

STATENS BYGGE-OG  
EIENDOMSDIREKTORAT

15455 22.08.86

G E O T E K N I S K - R A P P O R T

Alvim-jernbanen  
Nord for Havnelageret

Sarpsborg kommune

Utarbeidet som et prosjektarbåde ved  
Østfold Ingeniørhøgskole. Kan fås i  
Sarpsborg kommune, Bygning og Reguleringsvesnet,  
(eller Østfold Ingeniørhøgskole ?)

Uten bilag.

## 1. INNLEDNING.

Sarpsborg kommune disponerer et ubebygget område mellom Alvimveien og jernbanen nord for havnelageret i Sannesund. Området består delvis av en slette og en skråning med dyrket mark opp mot jernbanen.

Sarpsborg kommune er interressert i en utnyttelse av området og har i denne forbindelse forespurt Østfold Ingeniørhøgskole om de kunne foreta en stabilitetsanalyse av skråningen.

Stabilitetsanalyse er utført som prosjektarbeide av 3 elever i avgangsklassen ved ØIH.

## 2. MARK og LABORATORIEARBEID.

Det er utført ialt 2 sonderboringer til fjell, 2 vingeboringer til ca. 10-12 meters dybde. Det er dessuten tatt 2 prøveserier uforstyrrede prøver med 54mm NGI prøvetaker ned til henholdsvis 10 og 16 meter.

Borhullenes plassering er vist på tegning nr. 1, og 2.

Boreprofilen er nivelert og lengdemålt, se tegning 1 og 2.

De opptatte prøver er i laboratoriet undersøkt med hensyn til vanninnhold, romvekt og skjærstyrke.

Det er dessuten foretatt triaxialforsøk på ialt 5 sylindrer, 3 fra hull nr. 1 og 2 fra hull nr. 4. (Merket T på bilag 1 og 2).

I tillegg er det utført 1 ødometerforsøk på en prøve fra hull nr. 4 for å klarlegge massenes konsolideringsgrad. (Bilag 14).

Resultatene fra vanninnhold, romvekt og skjærstyrke forsøkene er samlet vist på bilag nr. 1 og 2.

Vingeboringene er vist på bilag nr. 3 og 4.

Triaxforsøkene er utført med isotrop konsolidering.

Triaxprøvene er trykkprøvet med en konstant definert hastighet på ca. 2% pr. time.

Resultatene er vist på bilag nr. 5.

## 3. GRUNNFORHOLD.

Massene består øverst av et ca. 0.3-0.5 meter tykt lag matjord. Under dette er det et ca. 1.5-2.0 meters lag tørrskorpeleire.

Videre er det en sensitiv leire (tildels kvikk) med et vanninnhold på ca. 50-60% svakt avtakende med dybden.

I dybde 9-10 meter er det et lag med noe lavere vanninnhold, ca. 30%. Skjærstyrken varierer fra 30 kN/m<sup>2</sup> like under tørrskorpa, økende til ca. 45 kN/m<sup>2</sup> i dybde 12-15 meter.

Romvekten ligger gjennomsnittelig på 18-19 kN/m.  
 Sensiviteten beregnet på skjærstyrken målt med konus varierer fra 5 til ca.50. Se bilag nr. 1 og 2.  
 Triaxforsøkene viser at massene har en friksjonsvinkel  $\phi$  på ca.21° samt en kohesjon c på ca. 1.9.  
 Et utført ødometerforsøk på en prøve fra ca.2.5 meters dybde i hull nr.4 viser en overkonsolidering på ca.120-150 kN/m<sup>2</sup>.  
 Grunnvannet er peilet i hull nr.1,3,4 og5.Nivåene er henholdsvis 2.3-1.3-1.0 og mere enn2.0 meter i hull nr.5.  
 Nærmest fjell er det registrert et noe fastere lag, sannsynligvis en bunnmorene.  
 Dybdene til fjell er ved sonderboringer funnet til 18.6 meter og 15.6 meter for henholdsvis hull nr.3 og 6.

#### 4.STABILITETSANALYSER.

Udrenert skjærfasthetsanalyse Su gir en sikkerhet på  $F=1.51$ , se bilag 6.  
 Ved en tenkt utgravd byggegrop; dybde ca.2.0-3.0meter ved 2 alternativer er laveste sikkerhet beregnet til  $F=2.07$ , se bilag 7 og 8.  
 På grunnlag av erfaringstall er det utarbeidet en kurve som tar hensyn til usikkerhetsmomenter forbundet med en Su-analyse.(Bilag 9).  
 Ved bruk av forholdet  $\tau/p_0$  og kurven fremkommer en konstant som den beregnede sikkerhet divideres på.  
 $\tau_{\text{ving}}=40, p_0=119, \tau/p_0=0.34$ , fra kurven konstanten 1.3.  
 Av dette får skråninga den justerte sikkerhet

$$F_{\text{just.}}=1.51/1.3=1.16.$$

Vi kan derfor si at sikkerheten ligger på ca.  $F=1.2$ .  
 For byggegropa får vi:  
 $\tau_{\text{ving}}=40, p_0=98.5, \tau/p_0=0.4$ , fra kurven konstanten 1.48.  
 Av dette får vi sikkerheten

$$F_{\text{just.}}=2.07/1.48=1.4$$

Ved c- $\phi$  analyse er sikkerheten  $F=1.18$  (bilag 10).  
 Forsøk med heving av grunnvannstanden til terrengoverflata ga sikkerheten  $F=0.88$ .(Bilag 11).  
 Denne er kontrollert manuelt og beregnet sikkerhet er  $F=0.875$ .  
 Videre ble det forsøkt med  $\phi=22.7$ , gvs fortsatt i terrengoverflata.Dette økte sikkerheten til  $F=0.92$ .(bilag 12).  
 Dette siste ble gjort fordi vi hadde lekkasje i ledningene under konsolideringen, og utpresset porevann på triaxprøve i sylinder 1 hull1 er noe usikkert.  
 Tilslutt ble grunnvannstanden senket med 0.5 meter, hvilket gav sikkerheten  $F=1.26$ .(Bilag 13).  
 Glidesirklene for disse tilfeller er tegnet inn på tegning 2 og 3.  
 Sikkerheten for byggegropa er  $F=2.05$ .(Bilag 13b).

## 5.KONKLUSJON.

En sikkerhet på ca.1.2 kan anses som tilfredstillende sikkerhet mot utglidning på den naturlige skråning. Dog burde det vises forsiktighet under graving pga. leiras kvikke egenskaper.

Videre må det taes hensyn til grunnvannspeilets variasjoner. Ut fra forsøkene er det tydelig at sikkerheten synker ved heving av grunnvannstanden. Det foreslås derfor en drengroft i overkant skråning, samt drengledninger i skråning for å holde grunnvannstanden stabil, eller eventuelt senkes litt.

Motfylling i bunn av skråning kan også virke stabiliserende.

Men en må da ta hensyn til en eventuell utgravning på sletta; en slik fylling vil minske byggegropas sikkerhet.

En byggegrop på sletta under dagens omstendigheter, med en sikkerhet på ca.2 (uten erfaringsreduksjoner på Su) kan anses som byggeklar.

Ødometerforsøk tyder på at det er en overkonsolidert leire tilstede. Forsøket er tatt på 215 m dybde, slik at det er noe spedt til å dra noen konklusjoner av.

Er vekta av konstruksjonen mindre enn vekta av utgravd masse+massenes eventuelle overkonsolidering, vil dette gi forholdsvis små setninger. Kommer en derimot over prekonsolideringspunktet, vil setningene øke radikalt.

Østfold Ingeniørhøgskole, 23/5-79.

*Frode Berteig*  
Frode Berteig

*Arild Pettersen*  
Arild Pettersen

*Tommy Martinsen*  
Tommy Martinsen

NB.

Rapporten, som er et prosjektarbeide, stilles til disposisjon for Sarpsborg kommune, dog uten ansvar for undertegnede.

# OVERSIKTSKART

