBORING:

Skjærfastheten bestemmes i marken ved hjelp av vingebor. Et vingekors som er presset ned i grunnen dreies rundt med en bestemt jamn hastighet inntil en oppnår brudd. Maksimalt torsjonsmoment under dreiningen gir grunnlag for beregning av skjærfastheten. Grunnens skjærfasthet bestemmes først i uforstyrret og etter brudd i omrørt tilstand. Målingene utføres i forskjellige dybder. Ved vurdering av vingeborresultatene må en være oppmerksom på at målingene kan gi gale verdier dersom det finnes sand, grus eller stein i grunnen. Skjærfasthetsverdien kan bli for stor dersom det ligger en stein ved vingen, og den målte verdi kan bli for lav dersom det presses ned en stein foran vingen, slik at leira omrøres før målingen.

PIEZOMETERINSTALLASJONER:

Til måling av poretrykket i marken anvendes et utstyr som nederst består av et porøst \varnothing 32 mm bronsefilter. Dette forlenges oppover ved påskrudde rør. Fra filteret føres plastslange opp gjennom rørene. Filteret med forlengelsesrør presses eller rammes ned i grunnen. Systemet fylles med vann og man måler vanntrykket ved filteret ved å observere vannstanden i plastslangen. Poretrykksmålinger må som regel foregå over lengre tid for å få registrert variasjoner med årstid og nedbørsforhold.



TEGNFORKLARING

- Terrengekote
- Ant. fjellkote Boreddybde
- Dreieboring
- ⊠ Vingeboring

HAUGENSTUA ST.

Grøft
Situasjons- og borplan

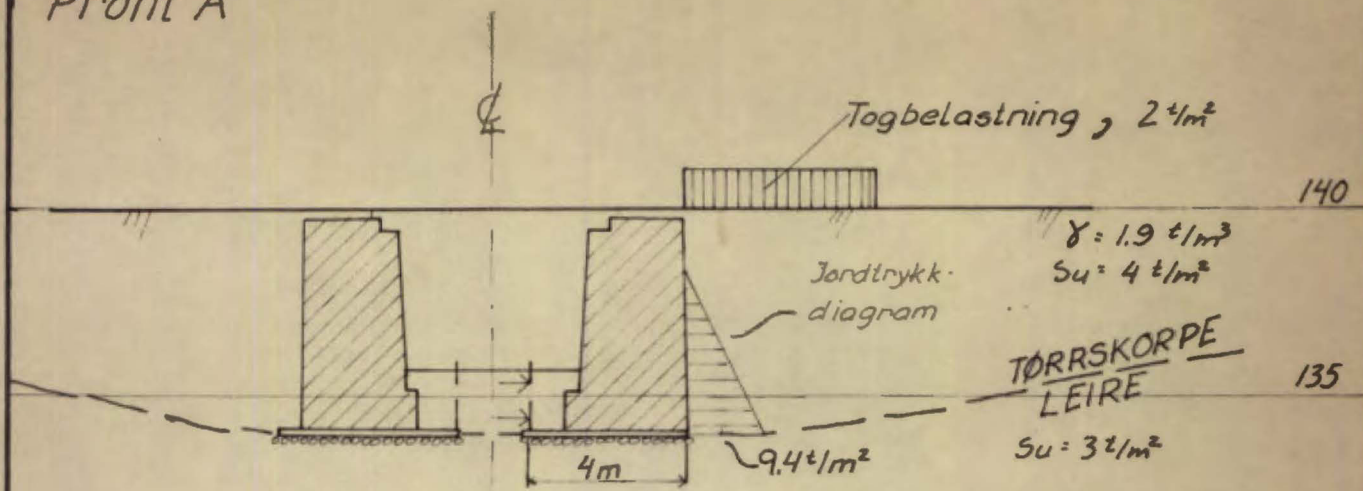
OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk konsulent

Målestokk
1:1000

R-869
 Bilag 1

Dato 11/68

Profil A



$$P = \gamma \cdot Z + q - \frac{2s}{F} \quad F = 1.5$$

$$1.9 \text{ t/m}^3 \cdot Z + 2 \text{ t/m}^2 - \frac{2 \cdot 4 \text{ t/m}^2}{1.5} = 0 \quad ; Z = 1.7 \text{ m}$$

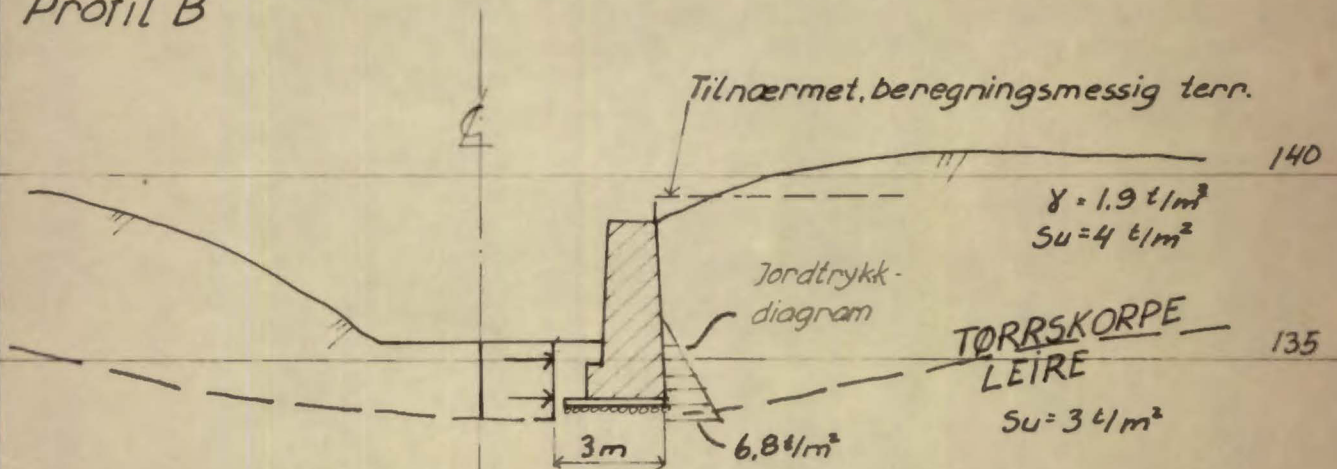
$$Z = 6 \text{ m}, p = 1.9 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} + 2 \text{ t/m}^2 - \frac{2 \cdot 3 \text{ t/m}^2}{1.5} = 9.4 \text{ t/m}^2$$

$$P = p \cdot h \cdot 1/2 = 9.4 \text{ t/m}^2 \cdot 4.3 \cdot 0.5 = 20.2 \text{ t/m}$$

$$\text{Skjærkraften i fugen blir} = 4 \text{ m} \cdot 3 \text{ t/m}^2 = 12 \text{ t/m}$$

$$\text{Avstivningen må ta } 20.2 \text{ t} - 12 \text{ t} \sim \underline{\underline{8 \text{ t/m}}}$$

Profil B



$$F = 1.5$$

$$1.9 \text{ t/m}^3 \cdot Z - \frac{2 \cdot 4 \text{ t/m}^2}{1.5} = 0 \quad ; Z = 3.2 \text{ m}$$

$$Z = 6.0, p = 1.9 \text{ t/m}^3 \cdot 6 \text{ m} - \frac{2 \cdot 3 \text{ t/m}^2}{1.5} = 6.8 \text{ t/m}^2$$

$$P = 6.8 \text{ t/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 1/2 = 10.2 \text{ t/m}$$

$$\text{Skjærkraften i fugen blir} = 3 \text{ m} \cdot 3 \text{ t/m}^2 = 9 \text{ t/m}$$

$$\text{Avstivningen må ta } 10.2 \text{ t} - 9 \text{ t} = 1.2 \text{ t}$$

Haugenstua st.

Grøft

Profil A og B

OSLO KOMMUNE
Geoteknisk konsulent

Målestokk
1:200

R-869
Bilag 3

Dato Juli 68

Kart ref.