NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT
Norwegian Geotechnical Institute

Rapport.

Grunnundersøkelser for Materialteknisk institutt ved Norges tekniske høgskole, Trondheim.

O 208 16. februar 1955

OSLO — BLINDERN — TLF. 695880

Bilag	1	Tegnforklaring
"	2-4	Profil I - III, vingeborresultater
"	5-8	Borprofiler, hull 2, 4, 8 og 13
"	9	Kornfordelingskurver for 5 prøver fra hull 8
"	10-12	Stabilitetsberegninger for naturlig terreng, profil I - III
"	13-14	Stabilitetsberegninger under forutsetning av at platået senkes til kote 53 og hallen fundamenteres på såler, profil I og II.
"	15	Stabilitetsberegninger under forutsetning av at platået senkes til kote 53 og det legges ut en kontrafylling ved foten av skråningen, profil III
"	16	Oversiktskart i målestokk 1:500, som viser nåværende terreng, bygningenes plasering, profiler og boringer.
"	17	Oversiktskart i målestokk 1:500, som viser platået senket til kote 53 og kontrafylling ved foten av skråningen.
"	18	Geologiske jordprofiler.

1. Innledning.

Selskapet for Industriell og Teknisk Forskning ved Norges tekniske högskole anmodet i brev av 2.10.1954 Norges geotekniske institutt om å avgi en uttalelse om grunnforholdene på söndre del av Glöshaugplatået ved idrettsplassen, hvor det er prosjektert oppfört Materialteknisk institutt. Til grunnlag for en vurdering av de geotekniske spörsmål som oppstår i forbindelse med det foreliggende byggeprosjekt, fikk instituttet fra dosent T.B. Riise den 6.11.1954 oversendt resultatet av utförte undersökelser, samt tidligere uttalelser.

Den 11.11.1954 ble det holdt et möte i Trondheim med direktör Stenstadvold i SINTEF, teknisk konsulent Harboe, arkitekt Tiller, dosent Riise og siv.ing. Eide. Norges geotekniske institutt. Det ble her sagt fra at instituttet ikke på grunnlag av de foreliggende undersökelser kunne avgi noen uttalelse om stabilitetsforholdene for platået langs skråningen ned mot Lerkendal hageby. Instituttet fikk da i oppdrag å utföre de grunnundersökelser som man anså påkrevet for å klarlegge fundamenterings- og stabilitetsforholdene.

I instituttets brev av 27.12.1954 til SINTEF ble det gitt en forelöpig orientering om stabilitetsforholdene på grunnlag av de resultater som da forelå.

Da sikkerheten mot en utglidning av platået langs skråningen ned mot Lerkedal hageby var så lav at man måtte frykte at terrenget på visse partier var i labil likevekt, fant instituttet å måtte fraråde at Materialteknisk institutt ble påbegynt etter de foreliggende planer.

I möte i byggekomite kjemi III 5.1.1955, hvor også direktör Stenstadvold, professor Lyse, professor Selberg, geolog Rosenlund, teknisk konsulent og Norges geotekniske institutt deltok, ble det dröftet å foreta en stabilisering av området ved senkning av platået og plasering av masser ved foten av skråningen som kontrafylling. Instituttet fikk i oppdrag å redegjöre for under hvilke betingelser förste byggetrinn, hallbygget, kunne påbegynnes. Av byggekomite kjemi fikk instituttet videre i oppdrag å foreta nödvendige undersökelser av sydskråningen lenger vestover. Det ble i samme forbindelse 7.1.1955 foretatt en befaring av området hvor representanter for N.T.H., Trondheim og Strinda kommune, SINTEF, arkitekt og instituttet deltok. Det ble her spesielt sett på hvor mange hytter i Lerkendalen hageby som burde fjernes av hensyn til skredfaren og for å få plasert en kontrafylling ved foten av skråningen.

Under det videre arbeide med denne sak har instituttet hatt nær kontakt med SINTEF, arkitekt og konsulent. Instituttet var således representert ved et möte i byggekomite kjemi på riksarkitektens kontor 25.1.1955. Den 28.11.1955 ble det holdt et möte på instituttet med direktör Stenstadvold, arkitekt Pran og byggekomiteens formann direktör Torp. Videre ble fundamenteringsspörsmålene dröftet med teknisk konsulent Harbo og professor Andersen på möte i Trondheim den 7.2.1955.

Av de mange alternative plaseringer av bygningene som har vært fremlagt, fant man ved disse möter stort sett å kunne samle seg om et forslag som innebar en speilvending av den opprinnelige plan.

Det er i den foreliggende rapport gitt en utredning av stabilitetsforholdene for nåværende terreng og etter senkning av platået til kote 53, samt med utförelsen av en kontrafylling ved foten av skråningen.

Instituttet utförer for tiden undersökelser for å klarlegge stabiliteten av sydskråningen lenger vest ut for kjemiblokkene, samt supplerende undersökelser nede i Lerkedal hageby med henblikk på en större utfylling med overskuddsmasser fra platået. Disse spörsmål vil bli besvart i en tilleggsrapport så snart undersökelsene er avsluttet.

2. Utförte boringer og målinger.

Markarbeidet har pågått siden sist i november 1954 under ledelse av sivilingeniör Kummeneje fra instituttet. og det utföres for tiden supplerende undersökelser for sydskråningen i vestlig retning utenfor kjemi.

Undersökelsene er lagt slik an at de tar sikte på å klarlegge stabilitetsforholdene i tre profiler. Profilene er betegnet I, II og III fra öst mot vest som vist på kart i bilag 16. Det er i alt utfört vingeboringer i 13 hull og tatt opp uforstyrrede pröver i 4 hull. Videre pågår det måling av porevanntrykk i forskjellige dybder på to steder i profil I. For å kontrollere fjellets beliggenhet ble det foretatt enkelte dreieboringer, og videre er tykkelsen av det övre sandlag på det vestre parti av platået kartlagt ved skovlboringer. En utgraving ble utfört spesielt for å måle romvekten i det övre sandlag.

Profilene er nivellert, og boringene innmålt fra bestående hus og gjerder.

Vingeboring.

Ved vingeboringene bestemmes skjærfasthet direkte i marken. Et vingekors presses ned i grunnen og dreies rundt med bestemt jevn hastighet inntil det oppstår brudd. Maksimalt dreiemoment under vridningen gir grunnlag for å beregne skjærfastheten. Grunnens skjærfasthet bestemmes först i uforstyrret og etter brudd i omrört tilstand.

Ved vurdering av vingeborresultatene må en være oppmerksom på at målingene kan gi gale verdier hvis det finnes sand, grus eller stein i grunnen. Skjærfasthetsverdien kan bli for stor hvis det ligger en stein ved vingen, og den målte verdi kan bli for lav hvis det presses ned en stein foran vingen slik at leira omröres för målingen.

Målingene er i leira utfört for hver halve meter helt ned til fjell.

Prövetaking.

Med det anvendte prövetakingsutstyr skjæres prövene ut med tynnveggede rustfrie stålrör, lengde 80 cm og diameter 54 mm. For å hindre uttörring forsegles prövesylinderen i begge ender med voks og gummikopper. Det ble i alt ved de 4 prövetakingshull tatt opp 40 stk. slike uforstyrrede pröver. I det övre sandlag ble det tatt omrörte pröver ved skovling, og pröver fra hver meter ble her oppbevart på norgesglass.

Måling av porevanntrykk.

Utstyret for måling av porevanntrykk består av et poröst bronsefilter som forlenges oppover med påskrudde rör og utstyret presses eller rammes ned i grunnen. Fra filteret föres det en tynn plastslange opp gjennom rörene.

Systemet er vannfyllt under nedpressingen, og man måler vanntrykket ved filteret ved å observere vannstanden i plastslangen. Målingene ble utfört for hver annen meter i dybden. Forat vannet skal få tid til å innstille seg i höyde svarende til porevanntrykket ved filteret, blir nedpressingen foretatt med flere dögns mellomrom.

Dreieboringer til fjell er utfört med vanlig Ø 20 mm dreiebor.

3. Laboratorieundersökelser.

De opptatte uforstyrrede pröver er undersökt på instituttets laboratorium i Oslo.

Etter at pröven er skjövet ut av sylinderen, skjæres det av et tynt lag langs pröven. Dette laget törres langsomt ut for at en eventuell lagdeling skal komme tydelig frem. Prövene gis ved besiktigelse en jordartsbetegnelse. Videre er det utfört fölgende bestemmelser:

Vanninnholdet, er angitt som vekt av vann i prosent av törrvekt, etter törring ved 110°C. Det er utfört 4 - 6 bestemmelser av vanninnholdet fordelt over pröven.

Flytegrensen og utrullingsgrensen angir henholdsvis höyeste og laveste vanninnhold for plastisk område ved omrört materiale.

Plastisitetsindeksen er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen.

Det naturlige vanninnhold sett i relasjon til flyte- og utrullingsgrensen gir verdifulle opplysninger om grunnens egenskaper. Et naturlig vanninnhold höyere enn flytegrensen angir for eksempel at leira blir flytende ved omröring.

Romvekt er angitt i t/m^3.

Skjærfastheten i t/m^2 er bestemt ved trykkforsök på pröver med tverrsnitt 3,6 · 3,6 cm og höyde 10 cm. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Videre er skjærfastheten av uforstyrret og omrört pröve bestemt ved konusforsök. Dette er en indirekte metode til bestemmelsen av skjærfastheten, idet nedsynkningen av en konus med bestemt form og vekt måles, og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av tabell.

Sensitiviteten er forholdet mellom skjærfastheten av uforstyrret og omrört pröve. I laboratoriet er sensitiviteten bestemt på grunnlag av konusforsök. Videre er sensitiviteten beregnet ut fra vingeborresultater i marken.

Resultatet av disse laboratorieundersökelser fremgår av diagrammer i bilag 5 - 8.

Kornstörrelse-fordeling.

For 5 pröver fra hull 8, dybde 13 - 20 m, er det foretatt bestemmelse av kornstörrelse-fordelingen ved sikte- og slemmeanalyse. Resultatet av disse undersökelser er vist i bilag 9.

Korrosjonsundersökelser.

Ved stålpeler anbrakt i leire utgjör eventuell korrosjonsfare et av de viktigste punkter som bör tas i betraktning. Stål vil i alminnelighet alltid korroderes dersom det befinner seg i vannholdig miljö. Tilstedeværelsen av forskjellige komponenter i det vannholdige miljö kan öke eller senke korrosjonshastigheten meget sterkt. Som korrosjonsfremmende faktorer virker först og fremst samtidig tilstedeværelse av opplöste salter og surstoff. Dessuten vil raske variasjoner i saltinnholdet eller pH være korrosjonsfremmende faktorer. I utenlandsk litteratur finner en ofte angitt jordens ledningsevne som eneste korrosjonskriterium. Ved norske jordarter holder et slik kriterium i alminnelighet ikke. Dette skyldes antagelig for det vesentlige det forhold at vi i Norge har med relativt unge og bare svakt gjennomvitrede jordarter, mens man utenfor det område som var dekket av is under istiden har meget gamle gjennomvitrede jordarter der surstoffinnholdet har nådd maksimal likevektstilstand. På tross av at våre jordarter har meget större ledningsevne enn de man vanligvis treffer på i utlandet, så bevirker det lille surstoffinnhold at jordartene ikke på langt nær er så korrosjonsfarlige som man skulle vente.

Ved undersökelse av prövene fra Glöshaugen har vi derfor bestemt saltinnholdet i porevannet og dessuten innholdet av fritt surstoff og jordartens oksydasjonskapasitet overfor jodid i surt miljö. Med dette betegner vi i det vesentlige tilstedeværelsen av 3-verdig jern og andre oksyderende forbindelser. I nedenstående tabell er denne oksydasjonskapasitet angitt som mg O_2 pr. gram leire. Saltinnholdet i porevannet er bare bestemt på grunnlag av ledningsevnen i vannuttrekket og derfor angitt som ekvivalente prosenter, d.v.s. vi angir hvilke konsentrasjoner natriumklorid i porevannet ville bevirke tilsvarende ledningsevne. Som det sees av tabellene, er saltinnholdet lavt og meget konstant, mens innholdet av fritt surstoff er helt ubetydelig og oksydasjonskapasiteten overfor jodid har meget små verdier. Denne oksydasjonskapasitet er tidligere undersökt av SINTEF i et annet borhull og det fremgår av

SINTEF's rapport at de også har funnet meget nær de samme verdier for oksydasjonskapasiteten som vi har funnet, slik at vi derfor kan gå ut fra at våre verdier ikke representerer et spesielt surstoff-fattig profil, men er alment gyldig for Glöshaugens leirmasser.

I henhold til de funne verdier for vanninnhold, saltinnhold og oksydasjonskapasitet kan en derfor konkludere at Glöshaugens leirer bör henregnes til de minst korrosjonsfarlige marine leirer i Norge.

Vi har ennå ikke full oversikt over hvor hurtig korrosjonen kan foregå under forhold som tilsvarer de man har på Glöshaugen, korrosjonsfaren kan derfor bare uttrykkes relativt og det antas at stålpeler i Glöshaugens leire vil korroderes mange ganger langsommere enn i visse Östlandsleirer, der ubeskyttede stålpeler ble rammet ned i 1930-årene uten at de ennå har sviktet.

Analyseresultater, borhull 2.

Pröve lab.nr.	Dybde m	Vanninnhold. %	Ekvivalent salt i porevann %	Oksydasjonskapasitet angitt som mg O_2/g leire	Fritt O_2
0 208 01	2-2,8	37,2	0,148	0,288	ubetydelig
02	4-4,8	39,4	0,137	0,301	"
03	7-7,8	26,4	0,142	0,291	"
04	8-8,8	26,1	0,159	0,401	"
05	9-9,8	27,6	0,148	0,335	"
07	14-14,8	29,1	0,192	0,167	"
08	15-15,8	25,7	0,236	0,259	"
09	16-16,8	26,1	0,182	0,347	"
10	17-17,6	28,5	0,152	0,305	"

4. Beskrivelse av grunnforholdene.

Grunnforholdene ved de enkelte prövetakingshull fremgår av borprofilene i bilag 5 - 8. Det er her angitt jordartsbetegnelser og diagrammer som viser naturlig vanninnhold, flyte- og utrullingsgrenser, romvekt, skjærfasthet og sensitivitet i forskjellige dybder.

Skjærfasthetsverdier bestemt ved vingeboringer er tegnet opp i 3 profiler, bilagene 2 - 4. Det er her også angitt fjellets beliggenhet og en hovedinndeling av jordlagene.

Terreng.

Idrettsbanens platå ligger på ca. kote 55,5 og begrenses i syd av en skråning ned mot Lerkendal hageby, som ligger på kote 35-40. Skråningen tiltar noe i höyde og steilhet, i vestlig retning fra profil I til III. Ved profil II er det et lite mellomplatå på ca. kote 46.

Fjellet.

Ved toppen av skråningen ble fjellet påtruffet i ca. 20 meters dybde i profilene I og II, og i ca. 24 meters dybde ved profil III. Fjellet ligger omtrent i disse dybder et stykke nordover under platået for profilene I og III, men stiger noe i profil II. Fra skråningen sydover ut mot Lerkendal hageby faller fjellet ca. 3 - 5 m på de strekninger boringene er foretatt.

Det er tidligere av A/S Betongbygg utfört dreieboringer til fjell på området, og man har her et större materiale for fjellets beliggenhet. Det er ved de nye boringer ikke funnet nevneverdige avvikelser fra det tidligere opptegnede fjellkotekart.

Leira.

Like over fjellet ligger et lag mjelig kvikkleire. Dette laget er blött til middels fast og viser gjennomgående skjærfastheter på 2 - 4 t/m^2. Kvikkleirelagets tykkelse under platået er stort sett 7 - 8 meter. Dets övre grense faller under skråningen ned mot Lerkendal Hageby, hvor tykkelsen av laget er 2 - 3 meter. Vanninnholdet i kvikkleira ligger mellom 25 og 30 prosent, og er ca. 5 % höyere enn flytegrensen. Det er delvis registrert tynne mo-mjelelag i kvikkleira.

Over kvikkleira ligger et lag middels fast til fast og mindre sensitiv mjelig leire. Skjærfastheten er her sterkt varierende, men ligger stort sett fra 4 til 8 t/m^2. Vanninnholdet er lavere enn flytegrensen og avtar med dybden fra 35 - 40 % til 25 - 30 %. Dette laget har under platået i profil I og II en tykkelse på 10 - 12 meter, og er i profil III ca. 7 m tykt.

På det östre parti av platået, i profil I og II, går leira helt opp til terreng. Det er her överst et 1 - 2 m tykt törrskorpelag, og leira er gjennomgående blötest like under törrskorpen med skjærfasthet ca. 2,5 t/m^2.

Ved profil III er det også överst et ca. 2 m tykt törrskorpeleirlag med underliggende sandlag.

Sandlaget.

På vestre del av platået ligger et sandlag med tiltagende tykkelse i vestlig og sydlig retning. Dette sandlaget har ved boring 12 i profil II en tykkelse på 1,5 m, og tykkelsen tiltar langs kanten av platået til ca. 8 m ved boring 9 i profil III. Sandlagets utstrekning i profil III fremgår forøvrig av bilag 4. På kart i bilag 16 er undre begrensning av sandlaget angitt ved stiplede koter. Ved bedömmelse av sandlagets tykkelse har instituttet også anvendt resultatet av tidligere utförte boringer.

Sanden er stort sett enskornet, ren elvesand som nærmest den underliggende leire er noe grusholdig.

Grunnvannstand og porevanntrykk.

Ved graving og skovlboring på platået i profil I ble fritt vann observert i 0,8 - 1,2 meters dybde, og nedlagte drensrör ble også påtruffet i denne dybde. Målinger av porevanntrykket ved hull 2 og 4 i profil I pågår, men de foreliggende målinger har ikke påvist noe artesisk trykk eller porevannsovertrykk i de dypere leirlag.

De utförte skovlinger gjennom sandlaget har vist at grunnvannet her ligger dypere, ca. 0,5 m over den underliggende leire.

5. Beskrivelse av de geologiske forhold.

Til disposisjon for en vurdering av de geologiske forhold ved Materialteknisk institutt har man hatt pröver fra hull 2, 4, 8 og 13. I borhull 2 ble det foretatt saltbestemmelser av porevannet i 9 opptatte pröver med resultat som angitt i tabell på s. 7 . Geologiske profiler er vist i bilag 18.

Alle disse pröver viser meget lavt saltinnhold. Da leirprövene er

typisk marine leirer, sikkert avsatt i meget salt vann, skulle en ha ventet et vanninnhold vesentlig höyere enn flytegrensen og utpreget kvikkleire. Imidlertid er sensitiviteten stort sett meget lav, kun enkelte pröver kan betegnes som kvikke. Det er derfor her en tilsynelatende uoverensstemmelse med det som tidligere er funnet om sammenhengen mellom de marine leirers saltinnhold og deres sensitivitet. Dette gir grunn til å anta at leirene er rekonsolidert etter en omröring som må ha funnet sted etter at leirene hadde mistet en stor del av sitt opprinnelige saltinnhold.

Ved vingeboringer er det funnet en verdi for forholdet mellom skjærfasthet og effektivt overlagringstrykk av störrelsesorden $\frac{c}{p} = 0,6$ i enkelte lag, mens det i andre lag er verdier for $\frac{c}{p}$ under 0,2. Ved laboratorieforsök er det tidligere funnet verdier for $\frac{c}{p}$ ved konsoliderte ferske leirsedimenter på mellom 0,6 - 0,65. De resultater som man har fått ved Materialteknisk institutt stemmer derfor med de laboratorieverdier for $\frac{c}{p}$ som man har funnet ved rekonsoliderte omrörte leirer.

Universitetsstipendiat Feyling-Hanssen har utfört en mikro-paleontologisk undersökelse av leirprövene. Hans undersökelser viser at prövene er relativt gamle stort sett fini-glasiale sedimenter, antagelig svarende til Oslo-områdets Yoldia-leire og Arco-leire. Etter professor Holtedahls skjema over den senkvartære tidstabell, NGU nr. 164, plansje 22, svarer dette til en tidsepoke 9 - 10 000 år tilbake. På det tidspunkt hadde man den maksimale marine grense i Tröndelag ca. 190 meter over det nåværende havnivå. Det er i og for seg eiendommelig at en i et så utpreget terrasseartet platå som höyskoleplatået ikke har yngre leirsedimenter, idet platåets höyde over havet nå er ca. 55 meter, hvilket antagelig i Trondheim svarer noenlunde til tapes nivået, d.v.s. for ca. 6 000 år siden. En skulle ha ventet at leirsedimentet som danner en slik flat terrasse nettopp skulle inneholde fossiler fra den tidsepoke da havet sto umiddelbart over terrassen, dersom terrassen hadde vært dannet ved normal sedimentasjon. Når Feyling-Hanssen for eksempel i borhull 2 utelukkende finner fossiler svarende til Arca-leiren helt opptil det överste nivå, så kan ikke dette bety annet enn at terrassen er dannet ved utforming av eldre leirmasser som er blitt utjevnet i sin overflate, ikke ved normal sedimentasjon på grunt vann, men snarere ved bölgeerosjon av allerede opplagte leirmasser.

Feyling-Hanssen har i sine profiler delt inn leirene i 4 nivåer som av ham er kalt A for det eldste og B_1, B_2 og C for de yngre lag. I borhull 13 ser

en mest typisk bevis for at en har med skredmasser å gjöre, idet her et tynt lag av B_2 og C ligger oppå en meter tykk avsetning av C i 4 meters dybde som i sin tur tilsynelatende följer normalt oppå B_2 og A. Det kan altså her ikke være tvil om at det har funnet sted en forskyvning i lagrekken. Imidlertid er ikke dette det eneste tegn på skredvirksomhet. Ser en for eksempel på grensen mellom lag A og B_1, befinner denne seg i borhull 4 i kote 40,5 m, mens den i borhull 2 befinner seg i höyde 46 m. Avstanden mellom borhull 2 og borhull 4 er 42 m, og fjellets beliggenhet er ikke vesentlig forskjellig på de to steder, nemlig henholdsvis ca. kote 37 ved borhull 2 og kote 36 ved borhull 4. Det kan derfor ikke være naturlige setninger som har komprimert A-leiren slik at dets overflate ligger så meget dypere i borhull 4 enn i borhull 2. Det er heller ikke sannsynlig at den opprinnelige overflate av lag A kan ha hatt en så stor helningsvinkel som en har mellom borhull 2 og 4.

Det er heller ikke lett å forstå hvorledes et profil som det ved borhull 8 kan oppstå hvis man har hatt en normal sedimentasjon. Det tykke sandlag ved dette borhull ligger i nivå med leire i borhull 2 og måtte derfor eventuelt representere en avsetning i en dump i sjöbunnen. På det foreliggende sted kan man imidlertid vanskelig se hvorledes det grove sandsediment skulle kunne avsettes i et sökk på sjöbunnen uten at det ble avsatt sandmasser på mer strandnære steder. Tvert om skulle en vente at det fineste sediment var avsatt lengst ute. Det leirlag som dekker sanden over hull 8 kan heller ikke forklares ut fra vårt kjennskap til Tröndelagsområdets kvartære geologi.

Tilbake står derfor kun den mulighet at hele Glöshaugen er oppbygget av masser som i det vesentlige har vært beveget og til dels omrotet ved forhistorisk skredvirksomhet. Da imidlertid lagrekken i leirsedimentene stort sett ligger normalt med yngre lag over de eldre, har skredvirksomheten sikkert ikke vært av samme art som ved våre vanlige kvikkleireskred, hvor store leirmasser flyter ut som helt flytende suppe og avsettes på et nytt sted. Derimot synes alle undersökelser å tyde på at skredvirksomheten må ha vært mer av en type som Bekkelagsskredet eller Surteskredet, der flak av leire har sklidd av gårde på underlaget ved lange forholdsvis flattliggende glidesoner. På denne måte oppstår ingen invertering av lagrekken, og paleontologisk vil det være vanskelig å oppdage bevegelsene. En slik skredform vil ved siden av å forklare de höye $\frac{c}{p}$ verdier i enkelte lag, også forklare hvorfor særlig B-lagene i Feyling-Hanssens profiler er av så sterkt vekslende tykkelse. Ved borhull 8 ser en umiddelbart at store mengder av materiale mellom A-lag og C-lag må være klemt vekk på en eller annen måte, idet summen av B_1 og B_2 her bare utgjör 1,3 m, mens det i borhull

2 som bare ligger 75 m fra hull 8, utgjör vel 6 m og i borhull 13 som ligger 60 m fra hull 8, utgjör 3 m, og i borhull 4 utgjör minst 4,5 m. Også ved boring 2, 4 og 13 synes det som om B-lagene må være noe utklemt ved skredvirksomhet, men ikke i samme grad som ved borhull 8.

Den utpregede flate som Glöshaugen danner, kan neppe tenkes oppstått ved at leirskalker og skiver har sklidd på plass på tört land. En må forutsette at overflaten har vært utjevnet av havet og at skredene derfor må ha gått ut i sjö og fölgelig må skredene ha funnet sted på et tidspunkt da havet sto höyere enn 55 m over det nåværende nivå, d.v.s. for mer enn 6000 år siden.

I omgivelsene rundt Glöshaugen strekker leiravsetningene seg vesentlig höyere. Til dels har en forholdsvis store leirflater i vel 70 m nivå på den annen side av Lerkendalen og ovenfor Berg prestegård. Det er ikke i dag lett å påvise hvorfra leirmassene som nå danner Glöshaugen kan være kommet, men en skulle for eksempel kunne anta at sökket oppover i forbindelse med Lerkendalen kunne ha vært skredveien, og at skredet eller skredene altså skulle ha funnet sted noenlunde samtidig med landhevningen mellom 70 meters nivå og 55 meters nivå, muligens som en fölge av havvannstandens raske forandringer i tapestiden. Det kan i förste omgang muligens synes som om tiden etter leirens avsetning må ha vært vel kort til å lute ut leiren i en slik grad at en nå får kvikke lag. Imidlertid må en være oppmerksom på at disse Trondheimsleirer er forholdsvis grove og gjensatt med mo- og mjelelag og at det tross alt har vært et tidsrom av minst ca. 3000 år fra de yngste leirer ble avsatt til den tid da skredene antagelig fant sted. Selv om bare den siste del av denne periode sto til disposisjon for utlutning av leirens saltinnhold, så skulle det dog være rikelig tid til å få dannet forholdsvis saltfattige leirer. Også i våre dager finner vi utpreget utlutning i landnære undersjöiske leirer i Östlandet, for eksempel i Horten, og med de noe steilere fjellprofiler ved Trondheim vil slik utlutning ha lettere for å finne sted der enn på Östlandet.

Konklusjonen blir altså at Glöshaugens leirmasser for ca. 9-10 000 år siden ble avsatt i höyere nivå enn der de i dag befinner seg. I en tid som ligger ca. 6000 år tilbake ble de opprinnelige leiravsetninger som da var adskillig utlutet ustabile og skled ut i den grunne havbukt utenfor, der leirskredets overflate ble utjevnet av bölgene og dumper fyllt med sand og leire. Ved konsolidering av de utsklidde masser oppförte disse seg i glidesonene nærmest som en ferskvannsleire og ga de höye $\frac{c}{p}$ verdier på 0,6.

6. Stabilitetsberegninger.

Stabilitetsberegningene er utfört ved en såkalt $\varphi = 0$ analyse, hvorved forstås at det regnes med totale spenninger og konstante skjærfasthetsverdier i leira. Denne metodes gyldighet er tidligere godtgjort ved etterberegning av en rekke skred i leire.

Beregningene er utfört for såvel sirkel-sylindriske som sammensatte glideflater.

For de sirkel-sylindriske glideflater er stabiliteten beregnet ved en momentbetraktning om sirkelens sentrum. Sikkerhetsfaktoren defineres som forholdet mellom midlere skjærfasthet langs glideflaten dividert på midlere opptredende skjærspenning. Beregningene er utfört ved å dele opp glidelegemet i lameller og summere momentbidragene fra disse. I leira er skjærfastheten bestemt ved udrenerte forsök, med vingeboringer i marken og ved enkle trykkforsök på opptatte uforstyrrede pröver. På grunnlag av disse skjærfasthetsverdier er det for profil I og III i bilag 10og 12 lagt inn middelkurver som angir leiras skjærfasthet. Dette er så benyttet ved stabilitetsberegningene.

For de deler av glideflaten som går gjennom sand, er skjærfastheten beregnet som produkt av normalspenning og friksjonsvinkel, hvor innflytelsen av skjærkrefter og normalkrefter som virker mellom lamellene, er tatt i betraktning. Det er regnet med friksjonsvinkel 35° i sanden.

Beregningene er gjennomfört for flere valgte sirkelsylindriske glideflater. Den kritiske glideflate vil si den som gir minst sikkerhet mot utglidning. Resultatet av beregningene fremgår av bilag 10 - 15 hvor glideflater og sikkerhetsfatorer er angitt. De viste kurver for konstant sikkerhetsfator er opptegnet slik at sirkelflater med sentrum på denne kurve og som videre går gjennom et bestemt punkt eller tangerer fjell gir samme sikkerhetsfaktor. På enkelte profiler er bare angitt den kritiske glidesirkel.

Ved beregning med sammensatte glideflater blir likeledes glidelegemet oppdelt i lameller. Det er her foretatt en likevektsbetraktning for lamellene hvor det er tatt hensyn til de skjærkrefter og normalkrefter som opptrer mellom lamellene. Sikkerheten defineres som forholdet mellom den midlere skjærfasthet og den midlere opptredende skjærspenning langs glideflaten. Den sammensatte

glideflate kan legges med vilkårlig form og følge de svakeste lag i grunnen. Den får derfor ofte en flatere og mer langstrakt form.

Det er ved stabilitetsberegningene forutsatt at profilet er representativt for en större strekning. Hvis dette ikke er tilfelle eller at sikkerhetsfaktoren forandres på en kort strekning til begge sider, må dette tas i betraktning ved en samlet vurdering av skråningens stabilitet.

Stabilitetsforhold for nåværende terreng.

På grunnlag av de utförte beregninger kan det settes opp följgende verdier for sikkerhetsfaktorene i de 3 profiler:

Profil	I	$F_s = 1,15$
"	II	$F_s = 1,15$
"	III	$F_s = 1,00$

En sikkerhetsfaktor på 1,0 vil si at den midlere opptredende skjærspenning er lik den midlere målte skjærfasthet langs glideflaten. Beregningen viser således at terrenget ved profil III er i labil likevekt.

Profilene I og II kan sies å være stabile, men viser for liten sikkerhet til at det kan tilrådes å bygge langs skråningen.

Disse verdier for sikkerhetsfaktorene dannet grunnlaget for den konklusjon som ble trukket da instituttet fant å måtte fraråde at Materialteknisk institutt ble oppfört etter de foreliggende planer.

Stabilitetsforhold etter senking av platået til kote 53.

En senkning av platået til kote 53 innebærer en vesentlig hevning av sikkerhetsfaktoren for profil I og II, men noe mindre for profil III. Beregningen viser her följgende verdier:

Profil	I	$F_s = 1,45$
"	II	$F_s = 1,45$
"	III	$F_s = 1,15$

Senkningen av platået vil med tiden medföre en reduksjon av leiras skjærfasthet på grunn av avlastningen. Denne reduksjon i skjærfastheten er

imidlertid her liten, og en senkning av platået til kote 53 kan således sies å gi tilstrekkelig sikkerhet for profilene I og II, mens sikkerhetsfaktoren i profil III er noe for lav til at skråningen kan ansees for å være tilstrekkelig stabil ved bebyggelse.

Kontrafylling i profil III.

En ytterligere bedring av stabiliteten i profil III kan oppnås ved at det foretas en oppfylling ved foten av skråningen i form av en kontrafylling. For at man skal oppnå en vesentlig økning av sikkerhetsfaktoren også for de lange glideflater, må kontrafyllingen föres et godt stykke ut på flaten ved foten av skråningen.

Med den kontrafylling som er vist på kartet i bilag 17 og profil i bilag 15, vil sikkerhetsfaktoren öke fra 1,15 til 1,30.

Den viste kontrafylling inneholder ca. 9000 m^3, og er etter instituttets mening et minstekrav for at det skal oppnås en tilfredsstillende sikkerhet i profil III. Kontrafyllingens störrelse og utforming må være avhengig av hvilke masser som önskes plasert her og planer for fremtidig utnyttelse av arealet. Spörsmålet om hvor meget masser som kan plaseres på dette sted uten at det oppstår stabilitetsproblemer lenger ute, vil bli besvart i en tilleggsrapport så snart de supplerende boringer foreligger.

Stabilitetsforhold ved en direkte fundamentering av hallbygget etter senking av platået til kote 53.

I fölge de opprinnelige planer er hallbygget prosjektert fundamentert på stålpeler til fjell. Under forutsetning av at stabiliteten av platået er tilfredsstillende, foreligger også muligheten av å foreta en direkte fundamentering av hallbygget på sålefundamenter.

Det er derfor utfört stabilitetsberegninger også for dette tilfelle for profil I og II som skjærer hallbygget.

Resultatet av disse beregninger fremgår av bilag 13 - 14, hvor oppgitte vegglaster og jevnt fordelt last er angitt. En direkte fundamentering av hallen medförer en reduksjon i sikkerhetsfaktoren for profil I og II fra 1,45 til 1,30.

7. Fundamentering av hallbygget.

Pelefundamentering.

Ved en pelefundamentering av hallbygget er det forutsatt anvendt brukte jernbaneskinner.

Fjellets beliggenhet under hallbygget varierer i fölge tidligere opptegnet fjellkotekart fra kote 41 midt på nordre langvegg til kote 32 i sydvestre hjörne. Ved senking av platået til kote 53 skulle således pelelengdene bli 11 - 21 m og i middel ca. 17 m.

Resultatet av de utförte korrosjonsundersökelser viser at leira er forholdsvis lite korrosjonsfarlig. Der hvor pelene blir stående i leire under grunnvann, skulle det således være tilstrekkelig å beskytte pelene ved smöring. Gjennom det övre sandlag på det vestre parti av hallen blir det imidlertid nödvendig å stöpe om pelene til et lite stykke ned i den underliggende leire. Da grunnvannet her ligger dypt, er det ikke mulig å beskytte pelene på annen måte gjennom sandlaget, for eksempel ved katodisk beskyttelse. Hvorledes omstöpningen av pelene skal utföres, må være gjenstand for en nöyere overveielse. Det vil være gunstig å fjerne massene i et foringsrör enten ved spyling eller ved skovling, slik at man ikke får massefortrengningen ved ramming.

Tillatt belastning på pelene må fastsettes under hensyntagen til faren for utknekning i det blöte kvikkleirelaget over fjell.

Stålpelene har relativt lite tverrsnitt og massefortrengningen og omröringen i en sone rundt pelene blir små. Under forutsetning av at platået har en tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning skulle det således ikke være noe fare for stabiliteten under rammingen.

En fundamentering på stålpeler til fjell må ansees å gi en fullgod lösning.

Sålefundamentering.

Under forutsetning av at det tilveiebringes en tilfredsstillende stabilitet for platået, foreligger også muligheten av å foreta en direkte

fundamentering av hallbygget på såler.

Ved senkning av platået til kote 53 og frostfri fundamentering i 1,6 m dybde for yttervegger og 1,0 m dybde for innvendige fundamenter vil underkant såler bli liggende på henholdsvis kote 51,4 og 52,0. Leira like under fundamentsålene viser noe varierende skjærfasthet fra 2,5 - 5,0 t/m^2 på arealet for hallbygget. På den vestre del av bygget er det sand under fundamentene.

Det vil være mest hensiktsmessig å fundamentere hallbygget for en bestemt enhetsbelastning i t/m^2, og tillatt belastning må da fastlegges på grunnlag av den minste skjærfasthet i leira.

Tillatt belastning bestemmes ut fra formelen:

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

hvor q = tillatt belastning i t/m^2

γ = midlere romvekt av gulv og jord ned til underkant fundament i t/m^3.

D = dybde til underkant fundament fra laveste nivå på siden av fundament i m.

s = midlere skjærfasthet i leira under fundament i t/m^2.

F_s = sikkerhetsfaktor.

N_c = koeffisient som er avhengig av fundamentets dybde og form.

$$N_c = 5 \left(1 + \frac{B}{5L} \right) \left(1 + \frac{D}{5B} \right)$$

hvor B = fundamentets bredde.

L = " lengde.

D = " dybde.

Innsettes følgende verdier i formelen for tillatt sålebelastning, får man:

$$q = 2 \cdot 1 + 6 \frac{3}{2} = 11 \text{ t/m}^2$$

<u>Setninger ved sålefundamentering.</u>

Ved senkning av platået til kote 53 vil det bli foretatt en avlastning

på ca. 5 t/m^2 over hele arealet. Den samlede belastning av hallbygget er vesentlig mindre enn dette. Setningene vil følgelig bli relativt små, idet man ikke får noe konsolidering av de dypereliggende leirlag. Det blir kun lokalt like under fundamentsålene at man får en tilleggsbelastning på leira. Da leiras egenskaper like under fundamentsålene varierer noe over hallbygget, må man gjöre regning med noe setningsdifferanser. Disse setningsdifferanser ansåes til å bli av störrelses et par centimeter.

For spennplaten vil ved direkte fundamentering setningsdifferansene anslagsvis kun bli av störrelse noen få millimeter.

Rystelser.

Det er av konsulenten angitt at det på oppspenningsplaten vil bli plasert maskiner som gir rystelser og likeledes vil man kunne få kraftige sjokk når prövestykker ryker. Såvidt instituttet kan bedömme denne sak på grunnlag av de foreliggende opplysninger skulle de rystelser det her gjelder ikke ha nevneverdig innflytelse på stabilitetsforholdene, eller hallens og spennplatens setninger.

Hvorvidt rystelser i platen vil kunne virke uheldig for oppstillinger på denne kan instituttet ikke bedömme. Da man ikke har noe nærmere kjennskap til rystelsenes störrelse og karakter kan det vanskelig bedömmes om rystelsene vil være merkbare i större avstand fra bygningen.

Hvis man velger å legge spennplaten direkte på grunnen, men vil ha anledning til senere å sette den på peler for å redusere de vertikale rystelser, hvis det skulle vise seg påkrevet, kan dette muligens gjöres ved å lage utsparinger i platen för eventuelle fremtidige peler. Det kan også ved direkte fundamenter stöpes et avretningslag og legge platen på et elastisk underlag.

Senkning av platået.

Ved avskaving av platået vil man komme ned i middels fast leire. Under arbeidet vil denne kunne bli ytterligere oppblött i overflaten. Planeringen vil således ikke uten videre kunne trafikkeres med biler og graveutstyr. Av hensyn til fremtidig trafikk på området og for gulv i hallbygget, må det legges ut et bærelag på planeringen. Det gjelder derfor å velge en mest mulig hensikts-

messig plan for avgravningen og utleggingen av bærelaget. Det vil da antagelig svare seg å grave ned i full dybde også for bærelaget med en gang. Bærelaget må man söke å få lagt ut så rent og intakt som mulig med en gang uten forurensninger av leire. Direkte på leirplaneringen må det först legges et solid sandteppe. Det kan her anvendes sandmasser som graves ut på det vestre parti av platået.

8. Konklusjon.

I anledning planer for oppföring av Materialteknisk institutt ved Norges tekniske högskole på söndre del av Glöshaugplatået ved idrettsplassen, har Norges geotekniske institutt utfört omfattende grunnundersökelser og stabilitetsanalyser.

Området begrenses mot syd av en skråning fra platået som ligger på kote 55,5 ned til Lerkedal hageby på kote 35 - 40. Formålet med undersökelsene har först og fremst vært å klarlegge stabilitetsforholdene for platået langs denne skråning.

Grunnforholdene kan i store trekk beskrives på följende måte:

Under et övre 1 - 2 m tykt törrskorpeleirlag består grunnen på den syd-östre og största del av området av middels fast til fast mjelig leire til 10 - 15 m dybde. Under denne dybde og direkte mot fjellet ligger et 6 - 8 m tykt lag av blöt til middels fast kvikkleire. Dette kvikkleirelaget kiler noe ut i sydlig retning under skråningen og er ved foten av skråningen 2 - 4 m tykt.

På det vestre parti av området er det under et övre ca. 2 m tykt törrskorpeleirlag sand. Dette sandlaget tiltar sterkt i tykkelse mot vest. Under sandlaget igjen er det tilsvarende grunnforhold som i öst med et fastere leirlag og kvikkleire ned mot fjellet.

De geologiske undersökelser har vist at Glöshaugens leirmasser for en stor del ikke er primært avsatt på dette sted, men at terrenget er dannet ved skredvirksomhet.

Stabilitetsberegningene er gjennomfört i tre profiler over skråningen for nåværende terreng og under forutsetning av at platået senkes til kote 53 og med samtidig plasering av en kontrafylling ved foten av skråningen på det

syd-vestre parti og videre med og uten belastning fra hallbygget.

Sammenstillet har beregningene gitt følgende resultat:

Situasjon	Sikkerhetsfaktorer		
	Profil I	Profil II	Profil III
Nåværende terreng	1,15	1,15	1,00
Platået senket til kote 53	1,45	1,45	1,15
Platået senket til kote 53 og kontrafylling	1,45	1,45	1,30
Platået senket til kote 53, kontrafylling og belastning fra hallbygget.	1,30	1,30	1,30

Undersökelsene viser således at det for nåværende terreng er en lav sikkerhet for profilene I og II og i profil III er terrenget beregningsmessig i labil likevekt. Selv om de prosjekterte bygninger ikke skulle forverre stabiliteten vil det være utilrådelig å gå igang med byggearbeider under slike forhold.

Ved profil III hvor det ikke er noe sikkerhet mot skred bör det etter instituttets mening foretas en evakuering av hyttebebyggelsen ved foten av skråningen så snart som mulig.

For å kunne utnytte tomten på platået til det planlagte Materialtekniske institutt blir det nödvendig å foreta en sikring av terrenget. Dette kan naturlig gjöres ved å senke platået og legge ut en kontrafylling ved foten av skråningen.

Hallbygget er opprinnelig prosjektert fundamentert på stålpeler til fjell. Under forutsetning av at det tilveiebringes tilfredsstillende stabilitetsforhold for terrenget, foreligger også mulighetene for å fundamentere hallbygget direkte på såler.

Ved å senke platået til kote 53 og legge ut en kontrafylling som vist på kart i bilag 17 vil en ved direkte fundamentering av hallen få den samme sikkerhet, 1,3, for alle tre profiler som dekker sydskråningen ut for Materialteknisk institutt. Under kontrafyllingen vil man med tiden få en fasthetsökning som fölge av konsolideringen, mens man under platået får en svak reduksjon av fastheten som fölge av avlastningen. For hallbygget er det regnet med jevnt fordelt nyttelast 1,0 t/m^2, men denne vil neppe bli fullt utnyttet.

Ved en vurdering av de krav som må stilles til sikkerhetsfaktorens störrelse, må man ta i betraktning på hvilke grunnlag sikkerheten er fremkommet. Der hvor den vesentligste del av sikkerheten, som i det foreliggende tilfelle, er tilveiebragt ved en bedring ut fra bestående forhold, vil man kunne nöye seg med en mindre sikkerhetsfaktor enn om denne er fremkommet som en ren beregningsverdi med de usikkerheter som ligger i undersökelsene og beregningene. Alle forhold tatt i betraktning er det instituttets mening at en senkning av platået til kote 53, en kontrafylling som angitt og direkte fundamentering av hallbygget gir tilfredsstillende stabilitetsforhold.

Det vil muligens bli aktuelt å komme igang med hallbygget för kontrafyllingen er utfört, idet det kan ta noe tid å få fjernet hyttene. Under forutsetning av at platået senkes til kote 53 også på partiet ved profil III vil det etter instituttets mening være forsvarlig å gå igang med hallbygget. Det forutsettes da at kontrafyllingen er utfört på det tidspunkt da hallbygget står ferdig.

Det har vært fremsatt en rekke alternative forslag til plasering av Materialteknisk institutt som består av hallen og to blokker, B og C. Fra geoteknisk side har det etter at man ble klar over at stabiliteten var dårligst på den vestre del av området, vært fremholdt önskeligheten av å trekke anlegget så langt öst og inn fra skråningen som mulig, med plasering av de tyngste belastninger på den östre del av platået. Den nå mest aktuelle planlösning forutsetter en speilvending av den opprinnelige plan. Dette innebærer både geoteknisk og fundamenteringsmessig visse fordeler, og man oppnår derved större utvidelsesmuligheter for hallen. Blokkene B og C kan plaseres på östre del av platået, men fundamenteringen av blokkene kan först fastlegges etter at det er utfört supplerende undersökelser med boringer lenger öst enn det som nå er utfört. Ved fundamentering av tunge bygninger som krever peler til fjell vil

dette stille seg gunstigst på det östre parti, idet det her er leire helt opp til terreng og man unngår omstöpning av stålpeler. Dybdene til fjell er også noe mindre i öst enn i vest. Leira er relativt lite korrosjonsfarlig slik at det i leira skulle være tilstrekkelig å beskytte pelene ved smöring.

Selv om det ikke er absolutt påkrevet vil det stabilitetsmessig være gunstig å trekke anlegget litt inn fra skråningen. Hvis det skal legges kjöreveg på sydsiden, må det i alle tilfelle utföres slik at man unngår utfylling.

Under forutsetning av at hallbygget kan tåle et par centimeter ujevne setninger vil det kunne fundamenteres på såler. Ved en fremtidig utvidelse av hallen vil det også være en fordel om den er fundamentert på såler, idet stålpeler på den vestre del av området krever omstöpning gjennom sandlaget som her er relativt tykt.

De rystelser som man vil få på spennplaten antas ikke å ha noen betydning for stabiliteten og setningene. For å kunne gardere seg mot andre ulemper ved rystelsene er det nevnt den mulighet å lage utsparinger i platen slik at man senere kunne sette platen på pelen hvis det skulle vise seg påkrevet. Det kan også stöpes et trau eller avretningslag for platen slik at denne kan legges på et elastisk underlag.

Ved senking av platået til kote 53 blir det nödvendig å legge ut et bærelag på leirplaneringen. Det gjelder her å velge en hensiktsmessig plan for avgravningen og utleggingen av bærelaget.

Den avgitte kontrafylling inneholder 9000 m^3. Hvor meget masser det er mulig å plasere på dette område vil bli besvart i en tilleggsrapport såsnart de videre boringer som pågår langs begrensningen av kontrafyllingen er avsluttet. Det pågår også undersökelser av sydskråningen lenger vest utenfor kjemi, og den endelige utforming og störrelse av kontrafyllingen vil også kunne bli noe influert av resultatet av disse undersökelser, samtidig som man til en viss grad vil kunne ta hensyn til de fremtidige planer for utnyttelsen av arealene ved kontrafyllingen.

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

Laurits Bjerrum

Ove Eide