



1 3 8 3 1

NYTT POLITIHUS I OSLO

UTFØRELSE AV GRUNNARBEIDER
OG FUNDAMENTERING

SLUTTRAPPORT

28. desember 1976

INNHALDSFORTEGNELSE:

A.	INNLEDNING	side 3
B.	GRUNNFORHOLD	" 3
C.	GRUNNARBEIDER OG FUNDAMENTERING	" 4
D.	STABILITET. MIDLERTIDIGE AVSTIVNINGER	" 7
E.	REGISTRERING OG KONTROLL AV BYGNINGER	" 8
F.	DEFORMASJONS- OG PORETRYKKSMÅLINGER	" 9
G.	VANNINFILTRASJON	" 10
H.	SLUTTBEMERKNING	" 11

TEGNINGER:

6122-7	Situasjonsplan	(løs i lomme)
6122-15	Grunnvannstandsobservasjoner 1971-75	
6122-16	Geotekniske data, Prøveserie III	
6122-502z	Graveplan, fase III	(løs i lomme)
6122-503z	Orienterende fjellkoter med inntegnede peler og pilarer	(løs i lomme)
13831-501	Avregningsgrunnlag pilarer	
13831-509	Avregningsgrunnlag betongpeler	
13831-514	Prinsipp for utførelse av pilarfot	
13831-515	Avregningsgrunnlag for spunt	
13831-600	Grunnvannstandsobservasjoner 1976	
13831-601	Infiltrasjonsanlegg, registreringer	
13831-602	Systemskisse av infiltrasjonsspiss	
13831-603	Sammenheng mellom poretrykk og infiltrert vannmengde	

VEDLEGG:

Rapport av 18. mars 1976 vedr. sikring mot sulfatangrep
Brev av 15. mars 1976 vedr. vibrasjonsmålinger

Overingeniør; B. Finborud
Saksbehandler; T. Thorvaldsen / KH

A. INNLEDNING

Statens bygge- og eiendomsdirektorat (SBED) er byggherre for Nytt Politihus i Oslo som er under oppføring på hjørnetomten mellom Åkebergveien og Borggata. Byggeprosjektet omfatter oppføring av en høyblokk på 9 etasjer med 2-3 kjelleretasjer under terrengnivå, samt et bakhus mot Åkebergveien i 2 etasjer. Syd for høyblokken ligger det underjordiske garasjeanlegg og tilfluktsrom. Bebygget areal utgjør ca. 12.000 m², samlet gulvflate 45.000 m². Prosjektets beliggenhet er vist på situasjonsplanen, tegning nr. 6122-7.

Utførende arkitekter er Ark. MNAL Telje, Torp og Aasen, og rådgivende ingeniører i byggeteknikk er Dr.techn. Olav Olsen. Hovedentreprenør er Ragnar Evensen A/S.

Vårt firma er engasjert som rådgivende ingeniører i geoteknikk. Våre arbeider har omfattet grunnundersøkelser og prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeidene med utarbeidelse av anbudsspesifikasjoner. Vi har også forestått kontroll og oppfølging i utførelsesfasen.

Foreliggende rapport beskriver fremgangsmåter og utstyr som ble brukt under utførelsen av grunn- og fundamenteringsarbeidene. Den beskriver videre kontrolltiltak med tilhørende resultater samt erfaringer gjort under arbeidets gang.

B. GRUNNFORHOLD

For detaljert beskrivelse av grunnforholdene på tomten henvises det til vår rapport nr. 6122/4 del I, datert 25. juni 1975. Rapportens del II beskriver grunn- og fundamenteringsarbeidenes utførelse.

Løsmasseforhold.

Grunnen i området består i store trekk av en ca. 2-4 m tykk siltig tørrskorpeleire under et ca. 0.5 m tykt matjordlag. Tørrskorpen går gradvis over i en tildels meget bløt, siltig leire som enkelte steder er kvikk. Fastheten i den siltige leiren varierer, men ligger stort sett i intervallet 1-3 Mp/m². Prøveserie III, vist på tegning nr. 6122-16, gir et typisk bilde av løsmasseforholdene på tomten.

Fjellforhold/geologi.

Fjellforholdene er karakterisert av en nord-sydgående fjellrygg som skjærer

tvers gjennom tomten. Et relativt omfattende program for fjellkontrollboringer ble gjennomført for å få et mest mulig detaljert bilde av fjellforløpet. Ved avdekking, og ved ramming av peler og spunt, viste det seg imidlertid at fjellforløpet mellom boringene var langt mer kupert enn opprinnelig antatt. Det ble enkelte steder påvist overheng.

I byggetomten ble det avdekket en meget komplisert geologisk struktur med mange forskjellige bergarter. Tre bergarter er spesielt fremherskende: mænaitt, alunskifer og grunnfjellsgneiss. Mænaitt forekommer som permisk intrusivbergart spredt ut over hele tomten.

Mænaitten er en syenittisk bergart som er hard og lite oppsprukket. Gneissen i området er ikke fullt så hard og seig som mænaitten. Alunskiferen er vesentlig tettere og hardere enn det som er vanlig i Oslo-området, dette på grunn av en kraftig kontaktmetamorfose mot mænaitten.

C. GRUNNARBEIDER OG FUNDAMENTERING

Alle bygningskonstruksjoner er fundamentert til fjell, enten direkte på utsprengt fjell eller på peler eller pilarer. På tegning 6122-503z er vist orienterende fjellkoter med inntegnede peler og pilarer.

Vår kontrollfunksjon i forbindelse med fundamenteringsarbeidene har, foruten å omfatte normal teknisk kontroll, også omfattet økonomisk oppfølging med utarbeidelse av avregningsgrunnlag for peler, pilarer og spunt. På tegning 13831-501, -509 og -515 er vist eksempler på skjemaer benyttet for masseavregning.

I de påfølgende underkapitler skal de enkelte metoder og arbeidsoperasjoner omtales.

Borede pilarer.

I punkter med store lastkonsentrasjoner ble det benyttet borede pilarer av type Benoto 108/100: totalt antall 36 stk., samlet lengde ca. 500 lm, lengste pilar 17.5 m. For å utnytte tørrskorpens bæreevne for det relativt tunge pilarutstyret ble arbeidene utført fra opprinnelig terrengoverflate med varierende blindboringslengder.

Pilararbeidene forløp uten større problemer. Ved et par pilarer hvor fjell-

overflaten var spesielt steil, skrenset borrhøret uten å få fjellfeste. Problemet ble løst ved at man ved fjellfoten støpte ut ca. 1 m³ hurtigherdende betong. Borrhøret ble så etterfylt med pukk og trukket opp. Ved neste gangs nedpressing ble røret satt an med helning mot fjelloverflaten og dreiet noe ned i betongen før meislingsarbeidene startet. Prinsippet for utførelsen er vist på tegning nr. 13831-514.

I en rekke grunne pilarer med lite eller moderat innsig av vann ved pilarfoten ble utstøpingen foretatt i tørt rør. Forøvrig ble det foretatt utstøping i vannfylt rør (undervannsstøp).

Foruten de rutinemessige betongkontroll-prosedylene ble det i 3 pilarer nedsatt rør for sonometerlogging. Resultatene av den sonometriske kontrollen er presentert i vår rapport nr. 13831 av 21. april 1976. Sonogrammene viste jevn og god betong.

Sjaktede pilarer.

Pilarsjaktingen ble utført av Entreprenørservice A/S. Til sjaktingen ble det benyttet ca. 1 m lange skjøtbare stålrør med diameter 1.0 og 1.2 m. Bunnseksjonen var utstyrt med innvendig ring for montering av trespunt for tetting mot skrå fjelloverflate.

Grabbingen ble utført fra en spesiell rigg med stangstyrt grabb. Det ble ialt sjaktet og støpt 56 stk. pilarer, hvorav den lengste var vel 8 m lang. Der fjellhelningen i tverrsnittet var større enn 1:3 ble det sprengt en horisontal fjellfot og gyst bolter i fjell.

Den type utstyr som her ble benyttet er spesielt egnet for sjakting av relativt dype pilarer. Største pilarlengde må vanligvis bestemmes ut fra geotekniske kriterier, dvs. det skal til enhver tid være tilstrekkelig sikkerhet mot innpressing av leire ved fjelloverflaten i tørt rør.

De metoder som vanligvis benyttes ved sjakting av pilarer forutsetter at grabbing og fjellfotarbeider kan utføres i tørt hull.

Rammede betongpeler.

Pellearbeidene ble utført av Entreprenørservice A/S. Til rammingen ble det benyttet et beltegående aggregat påmontert 3 tonns fallodd. I områder med spesielt vanskelige grunnforhold ble det tatt opp 12 m lange "leirpølser".

Det ble benyttet prefabrikerte betongpeler av typen BB 28-16, produsert av B. Brynildsen & Sønner A/S, Moss. Det ble totalt rammet 367 stk. peler, tilsvarende et pelevolum på ca. 3.730 lm, hvorav ca. 50 lm ble vraket. Dette tilsvarer en vrakprosent på 1.3, hvilket er meget lavt ved det opptredende fjellforløp.

På grunn av skråfjell ble det gjennomgående benyttet ekstra lange fjell-spisser.

Graving, sprengning.

Gravearbeidene ble utført i henhold til anbudsrapportens instruks. Det ble totalt gravet ut ca. 55.000 t³ leirmasser. Gravearbeidene ble begünstiget av frost, hvilket i stor grad overflødiggjorde bruk av midlertidige anleggsveier der graveplanum under normale omstendigheter ville vært ufarbart.

I de enkelte utgravingsfaser ble det lagt restriksjoner på vekten av gravemaskinene for derved å unngå lokale stabilitetsproblemer på grave-stuffen. Den senere tids utvikling med bruk av store og tunge grave-maskiner (40-50 tonn) synes å nødvendiggjøre bruk av slike restriksjoner ved utgravinger i bløt leire.

Ved graving til endelig nivå i teknisk kulvert (innenfor innvendig avstivet spunt nr. 8) ble det påtruffet kvikkleire som fikk fullstendig flytende konsistens under utgravingen. Som en kuriositet kan det nevnes at man til forsterkning av endelig graveplanum måtte legge ut forskalingslemmer, da magerbetongen sank ved utlegging.

Under sprengningsarbeidene ble det i enkelte soner påtruffet alunskifer. Det ble foretatt analyser av skiferen og grunnvannet for å klarlegge grunnens aggressivitet og behov for eventuelle sikringstiltak. Resultatet av analysen er presentert i vedlagte rapport av 18. mars 1976.

Soner med blottlagt alunskifer ble isolert med påsprøytet asfalt, foruten at tilstøtende konstruksjoner ble utstøpt med sulfatresistent betong.

D. STABILITET. MIDLERTIDIGE AVSTIVNINGER

Utgravingsarbeidene ved Politihuset må karakteriseres som vanskelige, både på grunn av grunnforholdene, store gravedybder og komplisert geometri. På tegning nr. 6122-502z er vist prinsippene for utgravingen. På tegningen er også all spunt inntegnet. For å sikre stabiliteten i alle faser ble utgravingen delvis foretatt innenfor avstivet/forankret stålspunt, delvis med avlastningsfelt og til dels i kombinasjon med etappevis graving og oppføring av konstruksjonene.

Våre stabilitetsvurderinger i forbindelse med dette prosjektet har bestått i analyser på totalspenningsbasis (s_u -analyse) og med krav om sikkerhetsfaktorer i størrelsesorden 1.3 - 1.7. Sikkerhetsfaktorens størrelse er vurdert i relasjon til faren for deformasjoner på rammede peler og pilarer, samt konsekvensene ved eventuelt brudd.

Til midlertidige avstivninger er det rammet ialt 2670 m^2 spunt, for det meste av typen Hoesch med stålkvalitet St. 50/60. Følgende spunttyper har vært benyttet:

Hoesch 95	$W_x = 750 \text{ cm}^3/\text{lm}$
" 116	$W_x = 1200 \text{ cm}^3/\text{lm}$
" 134	$W_x = 1700 \text{ cm}^3/\text{lm}$
Belval BZ 350	$W_x = 1670 \text{ cm}^3/\text{lm}$

Det er i stor utstrekning benyttet forankring med stag, dvs. stangstag av typen Dywidag $\varnothing 32 \text{ mm}$ St. 80/105, ialt ca. 1100 lm, og kabelstag 7 stk. $\frac{1}{2}$ " spenntau St. 170/190, ialt 390 lm.

Spunt og avstivninger er dimensjonert for jordtrykk beregnet på totalspenningsbasis med sikkerhetsfaktor henholdsvis 1.0 og 1.5 på aktiv og passiv side.

$$\begin{aligned} \text{Belastning: aktiv side} \quad p_a &= \gamma \cdot z + p - 2 s_u \\ \text{passiv side} \quad p_p &= \gamma \cdot z + 2 s_u / 1.5 \end{aligned}$$

Som skjærfasthetsparameter s_u er benyttet registrerte vingeboringsresultater, samt resultater fra utførte prøveserier.

Markbelastningen p er gjennomgående satt til 1 Mp/m^2 . Vekten av en grave-

maskin eller annet tungt anleggsutstyr vil normalt utgjøre et større marktrykk. Disse lastene opptre imidlertid lokalt og over relativt kort tid, og er betraktet som en ekstraordinær belastning som ekvivaleres med en statisk langtidsbelastning på 1 Mp/m^2 .

På statisk ubestemte systemer er dimensjonerende brukslast i hver enkelt fase beregnet ut fra antagelsen om halvt mobiliserte spenninger fra foregående faser.

På konstruksjonsmaterialene er regnet med tillatte spenninger etter NS 424 A. Tillatt brukslast på henholdsvis stangstag og kabelstag er satt til 45 og 82 Mp. Stagene er prøvestrukket til 55 og 100 Mp og forspent til henholdsvis 25 og 50 Mp. Enkelte stag er avslakket på grunn av frost og teletrykk.

E. REGISTRERING OG KONTROLL AV BYGNINGER

Ved større byggeprosjekter er det av vesentlig betydning å foreta bygningsregistreringer og setningsobservasjoner på tilstøtende bygninger som antas å kunne påvirkes av byggarbeidene. Denne prosedyren er viktig, både for å sikre byggherre og entreprenør mot senere ansvarsforhold om påførte bygningsskader, og for å ivareta privatpersoners eiendom og interesser.

Før byggarbeidene startet opp ved Politihuset ble det foretatt detaljerte bygningsregistreringer av Bloms Oppmåling A/S. Registreringene omfattet bygningsbeskrivelser med fotografering av eksisterende skader.

Det ble i tillegg montert setningsbolter og foretatt jevnlig presisjonsnivellemerter på tilstøtende bygninger langs Borggata og Åkebergveien samt på Botsfengslet. Setningsobservasjonene vil pågå inntil all tilbakefylling og terrengarrondering er avsluttet.

Det ble allerede i 1970 etablert et system av piezometre i området for kontinuerlig observasjon av grunnvannstanden og eventuelle variasjoner i grunnvannstandsnivåene. På tegning nr. 6122-15 er vist plassering av piezometre samt resultater av grunnvannstandsobservasjonene fra april 1970 til desember 1975. På tegning nr. 13831-600 er vist resultatet av tilsvarende observasjoner fra april 1976. Grunnvannstandsregistreringene

vil pågå inntil byggearbeidene er avsluttet.

Den type anleggsvirksomhet som har pågått for Politihuset kan generelt forårsake bygningsskader på grunn av følgende forhold:

- rystelser på grunn av vibrerende belastninger fra sprengning, pele-ramming, spunting etc.
- deformasjoner på tilstøtende terreng inn mot byggegropen som følge av skjærdeformasjoner i grunnen
- setninger på grunn av grunnvannssenkning

Under sprengningsarbeidene ble det foretatt vibrasjonsmålinger på tilstøtende bygninger langs Åkebergveien. Det ble registrert vibrasjoner som ligger langt under den normalt aksepterte skadegrense. Resultatene fra vibrasjonsmålingene er presentert i vedlagte brev av 15. mars 1976.

Våre erfaringer fra dette anlegget viser at spuntramming i telet jord medfører merkbare vibrasjoner på direkte fundamenterte bygninger. Vibrasjoner kan, selv om de ligger under skadegrensen, ofte utløse spenninger i eksisterende konstruksjoner og resultere i mindre sprekke-dannelser i murverk og paneler.

For å unngå vibrasjonsskader på eksisterende fangemur rundt Botsfengslet ble deler av denne sikret med grindforskaling under utførelsen av grunnarbeidene. Muren er bygget opp av stein med forblendende fasader og synlige fuger. Etter at forskalingen var revet ble fasaden restaurert, fuger tettet og løse steiner fastkilt.

F. DEFORMASJONS- OG PORETRYKKSMÅLINGER

Setningsregistreringene viser at bebyggelsen langs Åkebergveien har satt seg noe, i størrelsesorden inntil ca. 15 mm. Deformasjoner av denne størrelsesorden må anses som uskadelige for de typer konstruksjoner det her er tale om.

Setningene i disse områdene skyldes trolig en pågående drenering i et morenelag over fjell. Grunnvannstands nivået varierer en del, men ligger stort sett relativt dypt, 2-4 m under terrengnivå. De dype piezometrene viser imidlertid et lavere poretrykk enn hva en hydrostatisk trykkfordeling

skulle tilsi. Piezometer 4 utenfor Åkebergveien 32 (tegn. nr. 6122-15) har stått i morenelaget over fjell og viser et trykkfall på 4 m vannsøyle fra august 1970 til januar 1974. Etter dette tidspunkt holder grunnvannstands nivået seg relativt konstant.

Registreringer på piezometer 13 og 14 (tegn. nr. 13831-600) kan indikere at grunnvannstanden har vært noe senket i byggeperioden, og det utelukkes ikke at denne variasjonen kan ha gitt et bidrag til de antatt pågående setninger. Setninger på grunn av skjærdeformasjoner i leiren antas å ha hatt minimal innvirkning på den aktuelle bebyggelsen langs Åkebergveien.

Det har knyttet seg spesielle problemer til grunnvannssenkningen i syd-øst ved fangemurens nordre hjørne og for tilliggende fengselsfløy som er fundamentert direkte på såler. Den del av fangemuren som ligger nærmest byggegropen ble underpinnet med stålpeler før gravearbeidene ble igangsatt, da en forventet at en grunnvannssenkning ville gi setnings-skader på konstruksjonen.

Ved å sammenligne grunnvannstanden i piezometer 12 med tidligere observert grunnvannstand i området (piezometer 1b og 3a) viser det seg at grunnvannsspeilet i byggeperioden har sunket ca. 2.5 m. Hertil kommer en forsterket drenering langs et morenelag over fjell på grunn av avdekning og sprengning av fjell i byggegropen. Registreringer på piezometer 10 og 10b viser at man tildels har hatt fullstendig drenerte forhold over fjell (0 poretrykk), hvor poretrykket etter en hydrostatisk fordeling skulle ligget på 5 til 6 m vannsøyle. Som følge av denne dreneringen ble det observert setninger på fengselsfløyen. Det ble likeledes meldt fra om at enkelte celledører var begynt å gå tregt. For å hindre videre setningsutvikling ble vanninfiltrasjon igangsatt.

G. VANNINFILTRASJON

Vanninfiltrasjon består i kunstig tilførsel av vann til grunnen for å kompensere for utdrenert vann og derved opprettholde den opprinnelige poretrykksfordeling. Vannet tilføres gjennom perforerte spisser med utforming som vist i prinsipp på tegning nr. 13831-602.

Foran den aktuelle fengselsfløyen ble det montert 5 brønnspisser for tilføring av vann. Brønnenes plassering og prinsipp for kobling er vist

på tegning nr. 13831-601. Brønnspiss V ble like etter montering påkjørt og ødelagt i forbindelse med pågående vedlikeholdsarbeider i luftegården.

Det viste seg i praksis vanskelig å tilføre like store vannmengder til hver spiss ved samme overtrykk. Dette skyldes trolig variasjoner i morenelagets tykkelse og i permeabiliteten i materialet som lokalt omsluttet spissene. Man valgte derfor å installere to kurser med forskjellige overtrykk, henholdsvis ca. 0.5 og 0.9 atm i forhold til referansenivået som er representert ved reduksjonsventilens høydeplassing. I tillegg ble tilført vannmengde delvis regulert ved å strupe enkelte av ventilkranene.

Et av problemene ved bruk av infiltrasjonsanlegg er at overtrykk og tilført vannmengde må holdes under en viss grense da det ellers kan oppstå utvasking og kavitasjonsdannelser. I dette tilfellet ble infiltrasjonsanlegget kjørt med mest mulig jevn vanntilførsel pr. spiss, ca. $4-6 \text{ m}^3$ pr. døgn. Det måtte samtidig benyttes et overtrykk på henholdsvis 0.4 og 0.8 atm på kurs 1 og 2, da brønnspissene ellers hadde en tendens til å tettes.

Etter at vanninfiltrasjonen ble igangsatt er det ikke registrert setninger på bygningen. På tegning nr. 13831-603 er vist et eksempel på sammenhengen mellom infiltrert vannmengde i brønnspiss 1 og poretrykksvariasjonene i piezometer 10 som står i morenelaget over fjell. Det fremgår av diagrammet at det er en klar sammenheng mellom de lokale variasjoner i infiltrert vannmengde og poretrykk.

I byggegropen kunne det observeres en betydelig vannstrøm i morenelaget over fjell. En vesentlig del av dette vanntilsiget beskrev seg trolig fra infiltrasjonsanlegget ved Botsfengslet.

For å opprettholde grunnvannsnivået i permanenttilstanden og for å hindre en større utdrenering av bakenforliggende områder, ble det støpt en tetningskjerne tvers over byggegropen der den karakteristiske fjellryggen er nedsprengt. Samtidig er det under dreinsnivå fylt tilbake med tette masser.

H. SLUTTBEMERKNING

Grunnarbeidene ved Oslos nye Politihus har vært av betydelig vanskelig-

hetsgrad. Den praktiske gjennomføringen av slike arbeider stiller strenge krav til entreprenørens kvalifikasjoner og fleksibilitet når det gjelder valg av utstyr og arbeidsmetoder. Det kreves også et nært samarbeide med konsulentene, da fremdriften og arbeidenes utførelse til stadighet vil være gjenstand for forandringer og revurderinger.

Ved utførelsen av grunnarbeidene har hovedentreprenøren og hans underentreprenører utvist stor dyktighet og god samarbeidsvilje, og arbeidene har vært vellykket gjennomført.

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S

B. Finborud
B. Finborud

T. Thorvaldsen
T. Thorvaldsen



Statens bygge- og eiendomsdirektorat
Postboks 8106
Oslo-Dep.
OSLO 1

HOVEDKONTOR
THV. MEYERSGT. 9, OSLO 5
TLF. (02) 35 51 30

DERES REF.

VÅR REF. 13831/ET/AMH

DATO 15. mars 1976

440-32
NYTT POLITIHUS I OSLO
BYGNINGSMESSIGE/UTOMHUSARBEIDER

Vedr. Oslo Politihus.

Vibrasjonsmålinger i Eiriksgt. 2 i forbindelse med sprengning 8/3.1976.

Vi utførte den 8/3.1976 vibrasjonsmålinger i Eiriksgt. 2 i forbindelse med sprengningsarbeidene for Oslo Politihus. Målingene ble utført på kjellergulv inntil yttervegg (mot Åkebergveien) og det ble benyttet to horisontale og et vertikalt seismometer.

I nedenforstående sammenstilling er resultatet av målingene vist:

	Hastighets- amplitude (mm/s)	Forskyvnings- amplitude (µm)	Dominerende frekvens (Hz)
Horisontalt	1.3	4	55
Vertikalt	0.7	2.5	44

De målte vibrasjoner ligger langt under de vanlige aksepterte skadegrenser for denne type bygningskonstruksjoner.

Med hilsen

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S

T.F. Barbo
T.F. Barbo

E. Tafjord

Kopi:
Byggelederfirma Kåre Hagen.
Ragnar Evensen A/S.

Resultatet viser at bergarten er en uforvitret, potensielt svellefarlig alunskifer. Faregrensen for reaktiv svovel anses å ligge i området 0.01 - 0.02 %.

Vi har også analysert prøver fra grunnvannet i området. Resultatet av laboratorieundersøkelsene er vist i nedenstående tabell.

Prøve	Ledningsevne v/18°C i mikromho/cm	Totalt oppløst mineralsalt i NaCl- ekv., mg/l	Oppløst sulfat SO ₃ , mg/l	Ph
A	1890	1150	204	7.78
B	1870	1000	728	7.41
C	34.5	18.5	-	6.75

Prøve A og B er hentet fra dype fundamentpunkter i byggegropens nordre begrensning mellom akse 9 og 12. Prøve C stammer fra tidligere undersøkelser utført i 1971 og er tatt ved piezometer 1a og 3. Det bemerkes at prøve A var sterkt forurensset av organiske stoffer.

Prøve B inneholder 728 mg/l SO₃, hvilket er over den vanlig aksepterte faregrensen på 300 mg/l SO₃. Dette vannet kan ha vært i kontakt med forvitrende alunskifer fra det nedsprengte området, og sulfatinnholdet er i så fall neppe representativt for grunnvannet i permanenttilstanden. Vi vil imidlertid ikke utelukke muligheten for at prøve B representerer det opprinnelig lett mobile grunnvann nær fjellflaten.

Prøve C viser imidlertid at grunnvannet som står i leiren ikke er aggressivt.

Vi har også tatt en fjerde vannprøve fra den dype utgravningen foran spunt nr. 6. Denne prøven er imidlertid forurensset av spylevann fra dyblingen, og er således ikke representativ.

Sikringstiltak.

På bakgrunn av foreliggende laboratorieresultater vil vi anbefale at alle betongkonstruksjoner som kommer i kontakt med eller i nærheten av alunskifer, støpes med sulfatresistent cement.

Vi anser det ikke for nødvendig generelt å benytte sulfatresistent cement i bygningskonstruksjoner under fremtidig grunnvannstand. Ved at det skal benyttes tette masser for tilbakefylling under grunnvannstanden vil vannstrømningen i området bli minimal, og mulighetene for å få tilført vann fra forvitrende områder er tilsvarende liten. Dessuten vil den høye betongkvaliteten og de relativt massive konstruksjonene gi tilstrekkelig beskyttelse mot en eventuell aggressivitet i grunnvannet.

Alle drenerør av betong som vil kunne lede vann fra områder med alunskifer, eller som på annen måte kommer i kontakt med alunskifer, må være sulfatresistente. SA-rør som blir liggende i grøfter gjennom områder med alunskifer må omstøpes med sulfatresistent cement.

I de deler av tomten hvor alunskiferen er eksponert i overflaten må denne forsegles etter de retningslinjer som er gitt i vår instruks for betongfundamentering i alunskifer.

Vi har foreløpig ikke full oversikt over i hvilken utstrekning alunskifer forefinnes i tomten. Vi forutsetter derfor at omfanget av sikringstiltakene avtales etter hvert som sprengningsplanum blottlegges.

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S

B. Finborud
B. Finborud

T. Thorvaldsen
T. Thorvaldsen