S.E. Barbo

FJELLSPRENGNINGS-TEKNIKK 1972

Foredrag holdt i Oslo 23. november 1972

BERGMEKANIKK 1972

NORWEGIAN ROCK MECHANICS 1972

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo, 24 november 1972
og fra medlemsmøtene i 1972

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET NIF

INGENIØRFORLAGET

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S
BIBLIOTEKET

FJELLSPRENGNINGS-TEKNIKK 1972

Foredrag holdt i Oslo 23. november 1972

BERGMEKANIKK 1972

NORWEGIAN ROCK MECHANICS 1972

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo, 24 november 1972
og fra medlemsmøtene i 1972

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET NIF

INGENIØRFORLAGET

H 07
Fjellsprengningsteknikk 1972

© Ingeniørforlaget A/S
Trykk: Hestholm Boktrykkeri
Oslo 1973

ISBN 82-524-0005-1

Innhold

Fjellsprengningsteknikk 1972

Dieseldrevet Alimak ved Borgund Kraftanlegg
Sivilingeniør Gunnar Klippenvåg 7

Stigortdrift i Romsdalshorn
Sivilingeniør Kåre Aas 11

Mekanisert boring i stigort
Bergingeniør Svend Øren 17

Erfaringer fra bruk av Cavo i tunneldrift
Sivilingeniør Aage Irgens 21

Vurdering av last- og bærmetoden
Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan 29

Systemteknisk utveckling av moderna tunnelborrningsaggregat
Tekn. dir. Lennart Ottosson 37

Erfaring fra fullprofilboring i grønnstein
Sivilingeniør Olav Torgeir Blindheim 47

Sjaktsprengning fra dagen mot 50 cm's grovhul
Ingeniør P.M. Nilsen 59

Erfaringer med stor hullavstand ved pallsprengninger
Bergingeniør Bjørn R. Petterson 63

Sprakefjell og sjaktprofil
Sivilingeniør R. Schach 71

Måling av belastninger på sikringskonstruksjoner med Glötzl-celler
Sivilingeniør R. Schach 75

Erfaringer fra våtsprøyting
Bergingeniør Knut Garshol 79

Sivilforsvaret bygger i fjell
Kontorsjef Jan Fuglaas 87

Televerket bygger i fjell
Overingeniør Johan Fredrik Baltzersen 91

Underjordsanlegg i Sveits
Sivilingeniør Jan A. Rygh 95

Bergmekanikk 1972

English summary after each paper.

Åpningstale ved Bergmekanikkdagene 1972
Sivilingeniør Einar Broch 105

A model study of air transport from underground openings situated below ground water level
N.R. Barton – Ph. D. 107

Vann- og luftlekkasjer gjennom sprekker i bergartsstykker
Sivilingeniør Per Heimli 137

Insitu tests for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings
E. DiBiagio and F. Myrvoll 143

Luft- og vannpressingsforsøk ved Jukla Kraftverk
Sivilingeniør Nils Th. Dannevig 157

Ingeniørgeologiske undersøkelser ved Bogna Kraftverk
Sivilingeniør Einar Broch 167

Ingeniørgeologiske kortidsprognoser ved tunneldrift – erfaringer fra Rendalen Kraftverk
Sivilingeniør Reidar Kjølberg 181

Norske ingeniørgeologer på forundersøkelser i utlandet
Sivilingeniør Per Bollingmo 189

Seismiske undersøkelser for fjellanlegg
Cand. real A. Øfsthus 197

Utdrag fra foredrag holdt på medlemsmøter i Norsk Bergmekanikkgruppe 1972

Synspunkter vedrørende injeksjonsarbeider i forbindelse med prosjekter der det stilles store krav til et fjellroms tetthet
Sivilingeniør Walter Hoffmann 205

Inntrykk fra en studiereise i Nord-Amerika
Lic. techn. Reidar Lien 213

Kort rapport om ingeniørgeologi og bergmekanikk i Finland
Sivilingeniør Einar Broch 217

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1972

Foredrag holdt i Oslo 23. november 1972

Dieseldrevet Alimak ved Borgund Kraftanlegg

Sivilingeniør Gunnar Klippenvåg – Astrup & Aubert A.s

Borgund Kraftanlegg i Lærdal bygges av A.s Hafslund for Østfold Fylke. Bygningsteknisk konsulent er Ing. A. B. Berdal. Astrup & Aubert A.s har de bygningsmessige arbeider for Seksjon I.

Trykksjakten er totalt 1160 m lang, den øverste delen har en lengde på 975 m fra tverrslaget. Helningen på sjakten er 45° og tverrsnittet varierer fra 5,5 m^2 til 6,8 m^2.

Til driving av den lengste del av sjakten ble brukt Alimakheis drevet med dieselmotor. Dieselmotoren er av type Deutz F3L 912 3 sylindret, 39 hk ved 2900 omdr/min. Max. hastighet: oppover 22 m/min. nedover 30 m/min. (ved rutsjing).

Dette var den andre dieseldrevne Alimakheis som ble tatt i bruk her i landet. Vassdragsvesenet har den første.

Det ble ialt brukt 46 arbeidsuker på drivingen. Største ukeinndrift var 32 m, og gjennomsnittlig inndrift var 21,2 m pr uke. Ukeinndriftene er vist i hosstående tabell.

Fig. 1 Ukeinndriften

Antall meter	Antall uker	
0–2 m	4 uker	= 8,7 %
10–14 m	4 »	= 8,7 %
15–19 m	10 »	= 21,7 %
20–24 m	9 »	= 19,6 %
25–29 m	15 »	= 32,6 %
30–32 m	4 »	= 8,7 %
Totalt 975 m	Totalt 46 uker	

Noen tall forøvrig:

Brukt borstål med lengde = 2,20 m
Gjennomsnittlig brytning = 2,11 m
Sprengstofforbruk = 4,5 kg pr m^3
Bormeter pr.m^3 = 8,0

Bemanning:

3 skift med 2 mann på stuff,
1 reparatør på dagtid,
2 vaktmenn (reparatører) på skift fra ca. pel 300.

Følgende tabell viser en oversikt over antall salver som er tapt og grunnen til dette:

Fig. 2 Oversikt hefttid

		% av total hefttid	% av total tid
Totalt antall skift	708		
Totalt tapt skift/salver	246		34,8
Montering laser, flytting laser, sprengt nisjer og rensk for stikning og kontroll	53	21,5	7,1
Ukerensk	32	13,0	4,5
Tiltrekking geidebolter	30	12,3	4,2
Stross	23	9,3	3,3
Sikringsarbeider, bolting, vann	16	6,5	2,4
Sydkom	16	6,5	2,4
Vannlekkasje geider	14	5,7	2,0
Nedskutt geide/rep. geider	11	4,5	1,5
Byggherrens stikningskontroll	10	4,0	1,4
Heft med laser	9	3,7	1,3
Heft med vannpumpe	7	2,8	1,0
Feil m/skyteledning, mistet skyteledn. i geiden	5	2,0	0,7
Reparasjon Alimak	4	1,7	0,6
Montert redningsheis, luftrenseanlegg og skyteledn. i geider	4	1,7	0,6
Div. heft: Pilsalver, dårlig luft/ladd, tordenvær, utskiftet selvlagde geider, feil m/jordledning til automatikk	12	4,9	1,8

Det ble ganske tidlig klaget over "dårlig luft" i sjakten og "dårlig sikt". Allerede ved pel 170 ble det vanskelig å se laseren på stuffen, og ved pel 220 måtte laseren flyttes opp i sjakten.

Det ble montert avgassrenser på motoren av type "Kirunarenaren". Man konstaterte at Kirunarenaren virket, men man kunne ikke påvise noen merkbar forskjell i sikt, og avgassrenseren ble demontert etter en tid.

Det ble montert separat luftledning fra pressehus til sjakten fra 2 stk. kompressorer på tilsammen 34 m^3. En av grunnene til dette var at de øvrige kompressorene brukte en oljetype som oljeleverandøren opplyste kunne irritere øynene. En annen grunn til separat luftledning var at under lufting i sjakten ble det brukt så mye luft at de øvrige sprengningsarbeidene ble skadelidende. Max. arbeidstrykk på pressene var 9,0 kg/cm^2.

Videre ble det innkjøpt en kjemisk lufttørker type VAN–AIR D24 som ble montert på tilførselsledningen til sjakten. Vi har ingen målinger som viser forholdet mellom kvaliteten av luften på stuff med og uten renseanlegg. Renseanlegget ble imidlertid koblet ut 2 skift da stuffen sto ved pel 900, men driverne reagerte med en gang og påsto de merket det på luften at den ble verre å puste i. Målinger viste at over 3 døgn ble det skilt ut ca. 6 liter vann med ørliten oljehinne gjennom renseanlegget.

En grunn til "dårlig luft – dårlig sikt" var nok at dieseltanken på motoren fikk en ørliten lekkasje som man overså til å begynne med. Det gikk en tid før man oppdaget at når Alimaken sto i 45° dryppet det diesel ned på motor og eksosrør. Vi mener det er en liten konstruksjonsmangel ved utformingen av dieseltanken idet leddet mellom

motoroppheng og drivverket ikke kan ta sideveis vinkelendring. Dette resulterer i at dieseltanken sprekker. Brakettene for bærerullene for motor ble ved dette forhold for svake, men sansynligvis sterke nok dersom nevnte ledd ble forandret.

Signalkabel – skyteledning

Lindén – Alimak A/B utviklet et system der man skulle kombinere telefon- og skyteledning. Geider ble benyttet som den ene lederen og en god PVC-isolert stålwire som den andre leder. Systemet ble godkjent av de nødvendige norske og svenske offentlige instanser, og systemet har virket utmerket hele tiden. Det var diskusjon om den beste måten å føre denne signalkabel/skyteledning fram til stuff på, men man valgte å trekke ledningen opp inne i ett av rørene i geiden. Ledningen hang på kabelrull nede og driveren trakk opp ledningen og tredde den gjennom luftkronen på toppen av geiden. Det viste seg at selv da man tok i bruk røret med skyteledningen i til også å føre luft fram til stuff, gikk det greit å trekke opp ledningen. Iflg. driverne var det nødvendig for 2 mann å trekke ganske hardt for å klare å trekke opp ledningen mot slutten av sjakten.

Å legge skyteledning/signalkabel inne i geiden har den fordel at ledningen ligger beskyttet hele tiden, ingen brudd – ingen feilleting.

Svakheten er i første rekke at man ikke har mulighet for telefonsamband under kjøring opp og ned i sjakten. Likeledes er det meget vanskelig å skifte ut sundslåtte geider i sjakten.

Til å hjelpe litt på forholdet med manglende mulighet for telefonforbindelse under kjøring i sjakten ble det anskaffet 2 fotballer som skulle kastes ut av sjakten dersom man fikk stopp under kjøring og det var nødvendig med assistanse av redningsheisen. Fotballene ble brukt en gang, men vaktmannen så de ikke nede. Man hadde muligheten til å demontere en geide og få tak i signalkabel, men noen nødsituasjon oppsto heldigvis aldri.

Stikning – bruk av laser

Vi valgte å bruke laser til å angi retningen. Det var nødvendig å flytte laseren i alt 5 ganger oppover sjakten. Vi oppnådde aldri lengre sikt enn ca. 200 m. Laseren ble montert i hengen litt til side for senterlinje. Laseren sto i kasse festet til fjellbolter, og det ble støpt mellom kasse og fjell. Utenpå var det beskyttelseskasse. Laseren sto stødig hele tiden. Det ble ikke benyttet batteri, men 12 volt spenning kom fra luftdrevet generator med luftuttak fra geiden. Det ble benyttet en vanlig luftlampe type FRIVO nr. 26101 ombygd for å få likestrøm. Flytting av laser med rensk av sjakt for stikking etc. tok 6 skift. Avvik fra teoretisk pkt. ved topp sjakt ble kontrollmålt til 15 cm i sideretning og 0 i vertikalretning. Baksikt ved fot sjakt var kun 20 m.

Borvann

Pumpe "Hardanger" type 50/3 ble kjøpt ny ved start, pumpen var utslitt like før sjakten var ferdig. Pumpen ble ombygd på anlegget for høyere trykk, og ga tilstrekkelig vanntrykk helt opp. Det forekom endel vannlekkasje i geider.

Tiltrekking geidebolter

Mye av heften skyldtes at geidbolter løsnet og måtte trekkes til. Første gang man konstaterte løse geidbolter var da stuff var ved ca. pel 200. Ved pel 300 måtte hele sjakten gåes over, og senere hadde vi mye heft grunnet dette forhold. Det ble kanskje så stort omfang av dette fordi vi ikke tok problemet alvorlig nok fra det oppsto. Vi hadde gjennomgående for stor avstand mellom geidboltene og geidene, dvs. mange mellomstykker. Vi forsøkte ikke med avstivning av geidene med bolter sideveis.

Jordgasser

I øvre del av fyllittskiferen i bergartsgrensen ble det påvist jordgasser (metan). Det ble utført prøver ved Institutt for Gruvedrift ved NTH, men mengden av metan var meget beskjeden. Samtidig ble det målt kulloksyd og nitrøse gasser fra dieselmotor, men mengden av disse lå godt under tillate grenser.

Konklusjon

Man fikk de største vanskelighetene nederst i sjakten. Ved pel 100 var det litt over 100 liter vann pr. min. på stuff. Denne vannlekkasjen gjorde sitt til at her sto ladden hele tiden. Laserstrålen ble hindret av denne fuktigheten. På det nedre parti måtte det strosses noe. Geidene ble her hengende langt fra fjellet, og det førte til ekstra vansker med at fjellbolter løsnet. I dette området hadde vi de fleste reparasjonene på geidene, vannlekkasjer etc.

Problemet med "dårlig sikt – dårlig luft" klarte vi ikke å løse. Laseren gikk ikke lengre enn 200 m.

Heisen hadde ikke deleforbruk før pel 280 (bortsett fra service). På slutten av sjakten ble rutsjebremseband skiftet annen hver uke.

Som reserveutstyr på lager til dieselmotor holder det med: starter, luftfilter komplett, batteri, viftereimer, startsnor.

Driverne brukte samme tid på salvene, inklusive kjøretid, mot slutten av sjakten som i begynnelsen.

Det finnes i dag 5 stk. dieseldrevne Alimakheiser her i landet, og "dieselmotoren er kommet for å bli".

Stigortdrift i Romsdalshorn

Sivilingeniør Kåre Aas – NVE

Romsdalshorn, 1555 m.o.h., ligger en mils vei fra Åndalsnes. På ca. K. + 15.00, 350 m inne i "Hornets" fot, tar trykksjakten til Grytten kraftstasjon til. Grytten – er vel ikke særlig kjent, men sies ordet Mardøla, da vet alle hvor vi befinner oss.

Stigorten vi der har drevet, er ca. 930 m lang i 45° og med tverrsnitt ca. 4,5 m^2. I tilknytning til denne skal vi ha en ca. 1400 m trykktunnel i fall 1 : 10 som er under driving fra et tverrslag inne på fjellet fig. 1.

Hele området ligger i det "Romsdalske grunnfjell" som vesentlig består av gneis. Fjellet er ganske tungsprengt og krever mye boring.

Ortens orientering i forhold til Romsdalshorn er slik at vi i svært liten grad har hatt føling med sprakfjell. Tre knusningssoner med relativt beskjedne karbonatslepper er passert under drivingen, og disse har kanskje også hatt en noe spenningsomlagrende virkning.

Sleppene ga endel vannlekkasje som var ubehagelig nok, men stort sett må en si at fjellet ikke har skapt problemer av betydning.

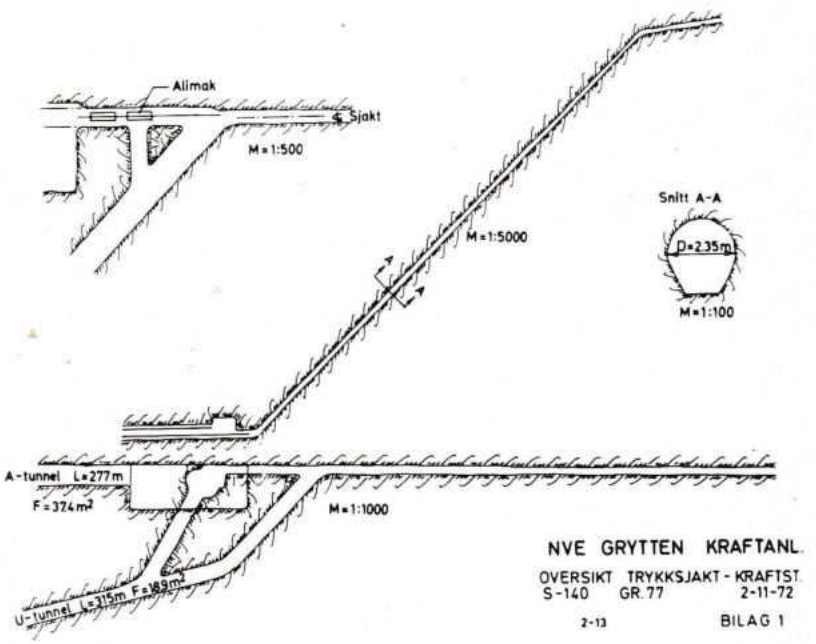
Det var klart at stigorten måtte drives med en eller annen Alimak Stigortheis. Tverrslag var utelukket bl.a. av naturvernmessige hensyn.

Valget sto mellom dieselhydraulisk og elektrisk drift, og resultatet ble det siste. Dog ville en dimensjonere utstyret slik at ombygging kunne foretas.

Alimak Stigortheis type STH–5EE ble valgt. Denne er utstyrt med dobbelt drivmaskineri samt utstyr forøvrig som svarer til dette. De to elektromotorene er på 10 Hk hver (380 V). Fig. 2.

Av bremseutstyr finnes håndbrems, dobbel sentrifugalbrems, samt fangapparat hvis hastigheten nedover skulle bli for stor (større enn 54 m/min).

Fig. 1



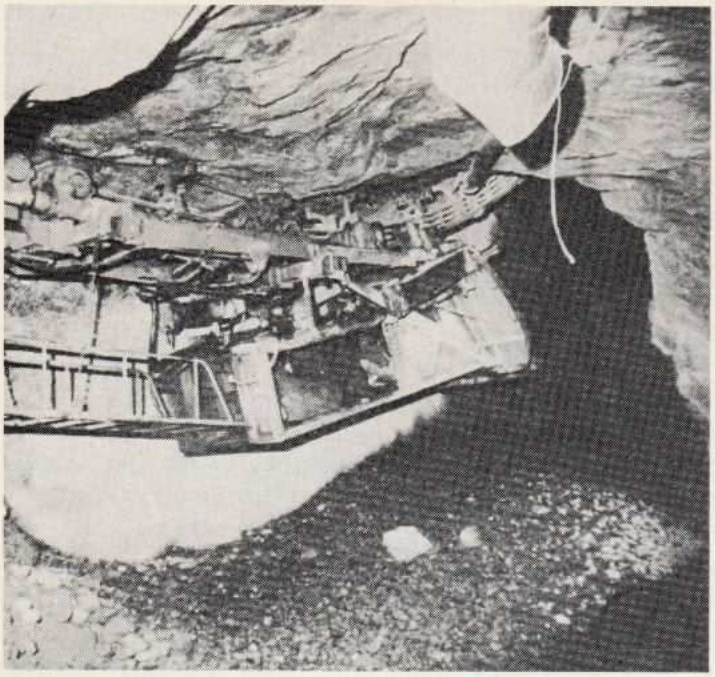


Fig. 2

Heiskurven har plass for 3 mann, og kurvens "tak" er arbeidsplattform.

Krafttilførselen til heisen skjer gjennom en 1050 m lang "Alimak spesialkabel" – 3 x 10 + 3 x 1,5 mm^2 med to bærende stålwirer. De tre små lederne nyttes til telefon og fjernstyring av luft og vann.

Kabelvekten er over 1 tonn, og vi var noe betenkt. Den elektriske utrustning ble prøvd på fabrikken med full belastning m.h.t. strømforbruk før levering.

Kabelen leveres fra en kabelvinde MKV–4 nede på sålen. Vinden har luftmotor som spoler opp kabelen på vinden når heisen går ned. Ved oppkjøring legger en kabelfører kabelen på ruller festet til geidene. Den henger ganske ubeskyttet mens heisen er oppe. Fig. 3.

Våre sikkherhetsregler for Alimak Stigortheis sier at ved driving av stigort over 150 m lengde og inntil 50° stigning, skal redningsheis være tilgjengelig.

Vi har rednings- og serviceheis av type "Alitrolly 5–E". Denne heisen har samme

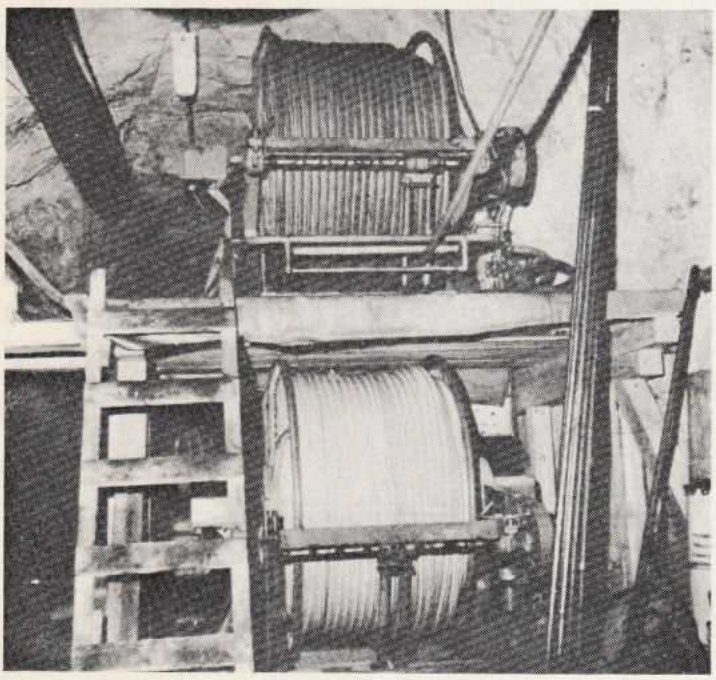


Fig. 3

drivverk som den andre heisen i standard utførelse, – samme type motor, bremser, kabel og vinde.

Heisene beveger seg som kjent med tannhjul på tversgående spesielle pinnstangbjelker – geider. Geidene er forøvrig sammensatt av 4 stk. 1 1/4" stålrør for luft og vann, og de kan være krumme eller rette med enhetslengder på 1 eller 2 m.

Stigorten er drevet med vanlige Atlas BBC 16 handholdte bormaskiner med korte matere.

Borevann er skaffet tilveie med en 7,5 Hk elektrisk drevet høytrykkspumpe "Hardanger type 50/3" med en kapasitet på 40–60 l/min. og regulerbart trykk opp til 70 kp/cm^2. Denne har virket bra, og gitt det nødvendige trykk og vannmengde helt til topp stigort.

Ventilasjon og ventilasjonsutstyr for denne stigorten er et kapitel for seg. Vi hadde installert skruekompressor til trykkluftforsyningen for utsprengning av kraftstasjonshall, div. tunneler og omtalte stigort. Luftens utgangstemperatur er her så lav at Arbeidstilsynet ikke krever etterkjølere. Det er sikkert ikke tenkt så mye på at denne luft også f.eks. i stigorter, brukes som ventilasjonsluft.

Det tok ikke svært lang tid før vi fikk erfare at noe måtte gjøres med ventilasjonsluften til stigorten, noe vi antok skyldtes for stórt oljeinnhold i luften. Prøver ble tatt, og "Statens Institutt For Folkehelsen" analyserte dem. Resultatet viste opptil 6,57 mg olje pr. m^3. Instituttet antok på det tidspunkt at oljeinnholdet ikke burde være mer enn 2–3 mg/m^3 med terskelverdi 5 mg/m^3. (Senere ble denne terskelverdi øket). Vi måtte gjøre noe, og det fort! Sjaktfolkene mente forholdene var uholdbare.

Etterkjølere på kompressorene ble montert, men enda var ikke forholdene gode. Prøver tar lang tid å analysere, og neste trekk vi tenkte på, var å rense luften.

Vi anskaffet og innstallerte et "Aerox Luftrenseanlegg type A–200" inne på luftledningen mellom kompressor og stigort. Dette er et filteranlegg som består av en trykkprøvet stålbeholder som inneholder:

et forfilter for faste partikler ned til 1 mm og fritt vann,–
et kullfilter som holder tilbake olje, og –
et etterfilter for faste partikler.

Kapasitet i fri luft ved 7 ato = 58 m^3 /min. En gang under drivingen av stigorten har vi skiftet kullfilter.

Ved monteringen av dette filtret oppdaget vi at pressluftledningen hadde et ganske tykt olje og fettlag.

Et ønske til hadde vi, og det var at driverne skulle slippe å kjøre gjennom skyteproppene, samtidig som vi ville bruke laserstråle til stikning. Dette krevde klar sjakt, og ventilasjon gjennom geider ville ikke dekke disse krav fullt ut. Betydelige mengder brukte 5" hurtigkoblingsrør var tilgjengelig relativt billig. Etter endel vurdering kom vi fram til at det ville være ønskelig å bruke disse, og monterte en høytrykksvifte (eller lavtrykkskompressor) av merke "Spellna type RV–34". Luft tok vi direkte fra en 50 cm ventilasjonsledning etter driften av tunnelen inn til stigorten.

Ved enden av en 900 m lang 5" rørledning vil en få ut 16 m^3 luft/min. ved et trykkfall på 3000 mm v.s.

Rørene ble montert til geidernes distansejern med stålband, og det bemerkelsesverdige er hvor godt disse rørene har tålt påkjenningen av salvene o.s.v. Denne tildels omfattende forbedring av ventilasjon og ventilasjonsluften ga svært tilfredsstillende resultater – også i form av kunnskap ved senere ventilasjon av stigorter.

Hele stigorten er stukket med laser (stråle). Instrumentet vi nyttet var en "Spectra Physics Laser type 120 T". Dette instrument ble festet på stålplate til kraftige bolter hvoretter det hele ble dekket med betong og 20 mm stålplate. Et 1" hull som kunne dekkes til, var åpning for strålen.

I den første tiden hadde feste- og justeringsskruene lett for å løsne. Noen flere problemer av betydning har ikke forekommet.

Fig. 4

Kontroll med at laseren sto i riktig stilling fikk en ved at strålen skulle passere en åpning i en pendel på et bestemt sted oppe i orta.

Kondens og støv reduserer laserens brukbarhet. Jeg vet at andre har hatt problemer allerede ved 250–300 m's stigorter. I vår stigort ble den brukt fra bunn til topp uten flytting.

Driften av de første ca. 230 m gikk kontinuerlig på 3 skifts drift. Dette var ikke den mest rasjonelle måte, men en ønsket å ha "noe å gå på".

Senere gikk vi over til 2 skifts drift med forskjøvne skift. 2 mann på stuff. Salvelengden var til å begynne med 2,40 m. Driverne hevdet bestemt at 2,20 m var riktig lengde bl.a. p.g.a. geidlengden, og stort sett ble denne salvelengde brukt. 2,40 m ble delvis brukt i kransen.

Fjellet er tungsprengt, men det tilsier dog ikke at ca. 50 hull som ble boret pr. salve, var nødvendig for å få fjellet ut. Salvene ble sterkt overladet med et sprengstofforbruk på ca. 7 kg/m^3.

Dette ga en finknusing av steinen nesten til pukkstørrelse, men så fikk en også svært liten skade på geider, kabel og annet utstyr. Og en slapp stort sett å ofre skift på geidutskiftinger og andre skader p.g.a. stein fra salvene. Fig. 4.

Maksimal inndrift pr. uke på 3 skifts drift var 29 m.

Maksimal inndrift pr. uke på 2 skifts drift var 24 m.

En bør også nevne at denne stigorten skal stålfores. Som følge av det, og for å redusere betongomhyllingen av stålrøret, inngikk i driverens akkord meget strenge krav til overfjell. Likeledes måtte profilet ligge bestemt i forhold til laserstråle og loddrett på denne. Kravene ble, med meget få unntak, oppfylt.

Pris pr. m sjakt ferdigdrevet ligger et sted mellom 1900–2000 kr. Heri har en en belastning av geider på ca. 300 kr/m.

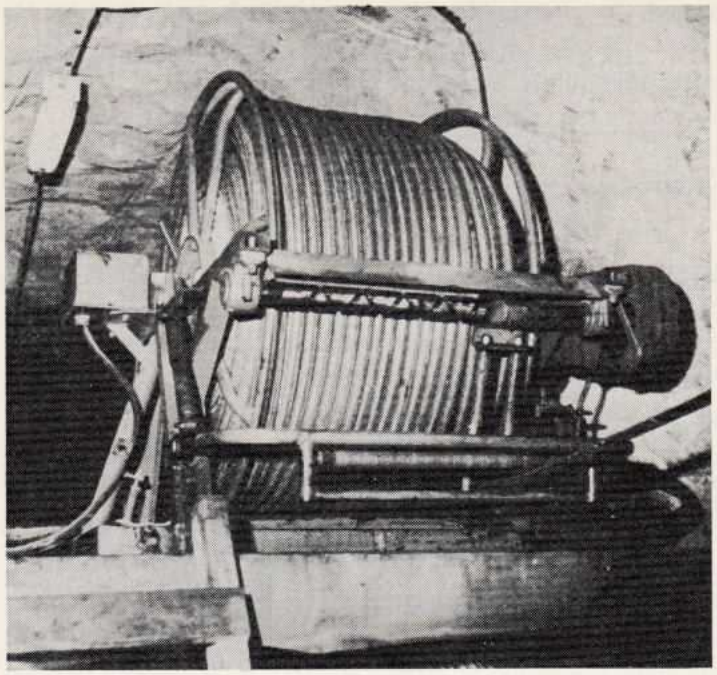
Vi startet med nytt utstyr og i alt vesentlig nye geider. Meget viktig er det at en starter med nye geidere i en så lang sjakt.

Driften har gått meget godt uten uhell av betydning. Kun en gang har vi fått kabelbrudd som følge av fjellrensk på stuff. Etter de erfaringer vi nå har, kunne nok orten vært drevet betydelig lenger med det utstyret som er nevnt tidligere. I det hele har vi vært svært fornøyd med det.

Jeg vil heller ikke unngå å nevne at vi har hatt dyktige og interesserte folk til å utføre arbeidet.

Spesielt bør nevnes reparatørene nede. De har ikke bare passet sin jobb, men også gjort flere forbedringer som bør nevnes, som bl. annet:

Fig. 5

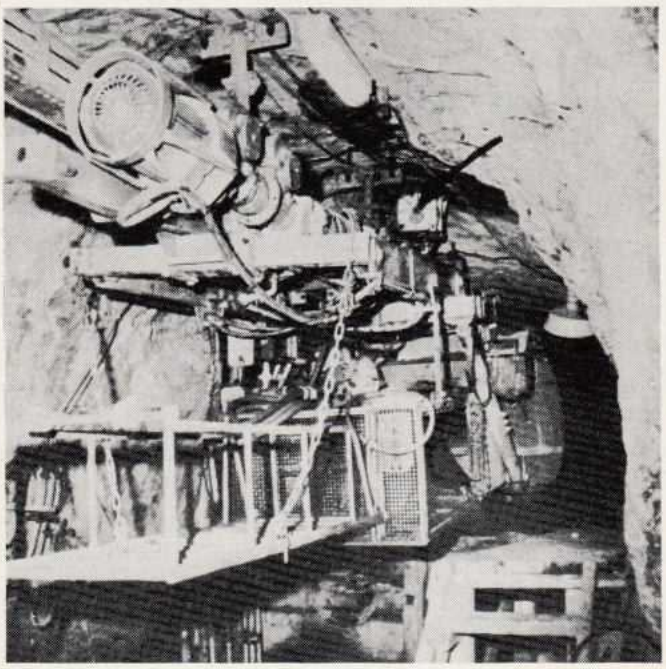


1. Når heisen beveger seg opp og ned i orten, kommer kabelen i bevegelse og svingninger. Dette skjer i praksis rykkvis. Når vi tenker oss at det i vårt tilfelle kan være ca. 1 tonn i bevegelse, vil det gi stor påkjenning for utstyret. Reparatørene fant da på å montere bilstøtdempere på kabelvindens manøverarm, og dette ga en utmerket dempende virkning på kabelen. Fig. 5.

2. Etterat salven er gått, settes luft og vann på for å spyle stuff og tvinge sprenggasser etc. ned. Her er montert et automatisk ur som stenger denne operasjon etter f.eks. 2 timer. Tilleggsventilasjonen står hele tiden på.

3. Når boringen er ferdig, er det slik at en ved fjernmanøvrering fra kurven kan stoppe luft- og vanntilførselen i luft- og vannsentralen på sålen. I tillegg til dette har reparatørene føyd nok en ventil til i systemet. Denne slipper luften ut av geidene og leder denne ut i tunnel ved en slange. Dette skjer i forbindelse med fjernmanøvreringen. Enkelt og effektivt.

Fig. 6



4. Heiskurv opphengt i rammen, ga ubehagelig vibrasjon og risting. Opphenget ble flyttet fram til frittstående hjulstell (oppheng for plattform). Det fikk da en diagnonalstilling med større påkjenning, men dette er kompensert med kjetting ved det tidligere feste. Kurven ble betydelig behageligere å ferdes i etter dette.

5. Luftspill med sakseklo er montert i hengen for å løfte geiderne opp i transportstilling, fig. 6.

Tilslutt et par ord om skytekabelens plassering. Denne har ikke fått noen endelig plassering i eller på geid. Vi har lagt den i plast vannledningsrør de nederste 200 m. Videre oppover har vi på hver geid innenfor pinnstangen sveist på et stålrør noen cm kortere enn geidene. Skyteledningen blir tredd gjennom disse, og det har virket bra.

Arbeidet med denne stigorten startet primo mai 1971 og rettstrekningen til overgangskurven på toppen var ferdigdrevet 23. august i år.

Det sies at denne orten er den lengste som til nå er drevet med elektrisk utrustning uten mellomstasjon av noe slag.

Mekanisert boring i stigort

Bergingeniør Svend Øren – Eget firmå

Takket være vårt samarbeide med norske gruver, entreprenører og Statskraftverkene er ALIMAK metoden og stigortheisutrustningen nå utviklet og gjennomprøvet slik at man med hell kan gjennomføre stigortdrift for lengder man knapt ville ha trodd var mulig for noen år tilbake.

En videre rasjonalisering av metoden er å mekanisere boringsarbeidet. Det kan da oppnåes:

Øket effektivitet med større inndrifter og med færre arbeidstimer pr. meter drevet stigort.

Bedre kvalitet på boringsarbeidet, parallelle hull og nøyaktige kranshull som hjelper til å holde det teoretiske profil og gir god kontur på fjellet.

Bedre arbeidsmiljø fordi borarbeidet blir lettere, driverne blir ikke utsatt for mulige skader p.g.a. vibrasjoner fra håndholdne stopere og knematere, og lydnivået kan bli lavere for driverne idet det blir større avstand fra dem til bormaskinen.

I 1969 besluttet Lindel-Alimak å utvikle et utstyr for mekanisert boring av stigorter og strosser i malmforekomster med helling under rasvinkelen. Utstyret skulle også omfatte lasting og transport av utskutt malm.

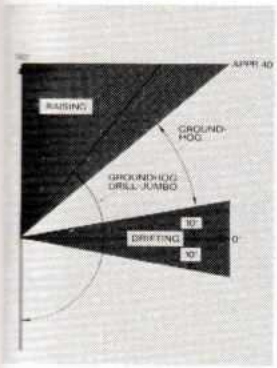
Systemet er blitt kalt GROUNDHOG. I fig. 1 ser vi det hellingsområdet utstyret arbeider i.

Det mørke felt dekkes av kjente metoder. G-H tenkes dekke området ned til – 45°.

Det var naturlig å gå videre på de tekniske prinsipper for stigortheisen, med en geid forankret i hengen, geiden oppbygget av pinnstang for tannhjulsdrift og av rør for transport av luft og vann til stuff.

På fig. 2 ser vi en GROUNDHOG Drill-Jumbo. Det geidgående borr-aggregat er utstyr med to hydrauliske rotabommer og klatremaskineriet med bremser og fangapparat er det samme som for stigortheisen. Det kan drives av luftmotor, el-motor eller diesel-hydraulisk motor. Borraggregatet har en lengde på 7,2 m, en minste bredde på 2,6 m, en minste høyde på 2,2 m og vekten er ca. 4500 kg. Med slike vekter er vanlig stigortheisgeider for svake, og vi har konstruert en ny sterkere og mere stabil G–H-geid med to pinnstenger, en på hver side. Følgelig er G–H utstyrt med dobbelt maskineri, et på hver sin side av geiden med inngrep i hver sin pinnstang. Transport og montering av geider er delvis mekanisert ved hjelp av en bevegelig arm.

Fig. 1



Rota-bommene er av type ALIMAK B–141 og utstyrt med kjedemater som drives av hydraul motor. Hydraulpumpen som mater motoren, drives av vår standard luftmotor som igjen får luft fra geiden.

Matningslengde er opp til 4 m med en materforskyvning på 1,6 m. Materne er dimensjonert for separatroterende bor-maskiner opp til 90 kg, og passende borstål er 1" helstangbor. Materne er utstyrt med automatisk tilbakegang og stopp av bormaskin etter utboret materlengde.

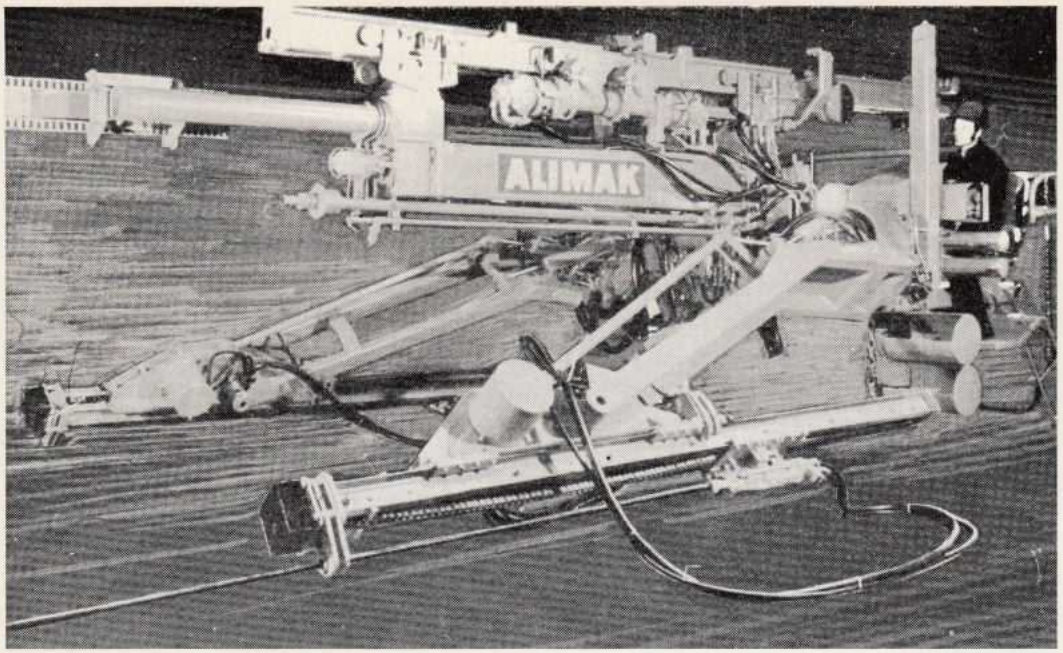


Fig. 2

Hver bom har en max. rotasjonsradius på 2500 mm. Avstanden mellom bommene kan varieres og derved også det profil aggregatet dekker.

Minereren sitter godt beskyttet bak på boraggregatet fig. 3. Under lading, rensking og montering av geider står han i en kurv som vist på fig. 4.

Geiden transporteres med en hydraulisk bevegelig arm. Denne kan vrides og trekkes tilbake slik at geiden kommer i riktig posisjon for fastskruing til underliggende geid og boring for ekspansjonsboltene, fig. 5. Av hensyn til vekten er geidlengden 1,5 m, men to geidseksjoner monteres sammen på sålen og transporteres i en lengde på 3 m opp til stuff.

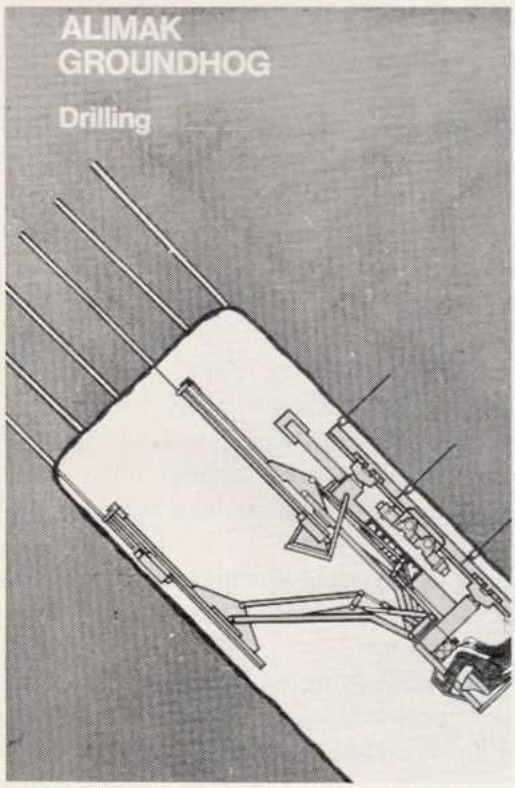


Fig. 3

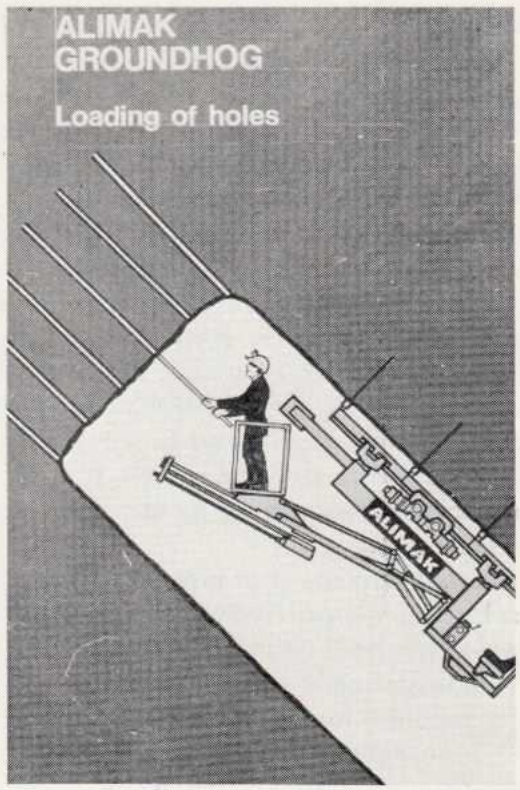
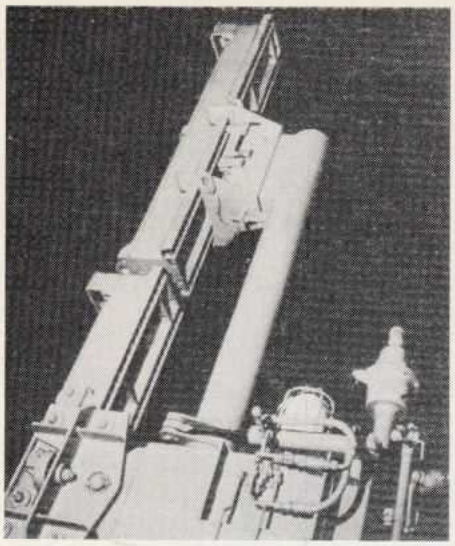
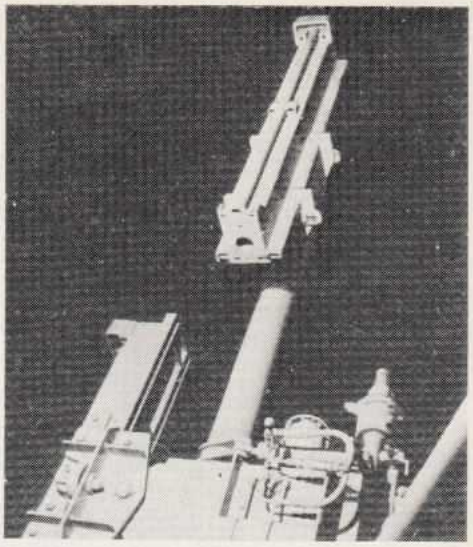


Fig. 4

Fig. 5





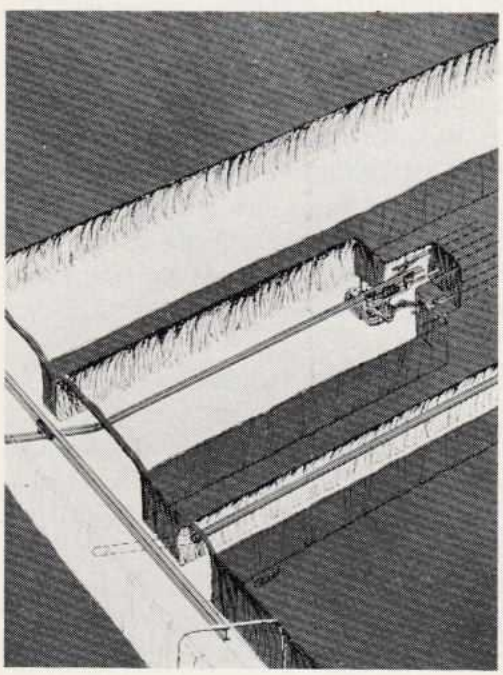
G–H-geiden kan også benyttes for driving etter den vanlige Alimak-metoden. Stigortheisen utstyres da med klatremaskineri arrangert som på G–H, altså med maskineri på hver side av geiden. Ved å benytte fire maskinerier kan man drive "full face" på profiler betydelig større enn vanlig i dag.

Et skjematisk snitt av malmbryting under jord med tre strosser som bores fra et G–H-aggregat er vist, fig. 6. Det er også mulig å vri rotabommen slik at den kan bore strossehull på tvers av geidens retning.

På fig. 7 vises arrangementet for en drift som nå er startet av en italiensk entreprenør, Codelfa, i Schweiz. Det skal bli en sjakt for fremføring av en "pipe-line" 660 m i 41° og rund Ø 3,2 m. Her er det el-motordrift, og på sålen finner vi standardkomponenter fra stigortheisen. Borbommens underside er forsynt med plattform og stige for å muliggjøre adkomst til stuff. En oppfellbar plattform er montert i maskinens underkant for å hindre mulighet for nedstyrtning, og de små skraverte felt er beskyttelse for driverne ved kjøring oppover.

Her har de nå drevet ca 200 m. Det har vært problemer med ulært arbeidskraft. De borer 56 hull og 2 grov-hull på salven med 3,20 bor og oppnår en inndrift pr skift på 3 m ved 3 skiftsdrift.

Fig. 6



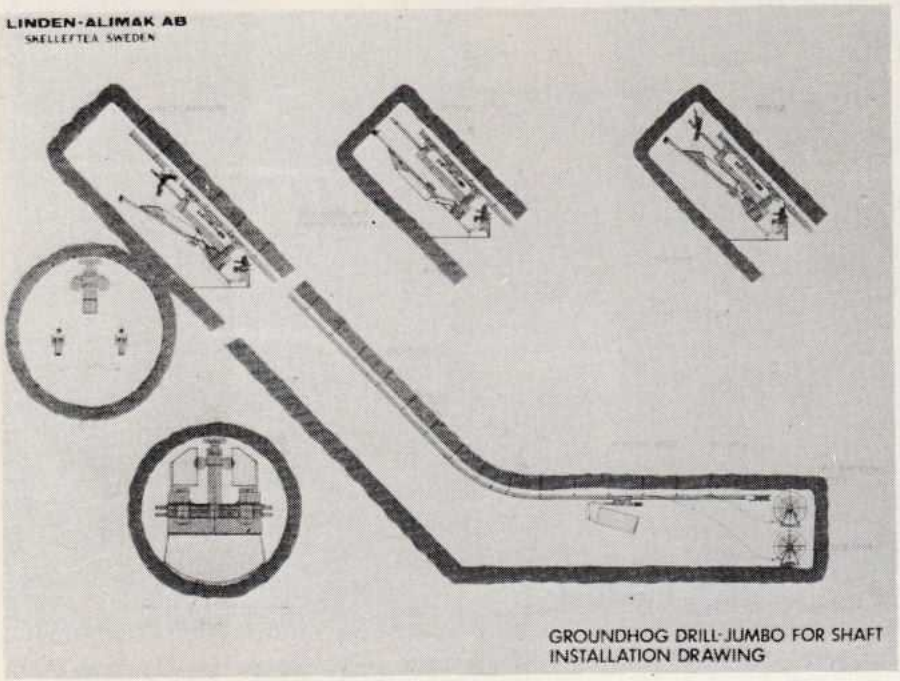


Fig. 7

Med øvet arbeidskraft og bedre forhold forøvrig kan lengre inndrifter forventes.

Men de største fordeler vi har, er at det nå åpnes muligheter for ytterligere automatisering av borarbeidet i stigorter, og med en videreutvikling av hydrauliske borbommer vil det forbedre arbeidsmiljøet i stigorten vesentlig ut over det stigortheisen i sin tid gjorde.

Erfaring fra bruk av Cavo i tunneldrift

Sivilingeniør Aage Irgens – N.V.E.

Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen driver i forbindelse med sin vannkraftutbygging tunneller med tverrsnitt som varierer over et stort område. Bortsett fra tverrslag og adkomsttunneller bestemmes tverrsnittet ut fra økonomiske betraktninger hvor marginalkostnadene ved øking av arealet avveies mot den aktuelle verdi av friksjons- og/eller flomtap. I grenselandet for den plass som i praksis er nødvendig for å benytte en vellykket kombinasjon av laste- og transportutstyr, kan det imidlertid være økonomisk å drive et tverrsnitt som ville ha vært for stort hvis en trinnløs variasjon i utstyrets størrelse hadde vært mulig.

Ved de anlegg NVE for tiden har gående, varierer økonomisk tunneltverrsnitt mellom ca. 6 og ca. 40 m^2. Drivelengden på én stuff kan gå opp mot 7,5 km. I fjellmassiver av noen størrelse kan etableringen av ekstra tverrslag medføre betydelige kostnader. Ved slike tunnellengder har skinnedriften vært enerådende, nær sagt uansett tverrsnitt, av ventilasjonstekniske grunner eller – ved mindre tverrsnitt – av plasshensyn. Skinnedriften har imidlertid stadig tapt terreng de senere år, av flere grunner. Manglende elastisitet når det gjelder stignings- og tippforhold krever ofte kostbare opptrekksanordninger eller omlastning til gummihjulskjøretøyer nær dagen. Mange tildels alvorlige yrkesskader kan direkte tilskrives sporbunden transport og skinnegangsarbeid. Mannskapsbehovet er stort, og arbeidet tildels slitsomt. En kan derfor si at ved tverrsnitt hvor en 7 tonns lastebil kan kjøre, er skinnedriften på vei ut av bildet, iallefall ved lengder inntil 3–4 km.

Som lastemaskiner på lastebiler og mindre dumpere i tverrsnittsområdet 13–40 m^2 er shovler på belter og hjul for tiden helt dominerende. Ned til ca. 25 m^2 er sidetippende belteshovel og lastebil (dumpere) ved siden av hverandre gjennomførlig og svært utbredt, men også fronttippende hjullastere med midtstyring brukes ofte. Dette er særlig tilfelle ved arealer opp mot den øvre grense av dette område, hvor nødvendig utvidelse av tverrsnittet på lastestedet er ubetydelig. Ved avtagende tverrsnittsareal vil lastenisjene representere en stadig større del av arbeidsvolumet og kostnadene ved tunneldriften. Går en til en økning av avstanden mellom nisjene, finner en snart at lastekapasiteten avtar tilsvarende.

Ved Skjomen-anleggene har en gått opp med arealet på en lang overføringstunnel fra 22 (optimalt tverrsnitt ifølge forprosjektet) til 27 m^2 for å kunne laste med sidetippende belteshovel uten nisjer. Her forbød bergtrykkets retning og størrelse et skreddersydd asymmetrisk profil, hvorved en kunne ha redusert arealet med 2–3 m^2.

Det finnes selvsagt grenser for hvor mye en kan øke et tunneltverrsnitt av hensyn til utstyret. I praksis vil det gjenstå et område mellom ca. 13 og 20 m^2 hvor en er henvist til en nisjelasting som innbyr til forsøk på å finne bedre løsninger. Her er da Cavo kastlastemaskin kommet inn i bildet.

Æren for å ha gitt opphav til eksperimentet med Cavo i NVE's tunneldrift tilkommer avd.ing. Trond Johansen i Skjomen. Som diplomoppgave ved NTH i 1970 fikk han bl.a. legge opp alternative driftsplaner med kostnadsoverslag for en ca. 2 km lang senkningstunnel ved Skjomen-anleggene, nødv. tverrsnittsareal ca. 14 m^2. Hans alternative lastemaskiner var Cat. 955 K beltelaster med sidetipp, Cat. 950 midtstyrt

Fig. 1

hjullaster og Cavo 520. Sammenligningen mellom kostnadsoverslagene falt ut til Cavoens fordel. Det ble imidlertid valgt en mer tradisjonell løsning for denne tunnelen. Interessen for Cavo var dog vakt, og i 1971 fikk en i stand en 3 ukers prøvedrift som var såpass lovende at NVE kjøpte prøvemaskinen. Den ble så senere satt inn i overføringstunnelen mot Durmålsvatn.

Skinneløse kastlastemaskiner er jo ellers ingenlunde noen nyhet ved tunneldrift. I 50-årene var den dieseldrevne overhead-laster Eimco 105 i skuddet. Av forskjellige grunner – bl.a. høye vedlikeholdskostnader – ble den imidlertid utkonkurrert av shovlene, selv om den kunne laste i 16–17 m^2 tverrsnitt og ikke hadde behov for nisjer.

Cavo er en luftdrevet kastlastemaskin på gummihjul fig. 1. Den fabrikeres av Atlas Copco AB i 2 størrelser, betegnet 320 og 520 med henholdsvis 300 og 600 liters skuff. Den leveres også som lastdumper under betegnelsene 310 og 511, og er spesielt som sådan kjent fra gruveindustrien. Cavo 520, som Skjomen-anleggene har anskaffet, svarer i størrelse omtrent til Atlas Copco's LM 250 skinnegående kastlastemaskin, og har en rekke komponenter felles med denne. I motsetning til LM 250 har Cavo 520 ikke svingende overbygg, og den har separat kjøremotor for hver side. Den har en største bredde på 2,24 m (over fotbrett), lengde 3,21 m og arbeidshøyde under kast 3,35 m. Kjøremotorene har hver en effekt på 12 HK, kastmotoren standard 25 HK (på NVE's maskin 40 HK). Luftforbruk ved 25 HK kastmotor er

Fig. 2

Fig. 3

oppgitt til 15 Nm^3 pr. min., arbeidstrykk 6–8 kp/cm^2 og vekt 7750 kg. Dekkdimensjon er 10,00 x 15", 14 lag. Ifølge svenske forskrifter for gruver er minste tillatte høyde x bredde for Cavo 520 – lasting 3,75 m x 3 m.

I prøvetiden ble maskinen satt inn i en 18 m^2 tunnel med flat såle, som senere etter planen er blitt lagt om til skinnegangsdrift. Trond Johansen hadde under sitt arbeid med diplomoppgaven gjort endel undersøkelser om passende kjøretøyer for Cavolasting. De som ble benyttet under prøvedriften, var BM Volvo 5,4 m^3 traktordumper type 631 (fig. 2) og Scania 110 lastebil med Foco dumperkasse fig. 3. Den oppnådde fyllingsgrad ble beregnet til hhv. 87 og 74 %. Studert øsningskapasitet var 50 tfm^3/h og brutto lastekapasitet 32 tfm^3/h (ekskl. rangering av bil). Ellers var å bemerke at dekkslitasjen syntes stor, likeså brekkasjen på gummifenderne. Som kjørere ble benyttet dels vante LM-250-kjørere, som var helt ukjent med Cavo, dels leverandørens mann. En antok at visse forbedringer i kapasitet og fyllingsgrad, og reduksjon i dekkforbruk kunne ventes etter som kjørerne ble mer rutinerte.

Durmålstunnelen skal tjene til å overføre vann fra Durmålsvatn til tilløpstunnelen for Skjomen kraftverk. Den er 1850 m lang, og høydeforskjellen er 130 m. Nedslagsfeltet er beskjedent, og nødvendig tverrsnittsareal langt under det som skal til for å gi plass til en lastebil. Men etter som skinnegangsdrift avgjort ikke kunne komme på tale, måtte løsningen bli jevn stigning 1 : 14, transport med lastebiler og lasting med Cavo, det siste som et eksperimentpreget alternativ til shovel. Arealet ble fastsatt til 13 m^2.

Driften i Durmålstunnelen ble lagt opp på 3 skift med knematermaskiner og 4 mann på stuff, hvorav 2 lastere, samt 2 bakmenn på hvert skift. 2 av skiftene var delvis samkjørt fra før, det tredje var nyoppsatt. Bare etpar av de 6 kjørerne hadde erfaring med Cavo fra før, men alle kjente LM 250. Etter en kort periode med vekseldrift gikk en i mars i år over til énstuffs flytende drift. Inntil 30/9 ble det drevet 1064 m tunnel. Største ukeinndrift (på 16 skift) i perioden var 58 m som ble oppnådd flere ganger, og gjennomsnittet lå på ca. 45 m pr. eff. uke. Da er innkjøringstiden inkludert, likeså en lengere periode da transportkapasiteten var utilstrekkelig. Ved driftens start ble det inngått avtale med det lokale kjørekontor om transport med de best mulig egnede av disponible kjøretøyer. Etter hvert som sommeren nærmet seg og etterspørselen etter lastebiler økte i distriktet, fikk kjørekontoret problemer med å få sine medlemmer til å stille sitt materiell under Cavoen. Den gjengse unnskyldning var at maskinen ødela bilene, en påstand som nok ikke helt kan tilbakevises. Dertil har brekkasjen på fenderne vært for stor. Det ser ut til at en ved å kjøre lastemaskinen mot kjøretøyet i den riktige fase av kastet kan få en ekstra vipp på massen og derved bedre fylling i kjøretøyet. Et indisium er at de

kjørerne som sjåførene klagde mest på, gikk for å være de raskeste til å få lastingen unna.

I begynnelsen av juli var situasjonen blitt så håpløs at en måtte gå til oppsigelse av kjørekontoret og få tak i en annen entreprenør. Totalt sammenbrudd i transporten syntes da å være like om hjørnet.

Studert øsningskapasitet lå i slutten av 3. kvartal på ca. 50 tfm^3/h i gjennomsnitt, og brutto lastekapasitet inkl. rangering av bil ca. 26 tfm/h, altså temmelig nøyaktig som under prøvedriften. Her må en imidlertid ta stigningen i betraktning. At øsningskapasiteten nå ligger på høyde med resultatet fra prøvedriften, hvor det ble lastet på flat såle, innebærer i realiteten en ikke uvesentlig forbedring, som i første rekke må tilskrives at kjørerne er blitt mer rutinert.

Fyllingsgraden i bilene er i forhold til prøveperioden vesentlig forbedret, og ligger nå i gjennomsnitt på over 90 % i vanlige lastebiler uten spesiell utforming av kassen. Dette er en følge både av stigningen og av forbedret lasteteknikk.

Fjellet har i hele perioden vært usedvanlig godt, og sikringsarbeidet er ubetydelig. Rensk fra røys har vist seg å være tilstrekkelig. Under boring – lading – skyting står lastemaskinen parkert på nærmeste møteplass. Under innkjøringen får maskinen luft fra en lettere slange, og operasjonen går svært greit. Fremme ved stuff kobles kjøreslangen fra og "storslangen" tilkobles før skraping og lasting tar til. Observert tidsforbruk fra innkjøring starter til lasting er i gang ligger gjennomsnittlig på 10–12 min., nedrigging og parkering på 3–4 min. Maskinen er i det hele tatt mer mobil enn en hadde forestilt seg, og driftssikkerheten er tilfredsstillende.

En har selvsagt også erfart at maskinen har sine svakheter. Noen av disse er av sikkerhetsmessig karakter. Nevnes skal:

1. Under kast kan steiling med påfølgende velting inntreffe hvis en ikke har et kjøretøy å støtte seg mot. Dette kan f.eks. være aktuelt ved oppskraping og henleggelse av masse fra etterrensk. Drift i stigning forsterker steilingstendensen. Det bør vurderes om et støttelabbarrangement er praktisk mulig.

2. Standard beskyttelsestak over førerplassen er for svakt. Det må kunne tåle et sammenstøt med fjellveggen.

3. Skuffevangen mot betjeningssiden er så lav at stein kan falle ut mot føreren i begynnelsen av kastet.

4. Maskinen er ikke utstyrt med parkeringsbrems, hvilket er en betydelig ulempe i stigning. Fabrikanten opplyser imidlertid at parkeringsbrems kan innsettes på bestilling (brukes på Cavo Drill Jumbo).

5. Fotbrettet blir lett skranglet.

6. Ristingen og skakingen er en påkjenning for føreren, og en har funnet det nødvendig å fordele utlastingen av hver salve på 2 mann.

Forøvrig må følgende anføres mot maskinen:

1. Som ved LM 250 er forbindelsen mellom skuff og vugge helt stiv. Dette gjør det nesten umulig å legge fra seg masse uten å kaste den over hodet. Maskinen egner seg derfor dårlig til bygging av kjørebane. Denne oppgaven må overlates til en annen maskin. I Durmålstunnelens tilfelle betyr ikke dette så mye, da sekundærmaskinen har flere andre oppgaver i forbindelse med de øvrige stuffene i området. Ved en avsondret enkelstuff vil sekundærmaskinen være en større økonomisk belastning.

   Durmålstunnelen er helt tørr. Det er i dag drevet ca. 1500 m, og hver dråpe borevann må fremdeles pumpes inn utenfra.

   På flat såle i en fuktig tunnel er det fare for at maskinen ville få problemer med å holde planet også i lasteområdet, hvilket i Durmålstunnelen går tilfredsstillende.

2. Som ved andre luftdrevne, mobile maskiner, representerer også her lufttilførselsslangen et irritasjonsmoment. Noe av dette kan formodentlig elimineres ved en liten endring i konstruksjonen av inntaket, slik at slangen holdes lenger ut fra maskinen under lasting.

3. Et annet problem ved luftdrevne maskiner er frysingen. Dette må imidlertid angripes på en annen kant.

4. Hjulmutterne har altfor lett for å løsne. Det stilles for store krav til vedlikeholdspersonalet når de må trekkes til flere ganger daglig.

5. Skreddersydd jekk for hjulskift etterlyses.

6. Maskinen synes brutal mot kjøretøyene. Graden av brutalitet synes imidlertid å være noe avhengig av mannen på maskinen.

7. Det er få – om i det hele tatt noen – kurante kjøretøyer som egner seg for Cavo-lasting. På flat såle vil fyllingsgraden bli for dårlig.

8. Maskinen er sannsynligvis henimot helt uegnet i synk.

Cavoens suksess i tunneldrift er i høy grad avhengig av at en finner en passende lastevogn til den. Fabrikanten presenterte i sin tid en fortegnelse over kjøretøytyper som skulle få henimot 100 % fylling ved lasting med Cavo. Felles for de fleste merkene var at de måtte betraktes som rariteter på det norske marked. De øvrige var utrustet med for svak motor til å være brukbare i en lang tunnel. Ved Skjomen-anleggene har en forsøkt å laste med Cavo 520 i en 16 m^3 Kiruna-Truck på svak stigning. Det ga en fylling på ca. 9 m^3. Representanter for Mining Transportation Co. (som fabrikerer Kiruna-Trucken) har skissert en lastekasse på 10 m^3 som skulle kunne fylles av Cavo 520. Andre truckfabrikanter har også fått tips om at det kan være marked for en slik vogn. Intet tyder imidlertid på at løsningen er like om hjørnet. Den finsk-fabrikerte Fiskars-dumperen er imidlertid brukt med suksess i Sverige sammen med Cavo 320.

Ved utgangen av 3. kvartal hadde Skjomen-anleggenes Cavo lastet 18.900 vfm^3. Bokførte kostnader var:

Materialer drift (smørolje, fett osv.)		kr. 3,160,–
Materialer rep.:		
30 stk. Wire kompl.	kr. 10.200,–	
16 stk. gummifender	kr. 9.593,–	
2 stk. felg	kr. 1.040,–	
2 stk. kastbuffert	kr. 636,–	
Diverse	kr. 12.296,–	kr. 33.765,–
14 stk. dekk		kr. 28.174,–
Reserve lasteskuff		kr. 14.425,–
Lønn rep. og service		kr. 38.000,–
Rep. av komponenter som er lagt på lager på arbeidsstedet		kr. 4.165,–
Avskrivninger		kr. 72.825,–
Totalt utkontert		kr.194.514,–

Her er bl.a. førerlønn, renter og trykkluftkostnader ikke tatt med.

Tre poster spinger straks i øynene, nemlig wire, gummifender og dekk.

Wireforbruket er meget høyt i forhold til LM 250. Kastmotoren er 60 % større og gir dermed økt påkjenning. Lasteteknikk og påpasselighet med å holde vuggebanen ren vil ha innflytelse på forbruket. En undersøker nå mulighetene for å ta inn wire i

metervis og selv flytte over endestykkene fra kassert wire, for derved å redusere utgiftene.

Det store forbruk av gummifender skyldes hyppige sammenstøt med den skarpe kanten bak på lasteplanet. En utforming av denne har vært prøvd uten suksess. En betydelig reduksjon av forbruket synes innen rekkevidde ved endringer av konstruksjonen.

Normal dekkpris fra gummileverandør er kr. 1.383,–. Ved noen anledninger har en vært nødt til å ta dekk fra Atlas Copco. Disse dekkene er blitt kalkulert som reservedeler og har kostet kr. 2.593,–. Selv "normalprisen" synes for såvidt høy, men 10" x 15", 14 lag, er formodentlig ingen masseartikkel.

Ingen av de kasserte dekk har p.g.a. cordskader kunnet regummieres. Beskyttelseskjeder har vært prøvd, men de var for svake. En er innstilt på å gjøre nye forsøk.

Det synes rimelig å vente mindre dekkslitasje på horisontal såle. På den andre side vil vanndammer på stuff medføre større risiko for kuttskader.

Levetiden for alle de 3 nevnte komponenter, og kanskje særlig for dekk, er avhengig av kjørerens teknikk. Det ser ut til at utviklingen går i riktig retning; levetidene er tilsynelatende økende.

Reserve lasteskuff er kontert ut med sitt fulle anskaffelsesbeløp. En antar at de 2 skuffene vil vare ut maskinens økonomiske levetid, som en har anslått til 100.000 vfm^3.

Posten "lønn rep. og service" skal ligge adskillig lavere, sannsynligvis på omkring det halve beløp. Feilen skyldes unøyaktighet og utilstrekkelig spesifisering i timeføring.

Avskrivning er foretatt etter den degressive metode idet det antas 6 års levetid. Dette gir en uforholdsmessig streng avskrivning første året. Riktig nok er maskinen da ny og teoretisk henimot reparasjonsfri, men i praksis må en regne med barnesykdommer ved en maskintype som er ny for dem som skal bruke den.

I nedenstående tabell har en satt opp enhetskostnadene (kr./vfm^3) ut fra kontobelastning og registrerte masser på. 30/9–72. En har imidlertid redusert "lønn rep. og service" til kr. 20.000,– og bare regnet gjennomsnittlig avskrivning på reserveskuffen. Videre har en gjort et forsøk på å tippe normalkostnader i gjennomsnitt over maskinens levetid.

	Driftsresultat pr. 3. kv. 1972	Forventede normalkostnader (gjennomsnittstall)
Materialer		
drift 0,17		
rep. 1,78	1,95	1,50
Lønn rep. + service	1,06	1,06
Dekk	1,48	1,00
Reserve skuff	0,28	0,28
Avskrivninger	3,85	1,84
	8,62 kr./vfm^3	5,68 kr./vfm^3

Ved Skjomen-anleggene har en nesten utelukkende benyttet Cat 955 belteshovel med sidetippskuff til lasting i de tunnelene der massetransporten går med gummihjulskjøretøyer. Hvor det er tilstrekkelig plass til at kjøretøyene kan møtes nær stuff og shovel og kjøretøy stå side om side, går lastingen raskt unna. På enkelte stuffer (areal ca. 30 m^2) har en observert øsningskapasiteter på 130 tfm^3/h som gjennomsnitt av en rekke studier, og brutto lastekapasitet inkl. rangering på over 75 tfm^3/h. I mindre tverrsnitt blir bildet straks mindre flatterende. I en 17 m^2 tunnel med horisontal såle, 40 m mellom lastenisjene, er for Cat 955 K observert øsningskapasitet på 48 tfm^3/h og brutto lastekapasitet inkl. rangering på 32 tfm^3/h over 6

studerte salver, altså ikke vesentlig høyere enn for Cavoen under forhold som iallefall ikke synes ugunstigere enn i Durmålstunnelen. I nevnte 17 m^2 tunnel har en nå i 1 måneds tid benyttet Cat 950 hjullaster, og dette ser ut til å være en heldigere løsning. Driften har senere ikke vært gjenstand for studier.

Som grunnlag for et grovt overslag for enhetskostnader ved lasting med 955 K har en forutsatt:

Innkjøpspris inkl. investeringsavg. kr. 300.000
Opplastet volum i maskinens levetid 270.000 fm^3.
Brutto lastekapasitet 65 fm^3/h
(altså nær ideelle forhold som antydet ovenfor).

Vedlikeholds- og driftskostnader ifølge erfaringstall fra NVE's tunneldrift. Dette gir:

Avskrivning	1,20
Drift	0,40
Rep. og vedlikehold	1,40
Sum	3,00 kr./fm^3

I 17 m^2 tunnel reduseres kapasiteten og – med forbehold – totalt lastet volum til halvparten. Spesifikke kostnader vil da nær fordobles, og iallfall nærme seg de antatte tall for Cavo.

Førerlønn og renter er heller ikke her tatt med.

Skjomen-anleggene betalte i 1971 vel 170.000 kroner for sin Cavo 520, ekskl. avgift. Det synes å være en høy pris for en såvidt enkel maskin, noe som kanskje kan forklares ved at det ikke selges så mange av den. Skulle den for alvor vinne innpass i tunneldriften, kan en jo optimistisk vente at økningen i salget og dermed muligheten for å legge opp større produksjonsserier vil bringe prisene nedover, iallfall relativt. En pessimist (eller kanskje realist?) regner imidlertid med at prisen på en vare følger loven om tilbud og etterspørsel og ikke kostnadene ved å fremstille varen, slik at det heller bærer andre veien.

NVE's erfaringsmateriale er for spinkelt og for lite nyansert til å slå fast at Cavo 520 gir den mest økonomiske lasting i arealområdet 13–20 m^2. Pr. 30/9 hadde Skjomens Cavo lastet knapt 19000 m^3 profilert fast fjell, og er således fortsatt en så godt som ny maskin. Det en imidlertid kan si, er at intet tyder på at det var et feilgrep å satse på Cavo 520 istedenfor shovel i Durmålstunnelen, og en vil ikke ha noen betenkeligheter med å sette maskinen til en tilsvarende jobb senere. Dette gjelder for så vidt selv om det ideelle transportfartøy for Cavo ikke er dukket opp til den tid.

Vurdering av last- og bærmetoden

Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan – Maskin A.s K. Lund & Co.

Innledning

I det følgende skal gis en introduksjon av last- og bærmetoden (load – haul – dump) og de spesielle maskiner som er utviklet for formålet i den senere tid, nemlig de dieseldrevne gummihjulsmaskiner. (Fig. 1) Slike maskiner er relativt nye, og en fullstendig vurdering er vel på dette tidspunkt knapt nok mulig.

Selv har jeg tidligere benyttet last- og bærmetoden i 6,5 m^2 tunnel med liten hjullaster, samt studert driften ved Grong Gruber A.s.

Last og bær (LHD = Load – Haul – Dump)

Selve idéen er mange år gammel, og de fleste av oss kjenner metoden med elektriske eller luftdrevne maskiner, som for eksempel Cavo, som kom for 10–15 år siden.

Skinneløs grubedrift benytter seg av følgende to hovedmetoder for lasting:

I: Last- og bær-metoden, som benytter seg av:
- a) elektriske eller luftdrevne hjulmaskiner, som da har en eller annen form for kabel-forbindelse med kraftkilden, eller:
- b) dieseldrevne hjulmaskiner uten noen form for kabel-forbindelse.

II: Laste-metoden, som benytter seg av:
- a) elektriske eller luftdrevne hjulmaskiner, og elektriske eller luftdrevne beltemaskiner, som begge står i kabel-forbindelse med kraftkilden, eller:
- b) dieseldrevne hjulmaskiner, og dieseldrevne beltemaskiner, som begge er uten noen form for kabel-forbindelse.

Fig. 1

I de senere år er dieseldrevne hjulmaskiner blitt meget populære ved last- og bærmetoden i orter og stoller som er for lave eller smale til å tillate bruk av statiske lastemaskiner som for eksempel BRØYT.

Før de spesielle last- og bær-maskinene med dieseldrift kom, ble også middels store hjullastere flittig benyttet ved last- og bær-metoden i grubeindustrien. Ofte måtte disse imidlertid modifiseres ved å flytte førerplassen ned på ene siden av maskinen p.g.a. høyden, og samtidig plassere førersete og kontrollene på tvers av maskinens lengdeakse p.g.a. kjøring begge veier i trange tverrsnitt.

Det som imidlertid karakteriserer last- og bær- (LHD-) maskinene, er at de er spesielt lavbygde for bruk i lave orter og stoller, og de er også relativt smale. Maskinene er også lettere i arbeidsvekt enn sammenlignbare hjullastere, og en LHD bærer 10–15 % mer i forhold til sin arbeidsvekt enn en tilsvarende hjullaster.

Forholdet mellom investert kapital i en LHD og en tilsvarende hjullaster er ca. 1 : 1,25.

LHD-Maskinens konstruksjon

Maskinen er midstyrt ved hjelp av hydraulikk og består av:

a) *Bakvogn,* også kalt drivenheten.
Her finner vi:
- Dieselmotor (196 HK)
- Vannscrubber, 2 stk. (V-motor)
- Converter og transmisjon
- Bakaksel med "no-spin" differensial og planetgear i hjulnavene
- Hydraulikktank
- Førerplass med hydraulikk-kontrollpanel

b) *Fremvogn,* også kalt lasteenheten.
Her finner vi:
- Frontaksel med "No-spin" differensial og planetgear i hjulnavene
- Skuffe med tilhørende hydraulikk.

Både bakvogn og fremvogn har fullstendig separate bremsekretser, som gir en høy grad av sikkerhet. Maskinene kan klatre stigninger på inntil 45 %, og vil da med full last gjøre 1,45 km/time. Arbeidsvekten er 19 ton, og skuffen er på 4,2 m^3 (SAE, toppet). Vannscrubber er standard. Spesielt for 916 LHD er fremvognen, som har hydraulikk for å skyve skuffen inn i røysa samt for bunntømming av skuffen. Dette er imidlertid mindre brukt, idet fremvogn med vanlig tippende skuff uten spesiell hydraulikk for å skyve skuffen inn i røysa ofte foretrekkes. Dette på grunn av enkelheten, som betyr mindre investert kapital, mindre vedlikehold etc., og sist, men ikke minst, det er ofte ikke nødvendig.

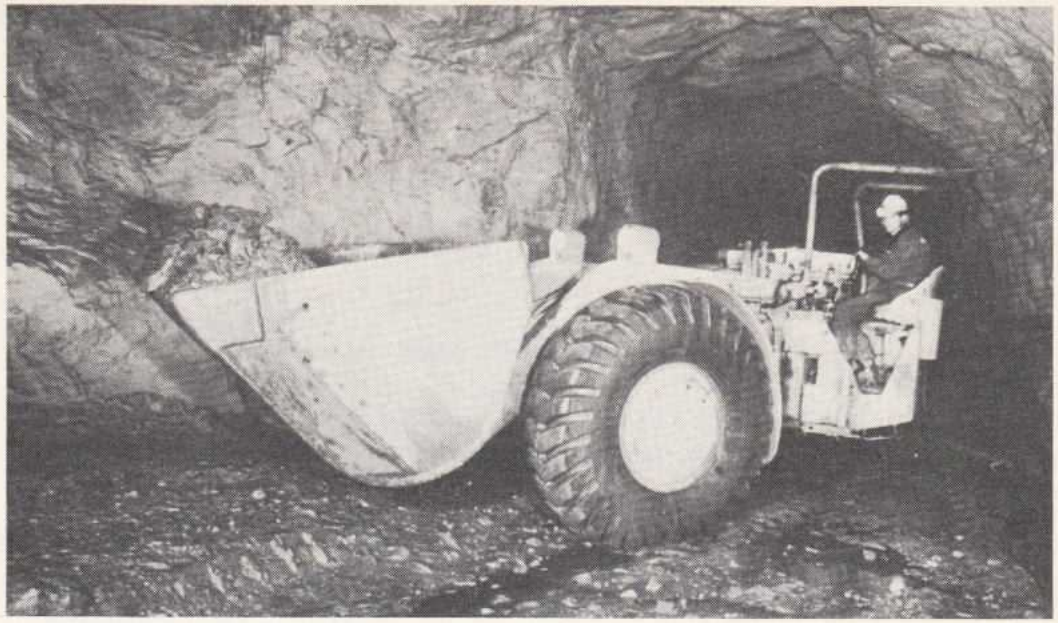
For å illustrere de forskjellige maskinstørrelser, siteres her EIMCO's leveringsprogram med de viktigste maskindata:

Type	HK	Skuffe m^3	arb.vekt ton
Eimco 911 LHD	45	0,76	4,08
» 912B LHD	100	2,5	9,13
» 915 LHD	196	3,82	17,75
» 916 LHD	196	4,2	19,0
» 920 LHD	394	6,8 +	28,3

Erfaringer med LHD-maskiner ved Grong Gruber A/S

Siden februar 1972 har Grong Gruber A.s operert 2 stk. Eimco 915 H LHD. Disse maskinene har 916 bakvogn og 915 fremvogn. Arbeidsvekten er ca. 19 ton. Skuffen er på 3,82 m^3 (SAE, toppet), og max. tømmehøyde er 1,75 m.

Fig. 2



I tillegg til vannscrubber skal maskinene også utrustes med Kiruna katalytiske avgassrenser.

Angående øvrige tekniske spesifikasjoner henvises til vedlegg I, Hoved-komponenter.

Foreløpig er det kun utført oppfaring i orter på 20 m^2 (fig. 2). Eimco-maskinene laster direkte av ortsalvene, delvis kis og delvis gråberg, som tømmes i Kiruna Truck K 250 fra rampe eller direkte (fig. 3).

Det er pr. 31.10.72 lastet ut totalt på 2.194 maskintimer:

Malm:	53.000 ton
Gråberg:	12.000 ton
Sum:	65.000 ton

Iflg. grubeledelsens studier, er dette kun halvparten av den tonnasje man skulle forvente i tidsrommet, men forskjellig heft og vanskeligheter i igangsettingsperioden, samt bruk av kun én Kiruna Truck i en del av perioden har influert på kapasiteten, som derfor ikke er å belaste last- og bær-maskinene.

Fig. 3

Grubesjefen, bergingeniør John Ornæs, har i detalj tidsstudert last- og bærmaskinene i ortdrift. For å forklare delene av utlastingssyklusen, siteres ordrett følgende studie:

Gitt forutsetning

- Tidsstudert: 21.8.–25.8.72
- Lasting kissalve (stuff 480° ØH)
- Kjørelengde en vei (110 m)
- Opplasting i truck via rampe (30 sek.)
- 2 trucker i drift
- Kjøring til knuser.

1.	Fylle skuff (7 t) Fylling er vanskelig i småskutt stein (ortsalver) og krever relativt lang tid	1,0 min
2.	Kjøre 110 m frem og tilbake	2,1 min
3.	Tømme i truck (silo)	0,5 min.
	Tid pr. skuff	3,5 min

$$\frac{\text{35 t pr. truck}}{\text{7 t pr. skuffe}} = \text{5 skuffer/truck}$$

4.	Fylle truck (35 t) : (3,5 min · 5)	17,5 min
	+ uforutsett	2,5 min
	Tid pr. truck	20,0 min

$$\frac{\text{290 t pr. salve}}{\text{35 t pr. truck}} = \text{9 lass/salve}$$

5.	Netto lastetid pr. salve (20,0 min · 9)	180,0 min
	+ fast tilleggstid pr. salve, spyling, rensk, ettersyn på stuff	30,0 min
	Tid pr. salve	210,0 min

For vurdering av disponibel tid for neste salve må tas i betraktning:

– et 8 timers skift består av 8 timer à 50 effektive arbeidsmin.	400,0 min/skift
– I innarbeidede rutiner skal fører av lastemaskin foreta renhold, smøring og olje kontrolleres, tanking av vann (eksosrenser), tanking diesel. Til dette medgår	30,0 min/skift
Disponibelt for utlasting	370,0 min/skift
1 salve tar etter deltidsoppsett foran	210,0 min/skift
Disponibelt for 2. salve	160,0 min/skift
Herfra fragår fast tilleggstid på stuff nr. 2 til spyling, rensk og ettersyn	30,0 min/skift
Disponibelt til selve utlastingen	130,0 min/skift

Dette tilsvarer $\frac{130}{20} = 6{,}5$ lass

Resonnementet foran viser at en laster er istand til å laste ut sum: 15,5 lass a 35 t = 540 t/skift.

Praktiske driftserfaringer viser at antall lass pr. skift under samme gitte forut-

setning som deltidsstudert har variert *mellom 12 og 14 lass,* tilsvarende henholdsvis *420 og 450 tonn.*

Verkstedtid på maskinene er regnet ut som % av driftstid. Det er regnet ut pr. juli 1972 at det pr. Eimco pr. skift går med til:

a) Verkstedtid: 15 %
b) Uproduktiv tid: 25 %
c) Produktiv tid: 60 %

Definisjoner:

a) Verkstedtid er den tid LHD maskinen behandles på verksted idagen.

b) Uproduktiv tid er den tid hvilken LHD-maskinen benyttes til andre arbeider, som for eksempel ekstra hengrensk, ventilasjonsopplegg, røropplegg, diverse transporter, ved lading av salver, arbeid med pilsalver etc. Dette er altså arbeider som må gjøres for at maskinen skal kunne påkjøres produktiv tid.

c) Produktiv tid er netto lastetid pluss tid som medgår til maskinettersyn og stuffettersyn.

Naturligvis synker kapasiteten på en LHD-maskin med kjørelengden fra stuff til lasterampe (evt. sjakt). Bergingeniør Ornæs har på grunnlag av sine forskjellige studieresultater fremstilt lastekapasiteten i tonn pr. skift som funksjon av kjørelengden under de samme gitte forutsetninger. Se kurvediagram, Fig. 4.

Disse resultater er basert på den ortdrift man har drevet under oppfaringen. Ved overgangen til drawpoint lasting om mindre enn ett år, regner Grong Gruber A.s med de samme kapasiteter lignende maskiner oppviser i Finland, ca. 50 % høyere enn vist i diagrammet.

Avsluttende bemerkninger

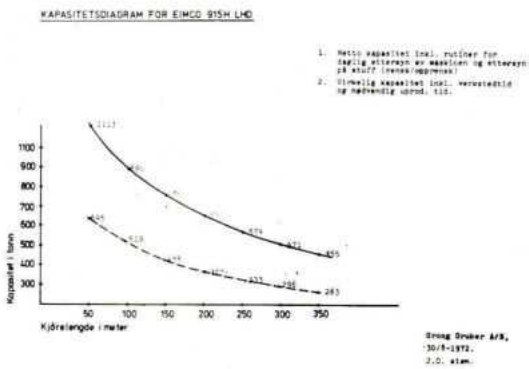
Mens de elektriske og luftdrevne LHD-maskiner med tilhørende kabelforbindelse og også alle typer beltemaskiner har praktiske begrensninger av kjøreavstander, vil de dieseldrevne LHD-maskiners kjørelengde kun være begrenset av økonomi. Vanligvis er det ingen praktiske begrensninger av kjørelengden.

Som påpekt, utfører LHD-maskinene ikke bare laste- og bære-operasjoner, men er også involvert i en stor del av de nødvendige serviceoppdrag.

Det skulle ikke bare være i grubedrift at last- og bær-maskinene har sin misjon. Også i mindre tunnel- og bergromstverrsnitt burde maskinene være økonomiske og praktisk brukbare, særlig med henblikk på den økende mengde vann- og kloakktunneler som forventes utført i nær fremtid, og også i andre tunneltverrsnitt som er for trange eller for lave for statiske lastemaskiner.

Vi vil se med forventning frem til Grong Gruber A.s har fått mer erfaring med sine LHD-maskiner, og jeg vil herved spille ballen over til bergingeniør John Ornæs for å få ham til å fremlegge ytterligere resultater på Fjellsprengningskonferansen om ett år eller to.

Fig. 4



Hovedkomponenter Eimco 915 H LHD

Motor (Fabrikat og Modell)	Deutz F8L–714
Converter (Momentomformer) (Fabrikat og modell)	Allison TT430
Transmisjon (fabrikat og modell)	Allison TRT 4420
Aksler	Eimco
Bremser	4-hjuls luft/hydraulisk
Dekk front	18 x 25,24 lags
Dekk bak	18 x 25,24 lags
Dekkmønster	Hard Rock Tread
Dekk type	slangetype
Hjulbredde front	1905 mm
Hjulbredde bak	1905 mm

Maskindimensjoner

Total lengde (lasteskuffe nede)	9150 mm
Total lengde (lasteskuffe nede i transport stilling)	8685 mm
Total høyde (lasteskuffe nede)	2005 mm
Tømmehøyde	1750 mm
Avstand fra forkant forhjul	1400 mm
Maks. maskin bredde	2440 mm
Maks. bredde av std. skuffe	2440 mm
Høyde til topp av fører	2235 mm
Bakkeklaring – lasteenheten	380 mm
Bakkeklaring – kraftenheten	485 mm
Maks. midjevinkel	146°
Angrepsvinkel	15° minimum
Akselavstand	3405 mm

Skuffe eller laste-enhet

Beregnet lastekapasitet	8150 kg
Maks. løftekapasitet (tipping)	10885 kg
Brytekraft	13150 kg
Beregnet skuffekapasitet toppet SAE	3,82 m^3
Beregnet skuffekapasitet strøket SAE	3,86 m^3

Lastetid

Fylling	3,2 sekunder
Løft – full skuffe til full høyde	8,6 sekunder
Tømming – full skuffe	7,0 sekunder
Senking av skuffe fra full høyde	5,3 sekunder

Hydraulikksystem

Styresylinder – dobbeltvirkende	90 mm dia.
Løftesylinder	150 mm dia.
Skuffesylinder	150 mm dia.
Pumpe for lasteskuffe	68 GPM v/2300 omdr.
Styrepumpe	40 GPM v/2300 omdr.
Hydraultank kapasitet	246 l
Filter	8–10 micron

Hovedkomponenter Eimco 915 H LHD
Styring

Type	Hydraulisk
Svingradius, indre	2845 mm
Svingradius, ytre	6170 mm
Svingvinkel	90°
Styreleddbolt	100 mm dia. bolt

Motor

Type	Deutz modell F8L–714
Maks. hestekrefter	196
Turtall	2300
Maks. vrimoment	69 kgm
Sylinderboring og slag	120 mm x 140 mm
Antall sylindere	8V
Deplacement	12,700 cu.cm
Kjøling	luft
Brennstoffkapasitet	304 l
Avgassrenser Eimco Jet	(2)
Vanntank for avgassrenser	304 l

Kraftoverføring

Torque converter (momentomformer) type	Industrial
Trinn	To (2)
Momentomformingsfaktor	6,45–1

Transmisjon

Hastigheter forover	2
Hastigheter bakover	2

Kjøre-egenskaper

Hastighet fullastet	1. gear	2. gear
Hastighet forover	10,1 km/t	23,6 km/t
Hastighet bakover	10,1 km/t	23,6 km/t
Klatreegenskaper	45 % v/l, 45 km/t	
Hastighet tom	40 km/t	

Generelt

Bakaksel oppheng	75 mm bolt
Sving om oppheng	16°
For- og bakaksel	Dobbel reduksjon m/planet gear og "no-spin" differensial

Bremser

Foraksel	2-hjuls luft-hydraulisk
Forhjulsbremser	515 x 125 mm
Bakhjulsbremser	515 x 125 mm
Bakaksel	2-hjuls luft-hydraulisk
Total bremseflate	6400 cm^2
Parkerings-brems	Mekanisk brems på transmisjon
Førersete	Side- og tverrmontert – valgfri side

Vekt

Skipningsvekt	**ca. 17.700 kg**
Kjørevekt	ca. 19.000 kg

Systemteknisk utveckling av moderna tunnelborrningsaggregat

Tekn. dir. Lennart Ottosson – Atlas Copco MCT AB

1. Inledning

Liksom inom så många andra områden har vi under det sista årtiondet sett hur mekaniseringen av bergborrningsarbetet fortskridit med allt snabbare takt. Skillnaden mellan att hantera en knämatad bergborrmaskin, Fig. 1, och att hantera ett modernt, treboms-tunnelborrningsaggregat, Fig. 2, är stor.

Avsikten med detta korta anförande är att försöka ge några exempel på hur man genom systematisk analys av hela borrningscykeln har kunnat åstadkomma en rad förbättringar, som har ökat borrningseffekten per tidsenhet, noggrannheten och samtidigt i många fall förbättrat arbetarens miljö.

I Fig. 3 visas en schematisk uppdelning av den totala tiden för uppborrning av en tunnelsalva. Man kan här urskilja sex huvuddelar, nämligen:

1. tillsyn, intransport, ställtid före borrning

2. flytt mellan hål och inriktning

3. ansättning och ren borrtid

4. retur av borrmaskin efter färdigborrat hål

5. övrigt, såsom väntetid, diverse avbrott, fastborrning, etc.

6. ställtid efter borrning, uttransport.

Fig. 1. Knämatad bergborrmaskin.

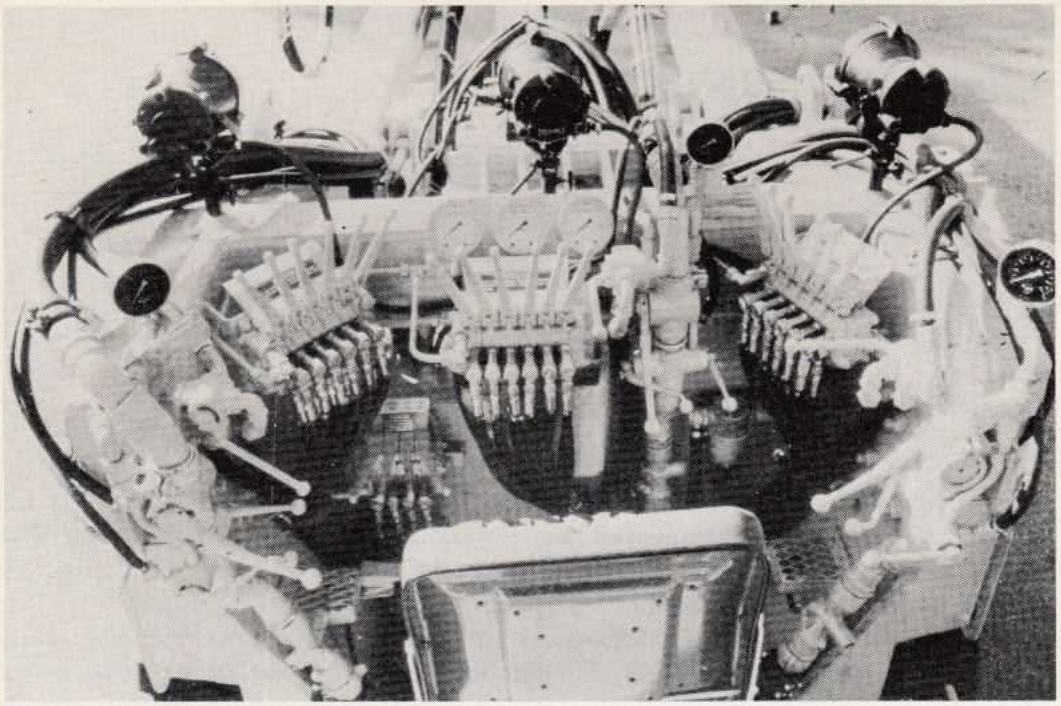


Fig. 2. Manöverplatsen p ett modernt treboms tun nelborraggregat, Atlas Copco BOOMER 131.

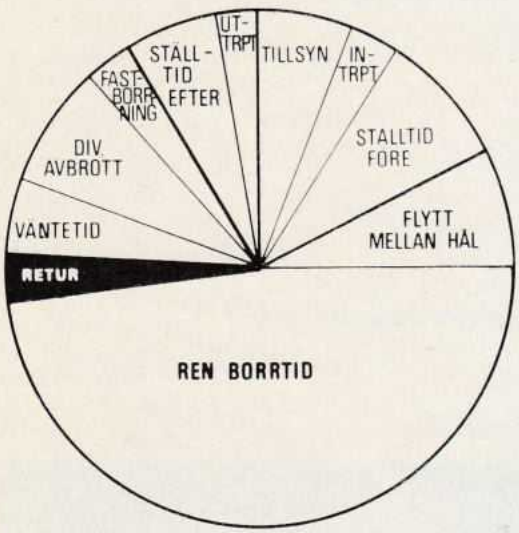


Fig. 3. Schematisk uppdelning av den totala tiden för uppborrning av en ort- eller tunnelsalva.

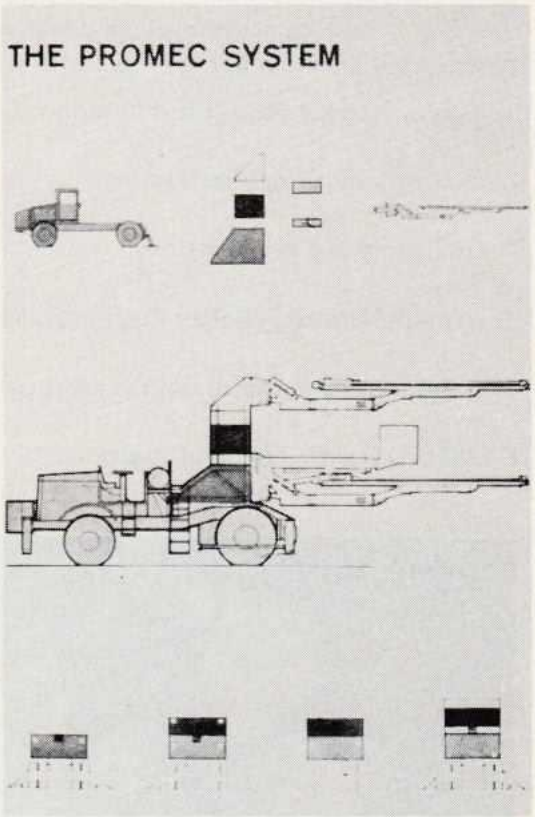


Fig. 4. Huvudkomponenter för uppbyggnad av ett tunnelborrningsaggregat.

På en modern tunnelborrigg kan dessa deltider lätt hänföras till de olika huvudkomponenter, som riggen är uppbyggd av, och som består av

bärare för hydraulbommar
hydraulbommar
borrmaskin, borrstål, matare.

Fig. 4 visar den principiella uppbyggnaden av ett hydraulbomsaggregat.

Låt oss nu se närmare på hur man genom förbättring av dessa huvudkomponenter kan förbättra aggregatets effektivitet.

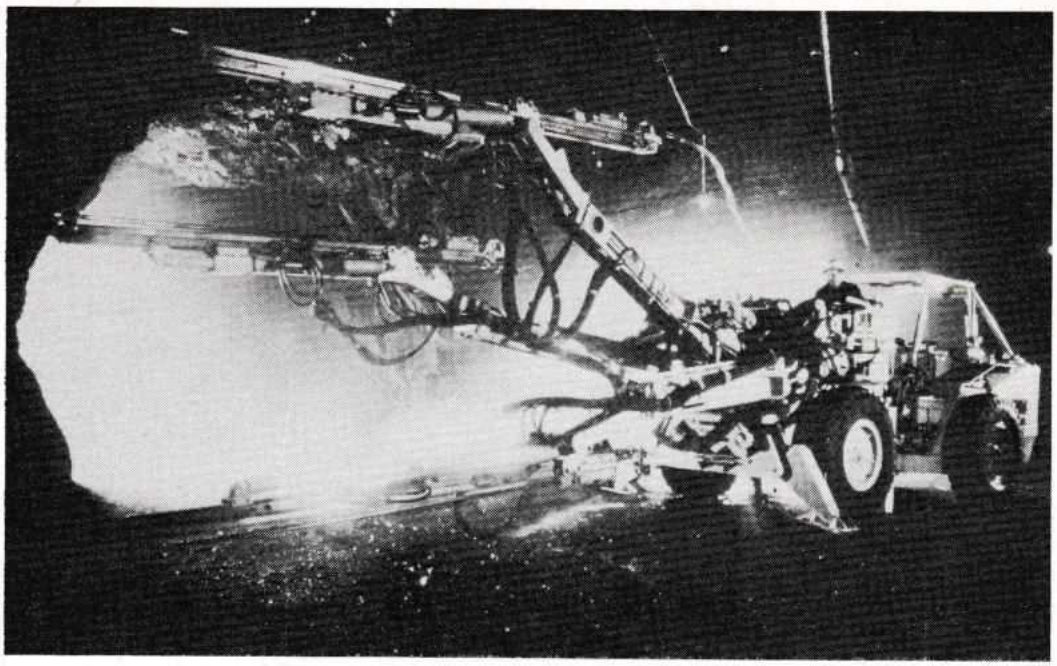


Fig. 5. Dieseldriven bärare för tunnelborrningsaggregat.

2. Bärare för hydraulbommar

Vi börjar i botten med själva bäraren för de olika hydraulbommarna. För att snabbt komma in till tunnelgaveln, är det väsentligt att man har en kraftig bärare, som utan svårigheter kan ta sig fram till tunnelgaveln. För större tunnelareor väljer man här ofta begagnade truckar av olika storlekar, beroende på hur många bommar man vill placera på desamma.

I vissa fall har det visat sig fördelaktigt att använda midjestyrda underreden, som ses på Fig. 5. Genom midjestyrningen erhålles liten svepradie, Fig. 6, och goda möjligheter finns att göra tvärortspåhugg om så önskas.

Bäraren bör också vara försedd med kraftiga domkrafter för att få en stabil uppställning, och så att aggregatet lätt och snabbt skall kunna inställas i rätt läge.

I mindre tunnlar kan man med fördel utnyttja mindre bärare, som Fig. 7 visar. I detta fall har utnyttjats samma bärare som användes på gummihjulsburna, luftdrivna lastmaskiner. En fördel med detta utförande är, att man kan praktiskt taget vända på en femöring, genom att köra ena sidans hjulpar framåt, och den andra sidans bakåt. För en kund som använder båda utrustningarna, innebär detta fördelar även ur reservdels- och underhållssynpunkt.

För att erhålla större rörlighet vid t.ex. drivning av snedbanor i gruvor, kan luftdrivningen utbytas mot dieselhydraulisk drift, Fig. 8, eller hela bomsystemet monteras på en lätt dieseldriven truck.

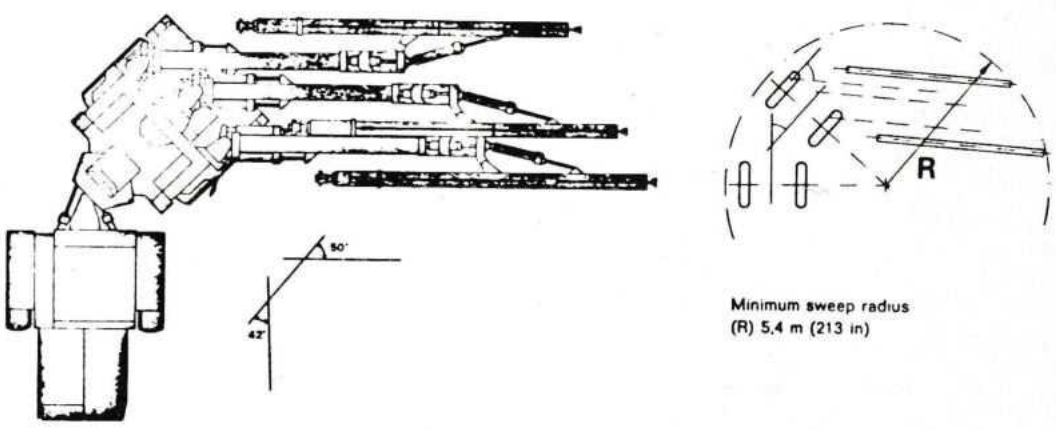


Fig. 6. Midjestyrd, dieseldrivet tunnelborraggregat med tre hydraulbommar.

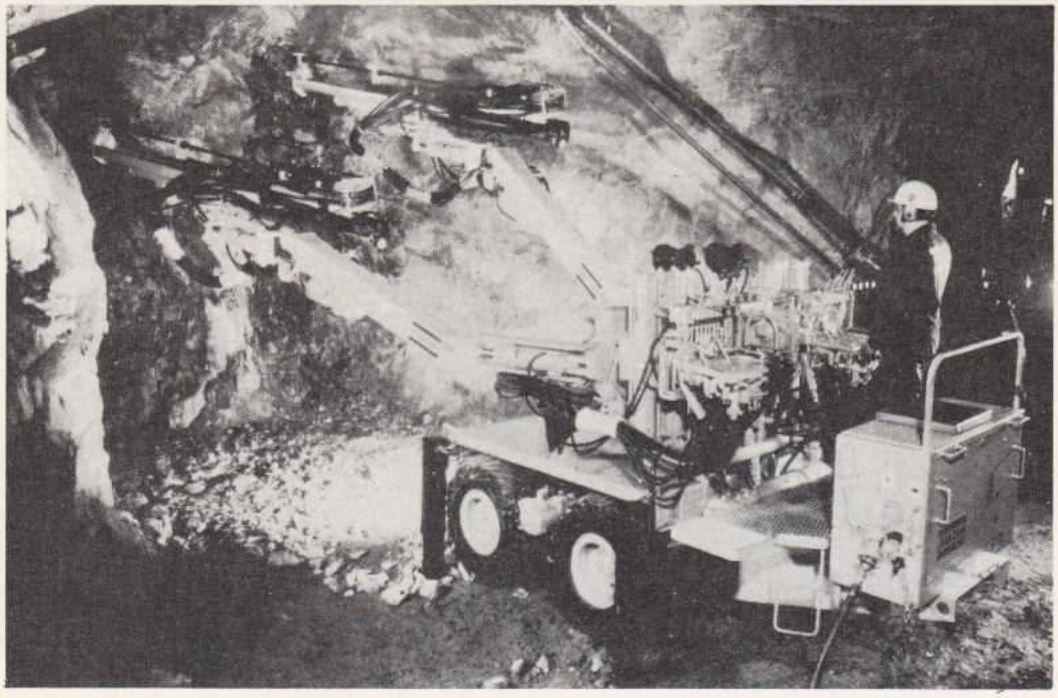


Fig. 7. Midjestyrd bärare ger liten kurvradie (Atlas Copco BOOMER 131).

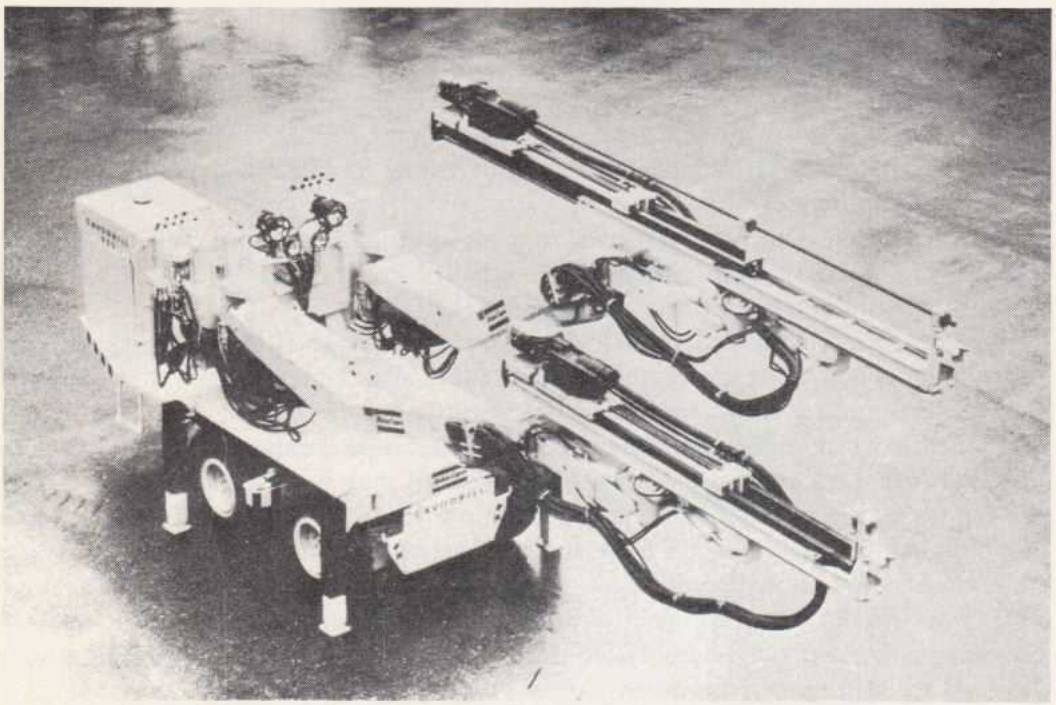


Fig. 8. Luftdrivet underrede för ortdrivningsaggregat – Atlas Copco CAVODRILL 555.

3. Hydraulbommar

Går vi vidare uppåt i aggregatbygget, kommer vi till hydraulbommarna, som bär upp själva matningen och bergborrmaskinen. Genom lämplig utformning av själva bomsystemet har man möjligheter att reducera den andra delposten, nämligen "flytt mellan hål". (Fig. 3)

Framför allt vid användande av parallellhålsalvor är det av stor betydelse att hålen blir parallella med tunnelns längdriktning. Det enklaste sättet att ernå detta är att använda en hydraulbom, som arbetar enligt principen "polära koordinater", som Fig. 9 visar.

Mataren vrider sig kring en med tunnelriktningen parallell axel, och man behöver endast ställa in en vinkel och en bestämd radie för att nå rätt hålläge, och man vet då att det nya hålet kommer att bli parallellt med det föregående.

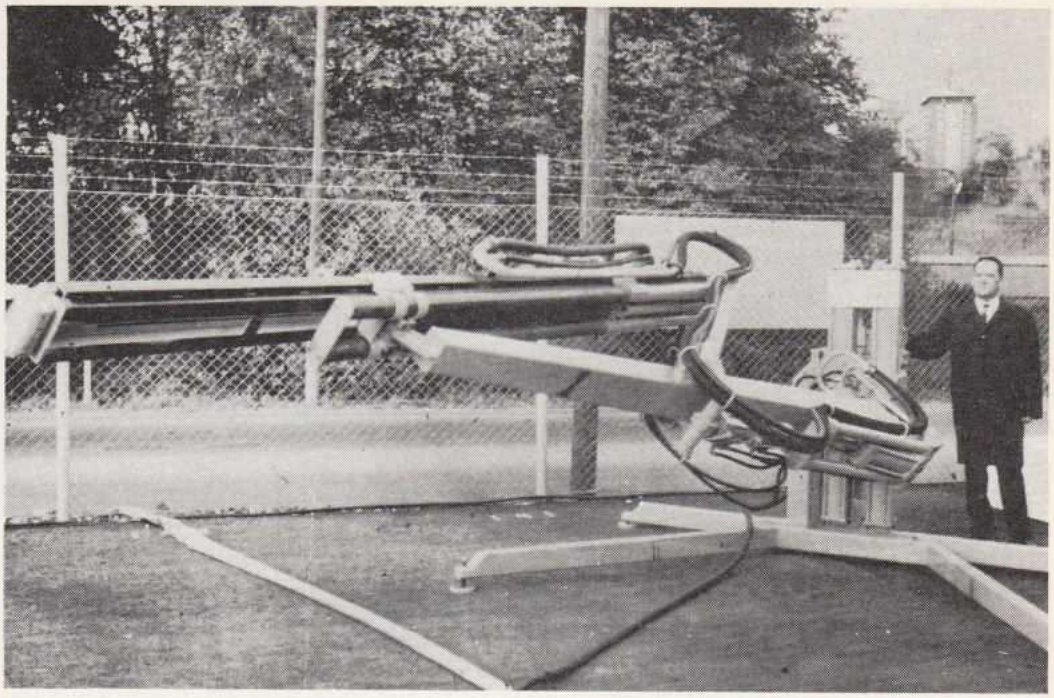
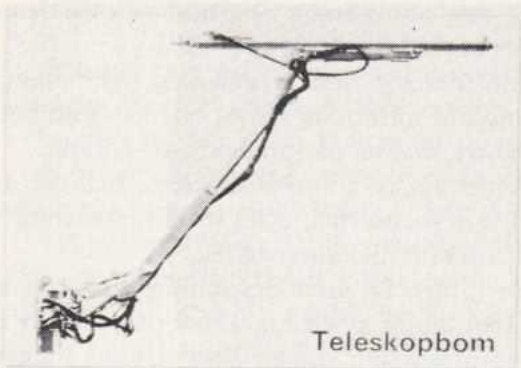


Fig. 9. CAVODRILL Hydraulbom som arbetar enligt principen "poläre koordinator".



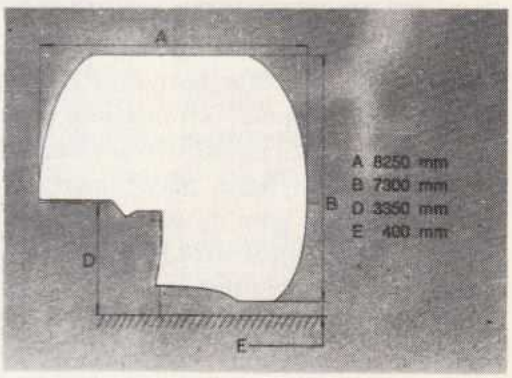


Fig. 10. Hydraulbom med förlängbar bomarm.

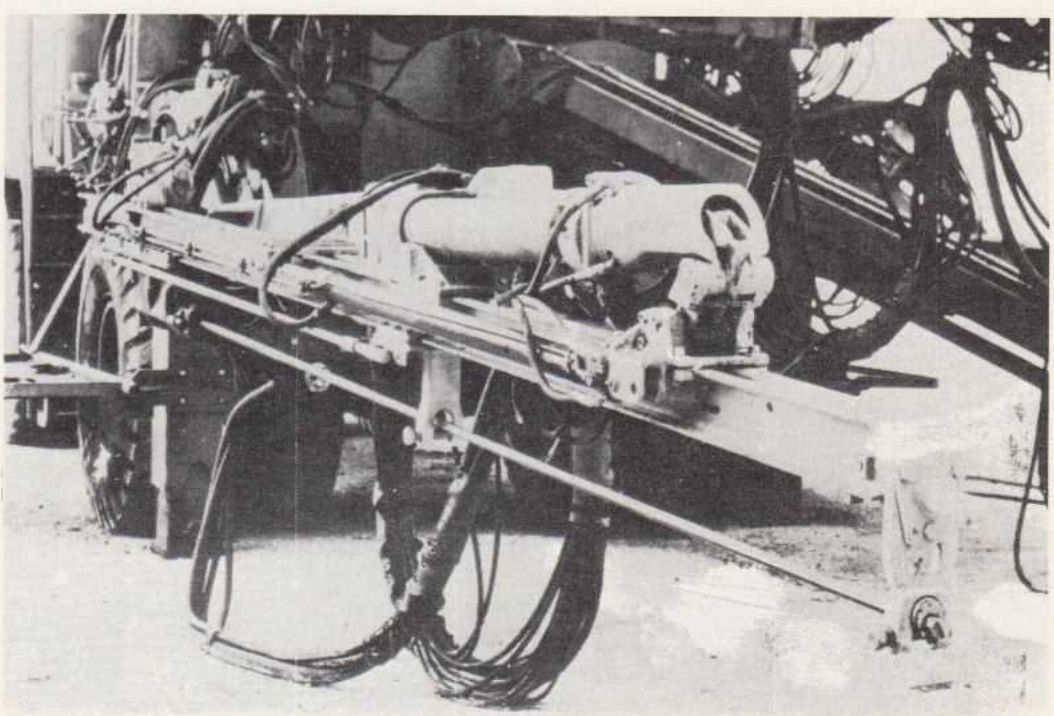


Fig. 11. Anordning för rullning av mataren samt inställning av sticknings-vinkel.

Fig. 12. Tunnelborrag gat med två förlängbar hydraulbommar samt matningsrullning och utrustning för inställning av sticknings-vinkel.

Denna bomtyp är mindre lämplig för borrning av t.ex. plogkilar, och därför har den konventionella hydraulbommen fått stor användning. Inställningen av denne bom är emellertid betydligt svårare, eftersom man här rör sig i ett rundsystem.

För att underlätta borrarens arbete, infördes för flera år sedan en hydraulbom, Fig. 10, där mataren automatiskt håller inställd inriktning i såväl vertikal- som horisontalplan. Detta bidrar till en väsentligt bättre kvalitet på sprängningsresultatet.

Vid en tunnelsalva måste man emellertid sticka kranshålen. Detta betyder att borraren måste göra en extra inställning för dessa borrhål, och i stora tunnelareor är det ofta mycket svårt för borraren att ställa in rätt stickningsvinkel.

För att förenkla detta arbete har därför införts en matningsrullning samt fixerad inställning av stickningsvinkeln, Fig. 11. Den består av en enkel länk påverkad av en hydraulcylinder, som reser mataren i en förutbestämd vinkel. Utrustningen framgår av Fig. 12, som visar mataren i läge för att borra tak- och bottenhål.

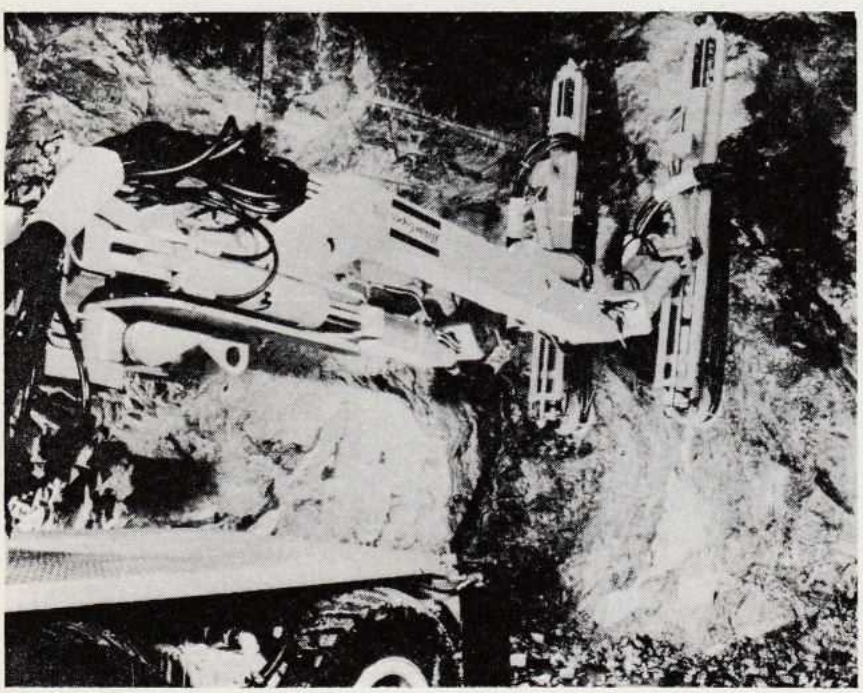


Fig. 13. Modern hydra bom för borrning av spränghål och hål för bergbul i tak och vägg

Inom gruvindustrin har det framkommit önskemål om, at med en och samma utrustning kunna borra dels spränghålen och dels hål för bergbultar i tak och väggar.

Fig. 13 visar den senast utvecklade hydraulbommen med vilken man, utan manuell omkoppling, kan uppnå den önskade flexibiliteten.

För att möjliggöra borrning av hål vinkelrätt mot tunnelns längdriktning, fordras en teleskopisk matare, som visas på Fig. 8.

4. Borrmaskin – borrstål – matare

Vi kommer nu till kärnpunkten i hela borriggen, nämligen själva borrmaskinen och mataren. I och med införandet av hydraulbommar för uppbärning av matare och borrmaskin, har man sett en kontinuerlig utveckling mot allt kraftigare borrmaskinsenheter med ständigt ökanda borrsjunkning.

Borrstål och borrskär har även utvecklats, och man eftersträvar en optimering av systemet borrmaskin – borrstål – borrskär, med avseende på borrsjunkning och borrstålets och borrskärets livslängd. De för ort- och tunneldrivning i dag använda största bergborrmaskinerna fordrar upp til $1\ ^1/_2$" borrstål, vilket ger en håldiameter av ca. 50 mm.

Val av lämplig håldiameter har varit – och kommer säkerligen alltid att vara – ett stort diskussionsämne bland tunnelbyggare. För normala orter och tunnlar är det dock sannolikt att man även för den närmaste framtiden kommer att använda håldiametrar från ca. 30 mm till ca. 50 mm.

Detta indikerar att man behöver en borrmaskin för 1" borrstål och en för $1\ ^1/_4$" eller $1\ ^1/_2$".

Som ett exempel på en modern bergborrmaskin för 1" borrstål ser vi i Fig. 14 en maskin, som är utrustad med separat rotation och innbyggd ljuddämpning för avloppsljudet. Maskinen är mycket kompakt uppbyggd, och speciellt bør man observera det mycket korta avståndet från borrstålets centrum till maskinens översida, vilket gör behovet av stickning av kranshål minimalt.

Vid användning av bergborrmaskiner med inbyggda avloppsljuddämpare kan alltför stor mängd fuktighet i tryckluften vålla bekymmer i form av isbildning i ljuddämparen. Risken för isbildning kan i stor utsträckning undvikas, om man bygger in effektiva vattenavskiljare på borriggen.

Hur kommer en ökande nettoborrsjunkning att påverka utvecklingen av matare, bommar m.m.?

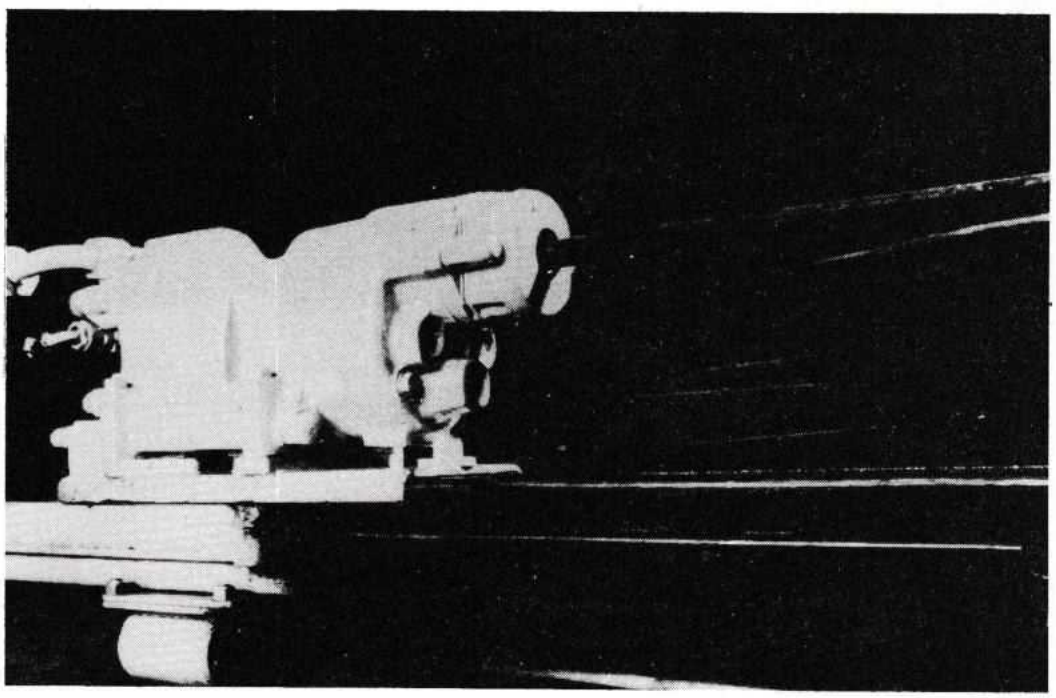


Fig. 14. Separatroterad bergborrmaskin för 1"-borrstål och med inbyggd ljuddämpare.

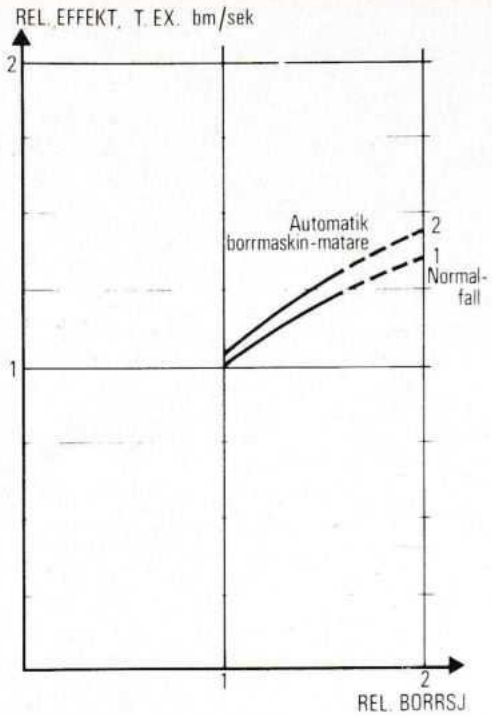


Fig. 15. Borraggregats effekt som funktion av borrsjunkning.

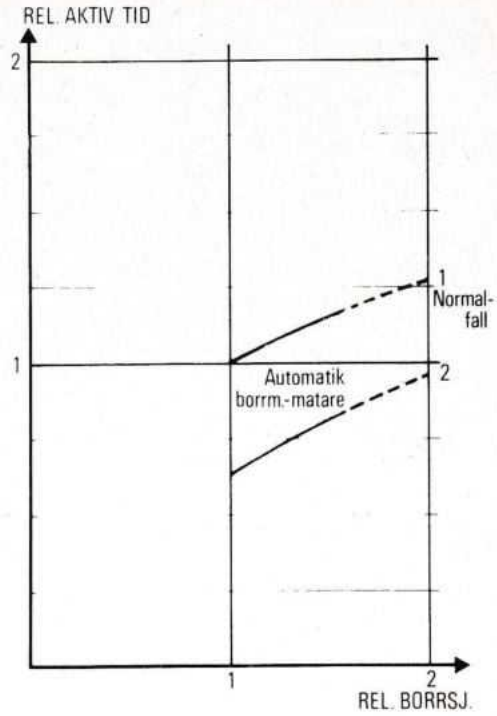


Fig. 16. Operatörens "aktiva tid" som funktion av borrsjunkningen.

Med hjälp av datorprogram kan man analysera dessa problemställningar. Resultatet av en sådan analys framgår av Fig. 15, som visar ett borraggregats relativa effekt som funktion av borrsjunkningen. Med relativ effekt avses aggregatets kapacitet uttryckt i t.ex. bm/tim. eller antal salvor/skift, då det antages arbeta på en plats där dess utnyttjandegrad är 100 %.

Kurva nr 1 visar en normal matning, där man ej har infört någon form av automatik. Kurva 2 visar den effektökning man erhåller genom att införa automatiskt stopp på borrmaskinen, då hålet är färdigborrat, och samtidigt automatisk återgång av borrmaskinen till ändläget.

Orsaken till den effektökning som vinnes är, att om en borrare har två eller tre maskiner att arbeta med, hinner han – med ökande nettoborrsjunkning – ej med att effektivt övervaka alla maskiner, utan dessa kommer att stå stilla en viss tid, vilket innebär en kapacitetsförlust. Med automatik undvikes denna förlust. Man kan också säga att "utnyttjande-graden" av operatören blir för hög. Detta kan kvantifiseras med begreppet *aktiv tid,* som definieras såsom "den procentuella del av totala borrningstiden, då operatören aktivt arbetar och ej enbart övervakar en operation".

Begreppet "aktiv tid" kan även åskådliggöras i diagramform, Fig. 16, som funktion av borrsjunkning. Av diagrammet framgår hur borrarens aktiva tid minskar genom införande av t.ex. automatiskt stopp och återgång av borrmaskinen.

Diagrammet visar även att nettoborrsjunkningen kan nästan fördubblas, innan operatörens belastning blir densamma som utan detta steg.

Med hjälp av de tidigare nämmda datorprogrammen kan man alltså steg för steg analysera de olika deltiderna i borrningscykeln. Vill man t.ex. studera hur en automatisk reglering av matningskraften, som förhindrar fastkörning av borren, påverkar kapaciteten, måste man i datorprogrammet införa en störningsfaktor, som kan bestämmas genom studier på olika arbetsplatser.

5. Miljöproblem

Vi har hittills mest uppehållit oss vid förbättringar på borrutrustningar, som varit avsedda att öka kapaciteten, och även i viss mån minska den psykiska belastningen på arbetaren.

I och med införandet av borriggar med två eller flera högeffektiva borrmaskiner,

Fig. 17. Närbild av hytt med manöverplats för tunnelborraggregat.

kommer miljöproblemen i en helt annan dager. Framför allt är det buller- och vibrationsproblemen, som kommer i blickpunkten.

Bullret från en slående bergborrmaskin har två huvudkällor, dels den utrusande avloppsluften och dels det mekaniska skramlet, som kommer från kolvens slag mot borrstålet och övriga maskinelement i borrmaskinen.

Som redan tidigare nämnts, finns det i dag effektiva ljuddämpare för avloppsluften.

Verkningarna av det högfrekventa bullret från borrstålet kan avsevärt reduceras genom användande av effektiva hörselskydd. Den karakteristiska egenskapen för dessa hörselskydd är nämligen, att de har sin bästa dämpningseffekt i de högre frekvensområdena. Genom kombination av effektiv avloppsljuddämpare och effektiva öronskydd kan man därför uppnå tolerabel bullernivå.

Kraven på avsevärt bättre arbetsmiljö för bergarbetaren öker emellertid mycket snabbt, och som avslutning visar jag två bilder av ett ultramodernt aggregat, försett med ljuddämpande hyttkonstruktion. Fig. 17.

Den är även försedd med ett speciellt luftväxlingsaggregat, som i sin tur har filter för den ingående luften, som förhindrar damm, oljedimma o.dyl. att komma in i hytten, samt håller temperaturen i densamma vid önskad nivå genom termostatreglering.

För att reducera vibrationerna från bergborrmaskinerna, som överföres via hydraulbommarna och chassit, är denna hytt uppbyggd på vibrationsdämpande element. I golvet på hytten är det dessutom lagt en gummimatta, som tar bort de eventuella vibrationsfrekvenser som passerar genom upphängningselementen.

Med dessa exempel har jag velat visa hur man, genom systematiskt studium av ett borraggregats arbetssätt och uppbyggnad, kan utveckla detsamma för att erhålla:

högre effekt,
högre driftsäkerhet,
bättre sprängningsresultat,
– och detta utan att öka arbetarens belastning –
samt större miljövänlighet.

Erfaring fra fullprofilboring i grønnstein

Sivilingeniør Olav Torgeir Blindheim – Geologisk Institutt, N.T.H.

Foredraget er basert på opplysninger stillet til rådighet av Trondheim Kommune og A.S Jernbeton Trondhjem, samt egne undersøkelser og notater.

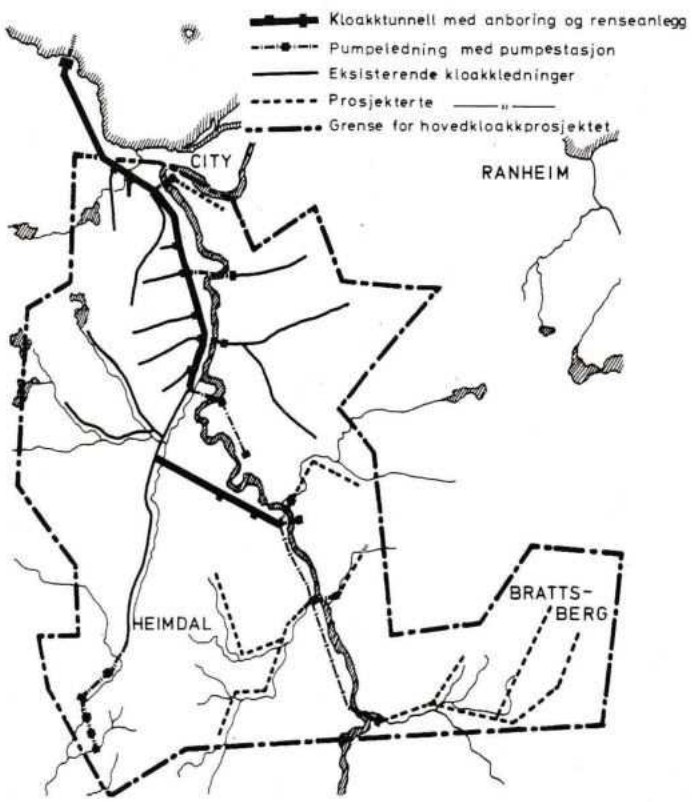
Det er nå boret ca. 600 m tunnel. En har høstet erfaringer som bør bli kjent allerede nå, en nøyaktigere oppfølging og avklaring med mer detaljerte resultater vil komme senere.

Anlegget

Tunnelen der fullprofilboringen er utført, inngår som en del av hovedkloakkprosjektet for Trondheim Kommune. Dette er den første ordinære horisontale tunnel hvor slik boring er foretatt her i landet. Det har allerede vært boret flere stigorter og sjakter. Felles for disse er at det først bores et pilothull, som så utvides ved at borehodet trekkes oppover ved hjelp av en borstang i pilothullet.

Kloakktunnelen vil få en lengde på ca. 7 km og vil gå langs vestsiden av Nidelven fra Sluppen og videre ut til Høvringen ved Trondheimsfjorden. En forenklet oversikt over hovedkloakkprosjektet er vist i figur 1.

Fig. 1



Kloakkplan for Trondheim

Arbeidet ble påbegynt omkring årsskiftet 1971–72 og tunnelen er beregnet ferdig i 1974. Selve fullprofilboringen var opprinnelig antatt å være ferdig høsten 1973. Arbeidet utføres av A.S Jernbeton Trondhjem for Trondheim Kommune.

Geologi

Geologisk sett ligger anlegget i Trondheimsfeltet av den kaledonske fjellkjedes hovedsone. Bergartene langs tunneltraséen er over en strekning av ca. 5 km grønnsteiner av varierende karakter. De tilhører Støren-gruppen og er av ordovicisk alder. Denne bergartstype er dannet av lavastrømmer under hav, og har derfor hyppig en putelavastruktur. Ellers varierer strukturen sterkt fra massiv putelava til finkornig grønnstein og til mer sedimentlignende grønnskifer.

I denne formasjon opptrer også mindre lag eller ganger av kvartskeratofyr, antagelig avsatt som vulkansk aske.

Videre opptrer i de ytre 2 km av tunnelen en intrusjon av trondhjemitt, en eruptiv bergart av granittlignende sammensetning. Denne bergart skal drives med vanlige driftsmetoder, det er strekningen i grønnsteinen som er tenkt fullprofilboret. Tunnelen går stort sett nær parallelt bergartens lagdeling.

Driftsmetode

Den viktigste årsak til at det ble valgt fullprofilboring, var ønsket om å unngå rystelsesproblemet og skader på nærliggende bebyggelse. For de ca. 5 km av tunnelen som går under bebygget område, varierer den totale overdekning fra 20 til ca. 60 m, se lengdeprofil i figur 2.

Bebyggelsen er kontrollert av bygningssakkyndige i en avstand av ca. 80 m fra tunnelaksen, og et opplegg for rystelsesmåling er utarbeidet. En nøyaktig kontroll vil her bli omfattende p.g.a. den tette bebyggelsen. Ved fullprofilboring vil en oppnå en besparelse og roligere arbeidsforhold.

De permanente sikringsarbeidene i tunnelen betales av Trondheim Kommune, og en har kalkulert med en vesentlig reduksjon i sikringsarbeidene ved fullprofilboringsalternativet.

Transport av massen fra anlegget til fyllplass betales også separat, og en reduksjon i de teoretiske masser og overmasser vil gi en besparelse. Figur 3 viser de teoretiske tverrsnitt for tunnelen ved vanlig drift og ved fullprofilboring.

Problemet med mulig grunnvannssenkning og setningsskader er vurdert, men ikke funnet alvorlig. Løsmassemektighetene er varierende, men stort sett ikke svært dype, og massene er faste. Det er tidligere ikke påvist setningsskader i forbindelse med

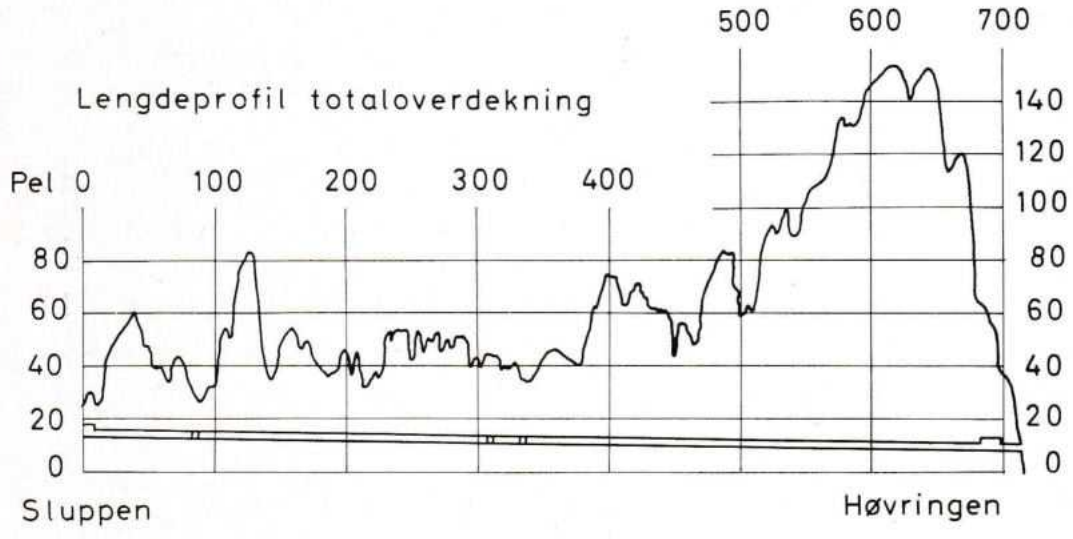
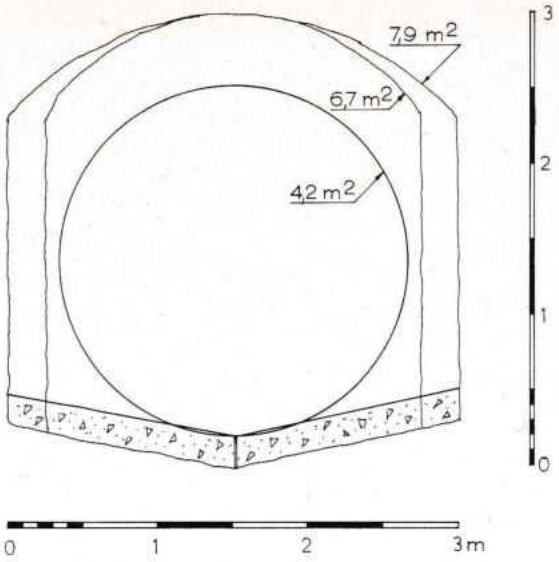


Fig. 2

Fig. 3



TEORETISKE TVERRSNITT

fjellanlegg i området. Angående valg av driftsmetoder har derfor mulig grunnvannssenkning ikke spilt noen vesentlig rolle.

Til anbudet var det foretatt ingeniørgeologiske undersøkelser for å klarlegge stabilitets- og driftsforhold. I disse ble behandlet bergartenes fordeling og egenskaper, knusningssoner og leirslepper, alminnelig oppsprekning o.l. Fremdriftsforhold som borbarhet og sprengbarhet var også vurdert ut fra bergartsanalyser, og bergartsegenskapenes innvirkning på eventuell fullprofilboring var tatt med. Her ble fullprofilboring ikke anbefalt. Det ble påpekt at trondhjemitten måtte ventes å gi stor verktøyslitasje, denne er heller ikke tenkt boret. Videre var det ventet at grønnsteinen ville være ugunstig p.g.a. fastheten. De mekaniske egenskapene var også ventet å variere sterkt p.g.a. vekslingen mellom putelava og grønnskifer. Videre ble det antatt at kvartskeratorfyrlagene ville gi meget stor verktøyslitasje.

Uavhengig av disse undersøkelser er prøver av bergartene sendt til Tyskland og undersøkt av borstålfabrikanten. Konklusjonen fra dette hold var at fjellet var borbart med borkronekostnader på ca. 160–180 kr/lm eller ca. 40–45 kr/m^3.

Representanter fra fabrikantene av bormaskin og borstål var også flere ganger på befaring til området, bl.a. til en liten del av tunnelen som allerede er drevet.

Dessverre viser det seg at de prøver fra grønnsteinsformasjonen som først ble undersøkt av borstålfabrikanten var av den mer skifrige typen, og at de ikke var representative for hele variasjonsområdet i fasthetsegenskapene som en finner langs traséen. Prøver fra den massive putelavaen ble således ikke undersøkt før senere.

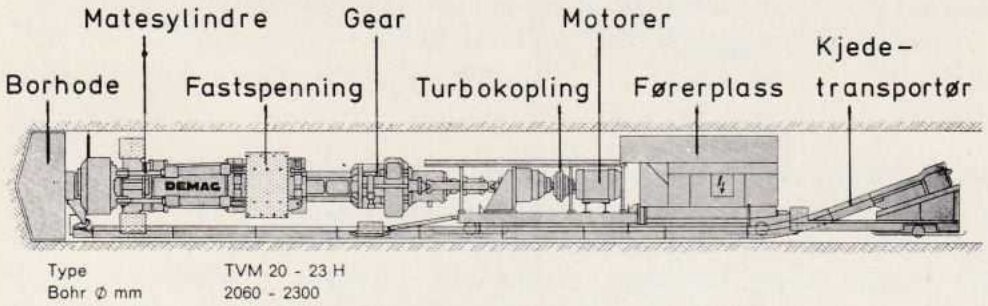
Fullprofilborings-alternativet ble altså valgt selv om anbudet her var noe høyere. Den viktigste grunnen var som nevnt at en ville unngå problemet med sprengningsrystelser, med de ulemper for omgivelsene og muligheter for skader en ville få ved denne metode. Trondheim Kommune har også forpliktet seg til å ta del i borverktøykostnadene, dersom levetiden på borkronene går under et visst nivå.

Fullprofilutstyret

Boreaggregatet er en Demag TVM 20–23 H med Söding & Halbach boreverktøy. A.S Jernbeton Trondhjem leier maskinen av et tysk entreprenørfirma Gebrüder Abt KG, Mindelheim, til en fast tunnelmeterpris. Gebrüder Abt stiller også en bormester på hvert skift, samt reperatør. Firma Tveite & Co., Lørenskog representerer entreprenørfirmaet og borstålleverandøren.

Maskinen har en lengde på 17 m og totalvekt 55 t. Den installerte ytelse er 220 kW totalt, til borhodet går 2 x 90 kW. Materkraften er regulerbar til maksimalt omkring 120 t netto på borhodet. Rotasjonstallet er 14 o/min. Figur 4 viser maskinens oppbygging skjematisk.

Fig. 4



En ser her borhode med travers, de hydrauliske fremdriftssylindrene, hydraulisk opererte fastspenningsplater, gear, turbokopling, driftsmotorer, den overbygde førerplassen med hydraulikkstasjon og elektriske kontrollorganer, samt kjedetransportør.

Borkakset eller bormassen går med kjedetransportør ut under maskinen slik at operatøren kan kontrollere stykkefallet, og videre opp på en bukk for tømming i vagger. Uttransport av massen skjer på Hägglund-vagger, en vagg brukes som bunker. Boringen kan derfor foregå uavhengig av transporten. Retningen styres ved hjelp av de hydrauliske støtteplatene og holdes ved hjelp av laserstråle.

Borhodet er bestykket med ialt 11 borkroner. 10 av disse er bygget opp av diskosformede rullemeisler, som regel 3 diskoser eller ringer på samme aksling. Senterkronen er av samme type som en grovhulls rotasjonskrone, med to koniske ruller.

Det er to hovedtyper av borkroner som har vært i bruk; glatte rullemeisler av herdet stål, samt rullemeisler besatt med hardmetallnudler langs periferien.

Figur 5 viser borhodet forfra. Det er her ikke fullt bestykket. En legger også merke til de tre skovlene som skal skyfle bormassen opp i kjedetransportøren.

Figur 6 viser senterkronen med hardmetallnudler og den ene ringen av en glatt stålrullemeisel. Videre ser en detaljene for feste av borkroneakslingen på en bukk på borhodet.

Figur 7 viser senterkronen og 4-rings kroner med hardmetallnudler. Denne typen med 4 ringer ble bare brukt et kortere stykke som et forsøk, da borkroneakslingene egentlig var beregnet på 3 ringer.

Stålrullemeislene brukes til de har fått en slitefas på 1,5 cm og skiftes så ut,

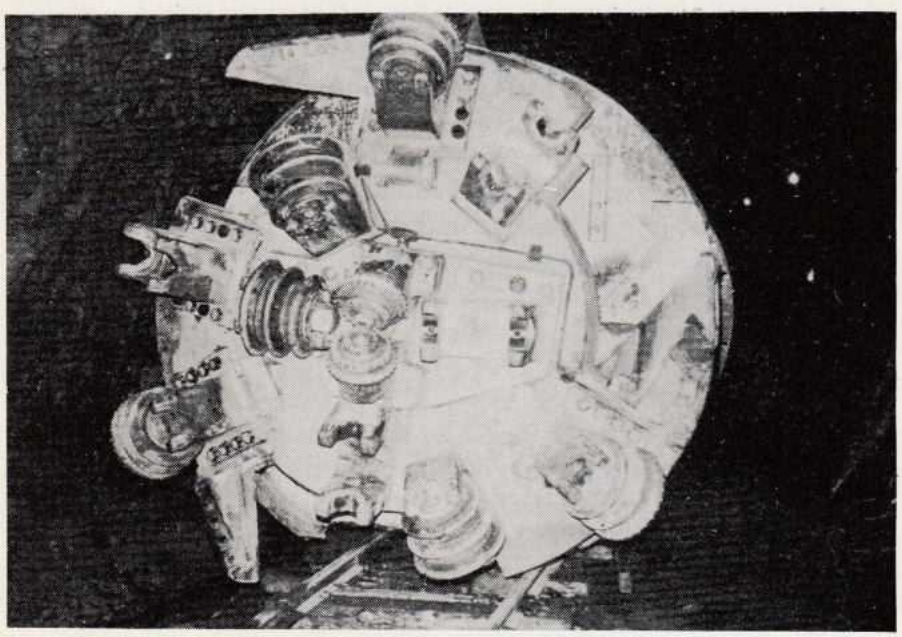
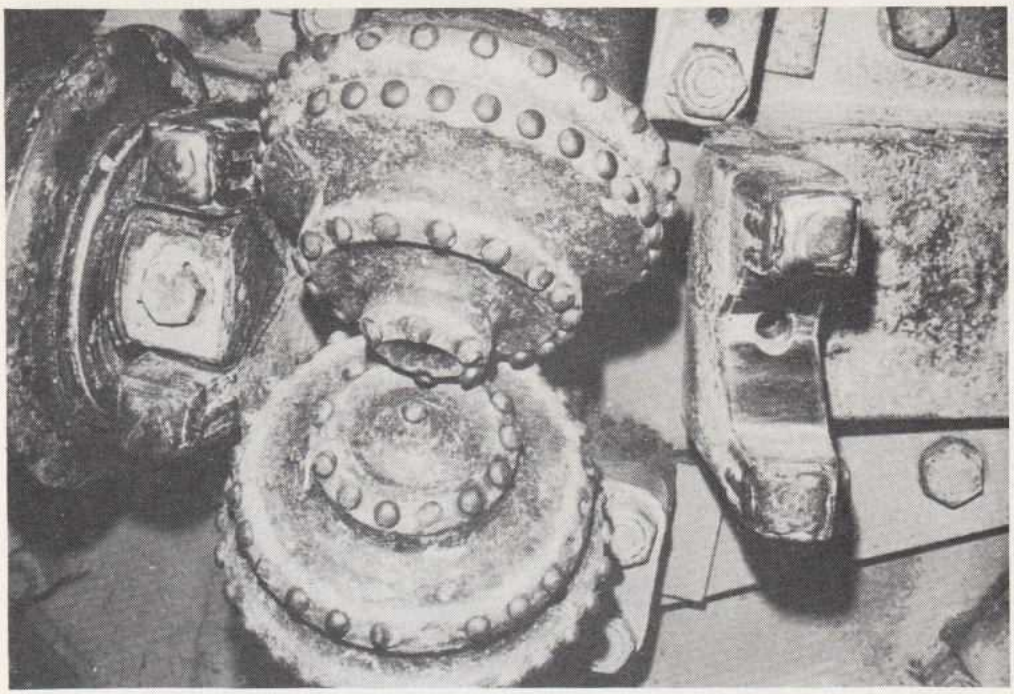


Fig. 5

Fig. 6

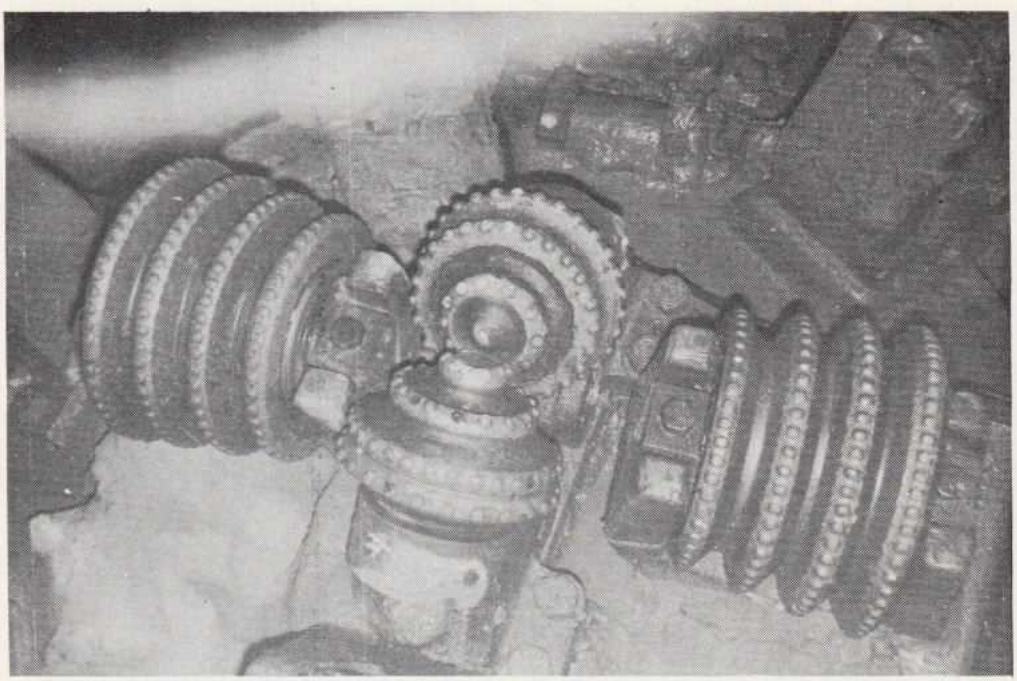


omsliping foretas ikke. De hardmetallbesatte ringene brukes til hardmetallnudlene er nedslitt, brukket av eller til stålinnfatningen er bortslitt eller røket. Heller ikke disse slipes om. På figur 8 ser en slitte stålrullemeisler samt hardmetallbesatte ringer som har gått langs tunnelperiferien.

Hver enkelt rullemeisel eller ring kan skiftes selv om de andre på samme aksling ikke er slitt. Akslingen må da tas av bukken og ringene skiftes på verksted idet de er krympet på. Totalvekt på en borkrone med aksling, lagere og ringer er ca. 100 kg.

Selve borearbeidet skjer ved at borhodet presses frem mot stuffen under rotasjon. Fjellet knuses da ned under rullemeislene eller hardmetallnudlene idet disse ruller over stuffen. De fremstikkende ryggene mellom hvert enkelt spor brytes av etter hvert i større stykker. Under brytingen av disse fremstikkende ryggene kan sidene på rullemeislene eller stålinnfatningen til hardmetallnudlene slites. Den avstand en kan operere med mellom hvert enkelt spor, er avhengig av bergarten. Hardere bergarter

Fig. 7



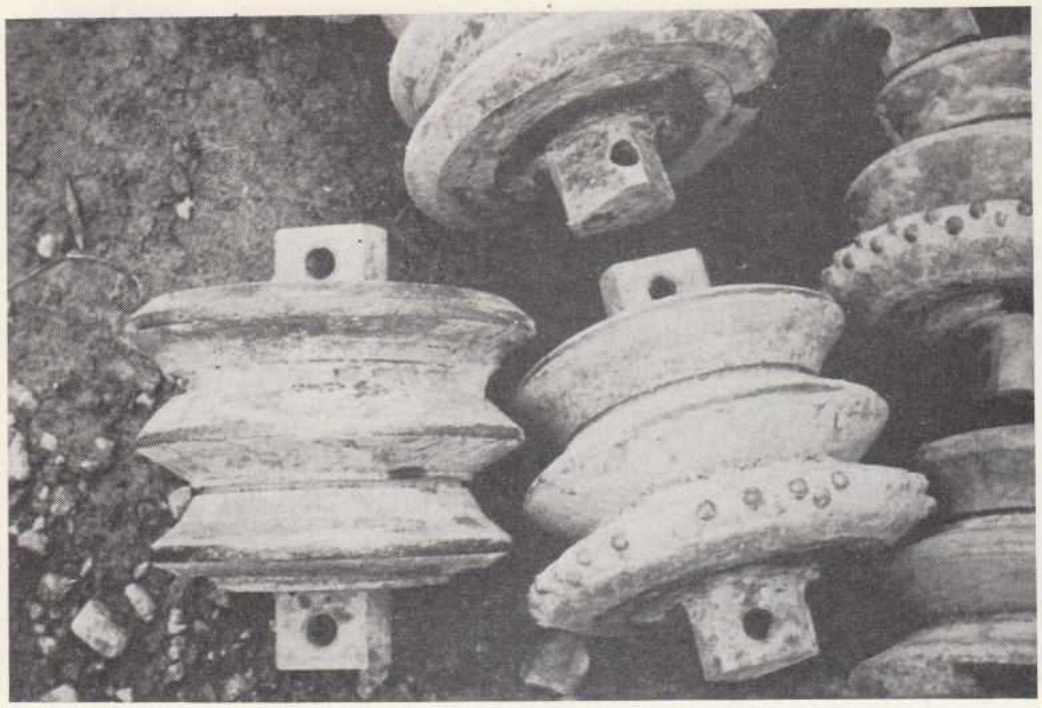


Fig. 8

krever gjerne kortere avstand, massen blir derved mer finknust. Her er anvendt en senteravstand på 4 cm mellom sporene.

Figur 9 viser stuffen der en ser sporene etter ringene. En bemerker også de slette tunnelveggene.

Bormassen blir ved så vidt kort avstand mellom sporene ganske finkornet, noe som fremgår av figur 10 fra tippen. Det spyles lett under boring, vesentlig for å dempe støvet, en viss kjøleeffekt oppnås også.

Under boring trekkes boraggregatet med slepetender og bunkervagg fremover. Når hele slaglengden til matersylindrene lik 80 cm (i praksis gjerne 75 cm) er boret, flyttes fastspenningsplatene, og maskinen tar nytt tak. Innretning skjer etter laserstrålen og en ny boresekvens kan begynne. Denne flyttingen tar vanligvis ikke mer enn 5 minutter, dersom ikke borverktøyet skal kontrolleres. Selv ved maksimal utnyttelse av maskinen bores det altså ikke 100 % av tiden.

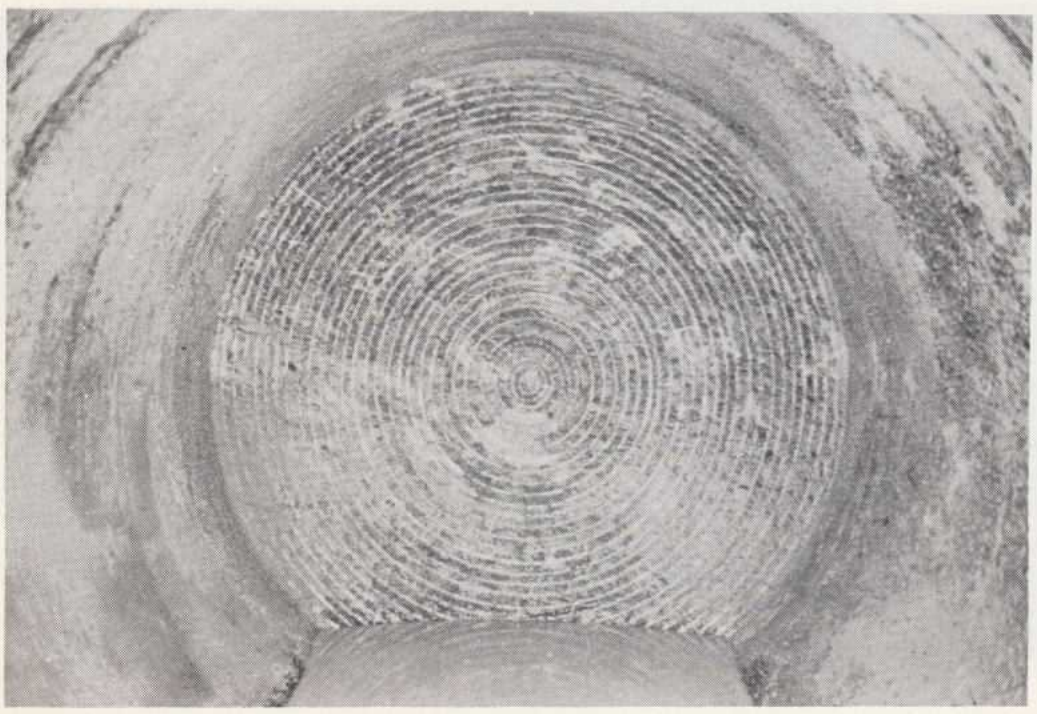
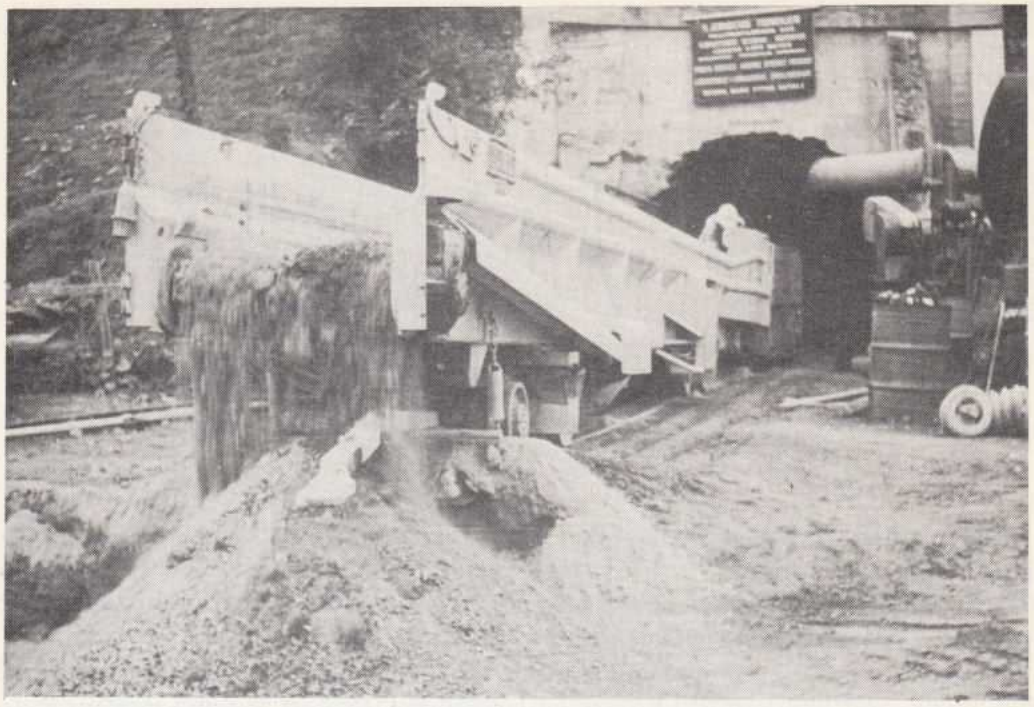


Fig. 9

Fig. 10



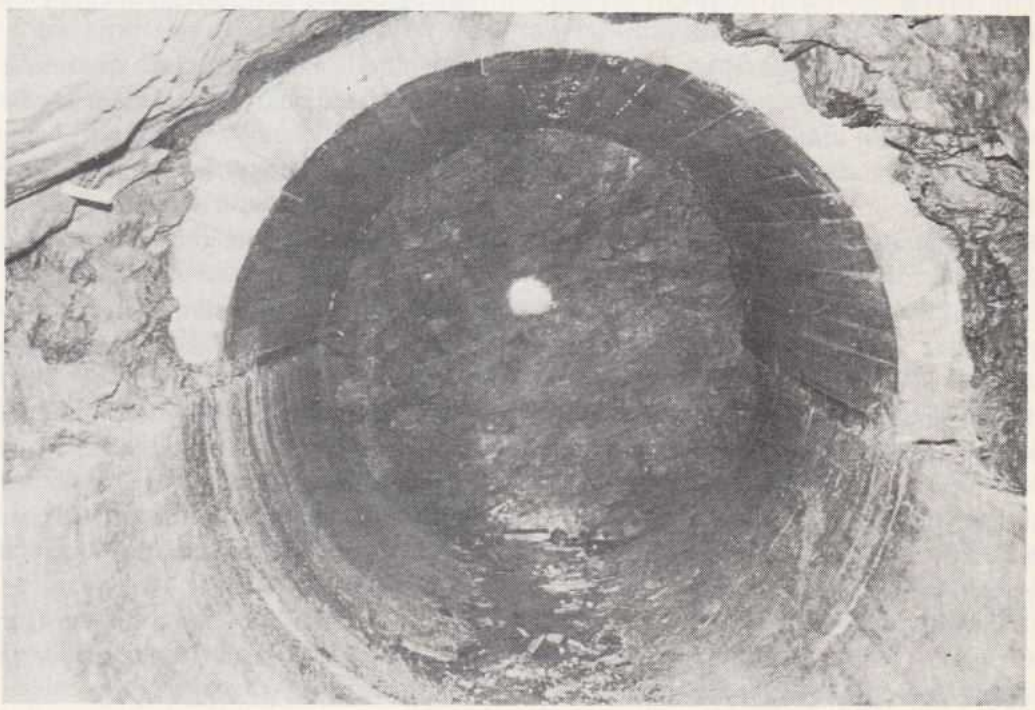
Før start av borearbeidet må det tillages en sylindrisk betongutforing som maskinen kan spenne mot. Figur 11 viser en slik utforing, bemerk også fjelloverflaten sammenlignet med den utborete tunnel på figur 9.

Driftsresultater

Den første tiden ble det boret nordover fra tverrslaget ved Marienborg. En hadde ved start en bestrykning bestående av glatte stålrullemeisler, med unntak av senterkronen og de tre kaliberrullene. Senterkrona var av typen med ståltenner, og kaliberringene var skodd med hardmetallnudler.

Senterkronen med ståltenner var av en type beregnet til løst fjell. Etter drøyt 2 bormeter i grønnskiferen var den ødelagt, og ble skiftet ut med en krone med hardmetallnudler som tidligere vist.

Fig. 11



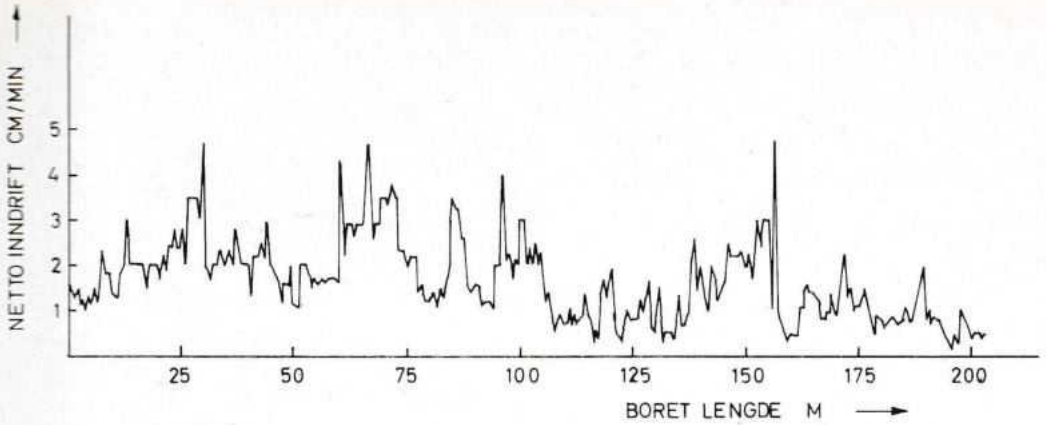


Fig. 12

Borearbeidet gikk den første tiden med gode inndrifter. Borsynken eller netto inndrift pr. flytt varierte fra 1 til ca. 3 cm/min., sporadisk oppe i over 4 cm/min. Vanlige inndrifter lå på ca. 2 cm/min. som tilsvarer ca. 1,2 m/time. Se figur 12. Inndriften varierte sterkt fra flytt til flytt.

Bergarten var her en grønnstein med markert skifrighet, en grønnskifer om en vil. Den hadde god spaltbarhet på tvers av lagdelingen og kort avstand mellom glatte klorittlag. Den mest markerte sprekkeretningen var også langs lagdelingen.

Bestykningen med hovedsakelig glatte stålrullemeisler egnet seg altså godt i denne skifrige bergart. Kvartsinnholdet i denne bergart er lavt med unntak av enkelte kvartslinser og bånd av kvartskeratofyr.

Etter ca. 100 m kom en inn i hardere fjell, og inndriftene sank. En lå da fra 0,5 til 1,5 cm/min., og med stor slitasje på stålrullemeislene. Sporadisk var inndriften noe bedre. Det ble ialt boret ca. 100 m på denne måten.

Bergarten varierte her fra en tettere grønnstein med en viss, men ikke særlig markant skifrighet, til en meget massiv putelava med uregelmessig struktur og flammelignende partier med epidot.

En hadde også krysset et par benker av kvartskeratofyr som over kortere strekninger fylte hele tverrsnittet. En fant her en iøynefallende forskjell mellom to av strekningene med kvartskeratofyr. Der den var massiv ble inndriften svært lav, mens der keratofyren var tett gjennomsatt med riss og stikk, fikk en god inndrift. Om dette bare skyldes forskjell i oppsprekningsgrad, eller også selve bergartsegenskapene har en foreløpig ikke fått fastlagt.

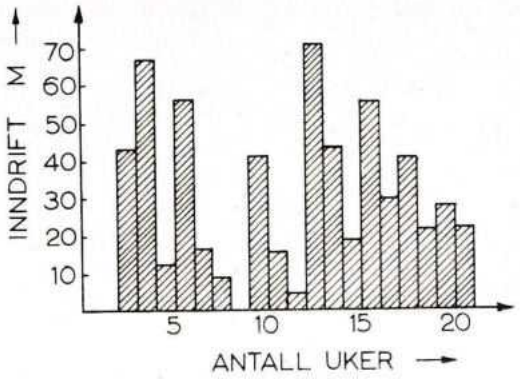
Det anvendte matertrykk varierer over hele strekningen. For de løse partiene er det boret med lavere matertrykk enn det maksimale, for de hardeste partiene ble det anvendt høyest mulig trykk.

Borkronene slites ujevnt etter plasseringen på borhodet, de ytre kroner ruller jo en lengre distanse pr. tunnelmeter. Når kronene dertil veksler plass på borhodet, blir det en omfattende sak å rekonstruere den nøyaktige innsatstid eller rullet distanse for hver enkelt ring eller diskos.

En nøyaktig fordeling av borkroneforbruket langs tunnelstrekningen er derfor ennå ikke foretatt. Ut fra en samlet registrering av borkroneforbruket på noe lengre strekninger har imidlertid overingeniør G. Gundersen, A.S Jernbeton Trondhjem, satt opp et diagram som antyder boreverktøykostnadene som funksjon av netto inndrift, se figur 13. Diagrammet baserer seg på bruk av stålrullemeisler i de første 200 m som ble boret av tunnelen, og illustrerer den sterke økning en får i kostnad p.g.a. økt slitasje ved lave inndrifter. Variasjonene i inndriften skyldes her altså fjellets egenskaper ved siden av de maskinelle faktorer. En har boret med enten antatt optimalt matertrykk eller det maksimalt oppnåelige for maskinen.

Diagrammet illustrerer også nødvendigheten av på forhånd å kjenne fjellets egenskaper så godt at en kan velge riktig boreverktøy og beregne inndriftene og borverktøykostnadene rimelig nøyaktig.

Fig. 13



Andre tidsbestemte driftskostnader vil også vise et lignende forhold ved reduserte inndrifter. Ved stor slitasje vil imidlertid borverktøykostnadene bli den langt viktigste utgiftspost.

En kunne ikke vente vesentlig bedre fjell på den første strekningen videre nordover, og det var flere ukers leveringstid for hardmetallbesatte kroner. En overgang til denne typen borkroner ble ansett som nødvendig for å kunne oppnå rimelige inndrifter i de hardeste partiene.

På stuffen mot sør, som var klargjort for boring, var det skifrig fjell av samme type som var boret med gunstig resultat med stålrullemeisler på den første strekningen mot nord. Det var videre muligheter for at en kunne følge denne skifrige typen videre sørover under et hardere parti. Dette ble vurdert ut fra retningen på bergartsstrukturen og uten diamantboring e.l. og viste seg senere ikke å holde stikk.

Det ble imidlertid besluttet å snu maskinen for å fortsette boringen i grønnskiferen mot sør. Uttransport av maskinen og klargjøring før ny boring tok to uker.

Den første strekningen mot sør ble deretter boret med gode inndrifter, vanlige nettoinndrifter pr. flytt lå på ca. 4 cm/min. og totalt for et 12 t boreskift var en oppe i 16,5 m. Ved disse gode inndriftene fikk en noe venting p.g.a. uttransporten av massen.

Så kom en inn i hardt fjell igjen. En stoppet nå boringen med en gang for å unngå sterk kroneslitasje. Det ble prøvd enkel sonderboring fra stuff for å kontrollere om det harde fjellet vedvarte. Maskinen ble så trukket noe tilbake, og det ble boret og skutt en salve med knematerutstyr. Salvetverrsnittet var noe mindre enn selve fullprofiltunnelen. Tunnelperiferien og røysa ble deretter "boret" ut av maskinen. Under dette måtte det kontrolleres på stuff at ikke blokker kilte seg fast på borhodet, større stykker måtte slåes med slegge.

Etter salva fikk en ca. 3 m med bedre inndrifter. Riss fra sprengningen var her antagelig medvirkende. Det ble deretter skutt en salve til som ble tatt ut etter samme tidkrevende metode. En boret deretter videre et kort stykke før hardmetallkroner ankom og ble satt inn.

Med bestykning av hardmetallbesatte borkroner er det deretter boret drøye 300 m av tunnelen. Fjellet har her vært relativt hardt, men sterkt vekslende. Det ser ut til at fasthetsegenskapene varierer fra meter til meter i de samme bergartslagene. Nettoinndriftene har variert fra 0,5 til 2,5 cm/min.

Hardmetallborkronene har vist svært varierende levetid, fra 2–3 tunnelmeter til ca. 250 m. Det har vært prøvd forskjellige typer kroner. Noen har hatt hardmetallnudlene fordelt skiftevis til hver side av periferien på stålringene. Videre er det prøvet hardmetallnudler med 12 og 15 mm diameter. Selve slitasjen av hardmetallnudlene har imidlertid ikke vært det største problemet, derimot festet av nudlene i stålringen. En har her fått brekkasje idet større og mindre fragmenter av "tannkjøt-

tet" eller festeringene er slått løs. Ren slitasje ser heller ikke her ut til å være den alvorligste påkjenning. En del av borkronene har derved brutt sammen såvidt raskt og på en slik måte at det antagelig er grunn for reklamasjoner.

En del av borkronene med hardmetallnudler har imidlertid blitt utnyttet på en gunstig måte idet nudlene er slitt ned uten for stor brekkasjeprosent og uten brudd i stålinnfatningen. Dette gir en indikasjon på at de hardmetallbesatte borkronene er den type som egner seg i såvidt hardt fjell, og at det er de største hardmetallnudlene som står best.

På grunn av den lave levetiden blir imidlertid kostnadene pr. tunnelmeter store. For strekningen boret sørover, for det vesentlige med hardmetallkroner, ligger borverktøykostnadene i størrelsesorden ca. 1100 kr/lm tunnel. For enkelte partier er kostnadene vesentlig høyere.

Inndriftene veksler og ligger ofte lavere enn de ca. 1,5 cm/min. som er den omtrentlige nettoinndrift en bør ha for at boring skal være interessant med hensyn på tiden.

Boringen er derfor nå stoppet og videre drift er et spørsmål om økonomi og garantier, og eventuelle forbedringer av utstyret. Her er det spesielt en justering av borhodets utforming og en økning av effektivt matertrykk som synes aktuelt.

Inndriftene pr. kalenderuke for den strekning som er boret hittil er vist i figur 14. Uke 1 og 2 gikk her til rigging av maskinen. Ellers bemerkes til resultatene at det i uke 5 var forsterkning av hydraulikk, uke 8 og 9 vending av maskinen, uke 11 salveskyting og uke 12 skifte til hardmetallkroner.

Maskinutnyttelsen har ligget omkring 50 % i boretid av totaltid, sett bort fra spesielle perioder med flytting o.l. De hyppige kontroller og skifte av borkroner bidrar sterkt til å redusere effektiv boretid.

Av andre spesielle problemer kan nevnes at retningskontrollen ikke alltid har vært like god. Dette skyldes antagelig vanskeligheter med å avlese korrekt retning fra laserstrålen p.g.a. støv, eventuelt noe uoppmerksomhet. For den overveiende del av strekningen blir tunnelen imidlertid svært rett, og med jevn overflate.

Maskinen har hatt noe vansker med å ta kurvene riktig, særlig når matertrykket har ligget på det maksimale.

Ved vannlekkasjer inn i tunnelen får en lett problemer med at det finkornige borkakset vaskes av kjedetransportøren og pakker seg i sålen. Dette gir stor friksjon ved fremmating og en reduksjon i effektivt matertrykk. Det blir derfor nødvendig å renske vekk borkakset for hvert flytt, og en får forsinkelser. Problemet er størst ved synkdrift, men er også merkbart ved stigningsforhold på 1 $^{0}/_{00}$.

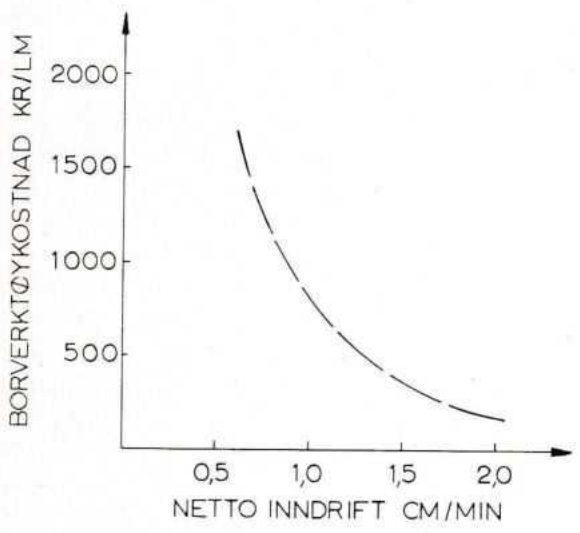


Fig. 14

Konklusjoner

Ut fra de erfaringene en har til nå med det anvendte utstyr, vil en spesielt påpeke følgende:

1. Det er av avgjørende betydning for en gunstig gjennomføring av et fullprofilboringsprosjekt at grundige forundersøkelser er foretatt. Disse må spesielt omfatte en nøyaktig kartlegging av bergartenes fordeling og deres oppsprekning. Det er nødvendig at bergartenes mekaniske egenskaper og variasjonsområdet for hver enkelt bergartstype klarlegges. Selv meget korte strekninger kan være utslagsgivende om de gir ekstreme verktøykostnader. Undersøkelser av bergartene bør også foretas uavhengig av dem utstyrleverandørene eventuelt foretar for prisantydninger eller anbud.

   Spesielle vanskeligheter som knusningssoner, vannlekkasjemuligheter, bergtrykksvansker e.l. må også undersøkes nøye. En fullprofilmaskin er et svært kostbart prøveboringsutstyr!

2. I grønnskifer og markert skifrig grønnstein med lavt kvartsinnhold, trykkfasthet på ca. 700–1100 kp/cm^2, og punktlaststyrke (indusert strekk) vinkelrett lagdelingen på omkring 60 kp/cm^2, har en oppnådd gode inndrifter. En har da anvendt stålrullemeisler og hardmetallbesatte senter- og kaliberkroner. Verktøykostnadene har vært moderate, i størrelsesorden ca. 50 kr/m^3, og totalresultater interessant sammenlignet direkte med konvensjonell drift.

   Økonomien blir i stor grad avhengig av inndriftshastigheten, og en god maskintidsutnyttelse kan gi høye inndrifter. Dette krever meget av driftsopplegget i form av verkstedkapasitet, lager av reservedeler og forbruksmateriell. Borkroner av denne type er uvant dyre forbruksartikler!

3. I hardere fjell; kvartskeratofyr med midlere trykkfasthet ca. 1800 kp/cm^2 og i grønnstein og putelava med midlere trykkfasthet fra ca. 1000 til 2200 kp/cm^2 og punktlaststyrke (vinkelrett lagdeling) fra 100 til 150 kp/cm^2, har en fått lave inndrifter og stor slitasje.

   Ved overgang til borkroner med hardmetallnudler i denne type fjell har en forbedret inndriften noe, men borverktøykostnadene er fremdeles høye. Vanskelighetene ligger antagelig ikke bare i fjellets egenskaper, men også i borverktøykvaliteten og dimensjoneringen av maskinen.

4. Hvilke undersøkelsesmetoder eller kombinasjon av analyser som best karakteriserer bergartenes egenskaper ved fullprofilboring, har en ikke kunnet fastlegge ennå. Fullstendige analyser for de forskjellige bergartstyper vil bli foretatt og korrelert med driftsresultatene. De foreløpige data en har, synes imidlertid lovende. Ved siden av selve bergartsegenskapene ser det også ut til at en skifrighet og tett oppsprekning spiller en vesentlig rolle.

5. Fullprofilboring gir et jevnt tunnelprofil med svært lite overmasser. Hvordan maskinen vil kunne takle f.eks. markerte knusningssoner med svelleleire og hvordan totalbildet med sikringskostnadene blir, har en lite grunnlag for å si ennå, da en ikke har drevet gjennom spesielle svakhetssoner. Det er vanskeligere å bedømme fjellets struktur og oppsprekning i det jevne profilet.

Ut fra disse erfaringer synes fullprofilboring å være en gunstig metode anvendt på de rette steder og i de rette bergartstyper. Å satse på fullprofilboring der en ikke er sikker på bergartsegenskapene og driftsforholdene forøvrig, kan bli meget kostbart.

En er nå på et stadium der en gjennomarbeiding av de vunne erfaringer fra tunnel og sjaktdriving med denne type boreutstyr, burde kunne gi et relativt solid grunnlag for vurdering av fremtidige prosjekter.

Sjaktsprengning fra dagen mot 50 cm's grovhull

P. M. Nilsen – Ingeniør F. Selmer A/S

Ingeniør F. Selmer A.s fikk høsten 1971 i oppdrag av Oslo Kommune å utføre forlengelsen av Grorudbanen, tunnelbanen fra Grorud til Vestli. Denne parsellen består bl.a. i å sprenge 1 km med 50 m^2 dobbeltsporet kjøretunnel, samt å sprenge ut et stasjonsområde under Romsåsen. Dette stasjonsområdet består av toghall, ekspedisjonshall, heisehall, div. gangtunneler og en adkomsttunnel. I forbindelse med stasjonsområdet skulle det også drives en heisesjakt på ca. 70 m^2. Høyden fra dagen ned til hengen i heisehallen var ca. 43 m.

Fjellet på Romsås består av syenitt (Nordmarkitt) med enkelte diabasganger. I sjaktområdet var fjellet oppsprukket etter følgende hovedsystemer.

I Strøk N – 40° – V	Fall 80° Sydvest
II Strøk N – 50° – V	Fall 75° Nordøst

Framdriftsmetode

Dersom det var teknisk mulig, ville vi prøve å bore hele sjakta ovenfra med lange, "rette" hull. Heisehallen under sjakta ble drevet ferdig før boringen av sjakta startet opp. På toppen av sjakta ble det sprengt ut en skjæring for å få terrenget horisontalt, og som fundament for borbukkene ble det lagt opp 4 stålbjelker. Det ble valgt å bore med 2,5" kroner og 3 m lange styrerør.

Som pilotsjakt ble det boret et 6" hull med senkbormaskin. Dette hullet ble deretter benyttet som styrehull for boringen av et 50 cm pilothull. Denne borriggen besto av 5 stk. "down the hole" hammere med 4" borkroner. Disse var igjen plassert på et hode som roterte. Boringen av det 6" styrehullet og opprømmingen av dette til et 50 cm pilothull ble utført av Engebaks Brønnboring, som også har konstruert utstyret, fig. 1.

Boringen av strossehullene med 2,5" kroner ble igangsatt først. Hullene ble boret i lodd, og vannspyling ble benyttet. Alle hullene ble målt inn nøyaktig nede slik at boravviket ble kartlagt. På de første hullene fikk vi store avvik. Vi var også plaget med fastboring. For å bøte på disse problemene ble vannspylingen sløyfet. Borsynken ble redusert til 25 cm pr. min., og borkronene ble slipt mer ned for hver sliping slik at motkontendensen på harmetallet ble redusert. Borriggen ble også stillt opp skjevt slik at vi boret mot avviksretningen. Vi klarte på denne måten å redusere boravvikene betraktelig. Alle kranshullene ble boret 20 cm utenfor teoretisk sprengningsprofil. Fordi fjellet som denne sjakten ble drevet i, var meget oppsprukket, hadde man store problemer med boringen av de lange hullene. En del borutrustning gikk også tapt grunnet fastboring.

Boringen av det 6" styrehullet forløp uten problemer. Borriggen ble stillet opp i lodd, og det ble ikke registrert avvik av betydning. Borsynken ble målt til ca. 5 m pr. time. Opprømmingen fra 6" til 50 cm pilothull forløp også uten store problemer. Her ble borsynken målt til 1,5 m pr. time.

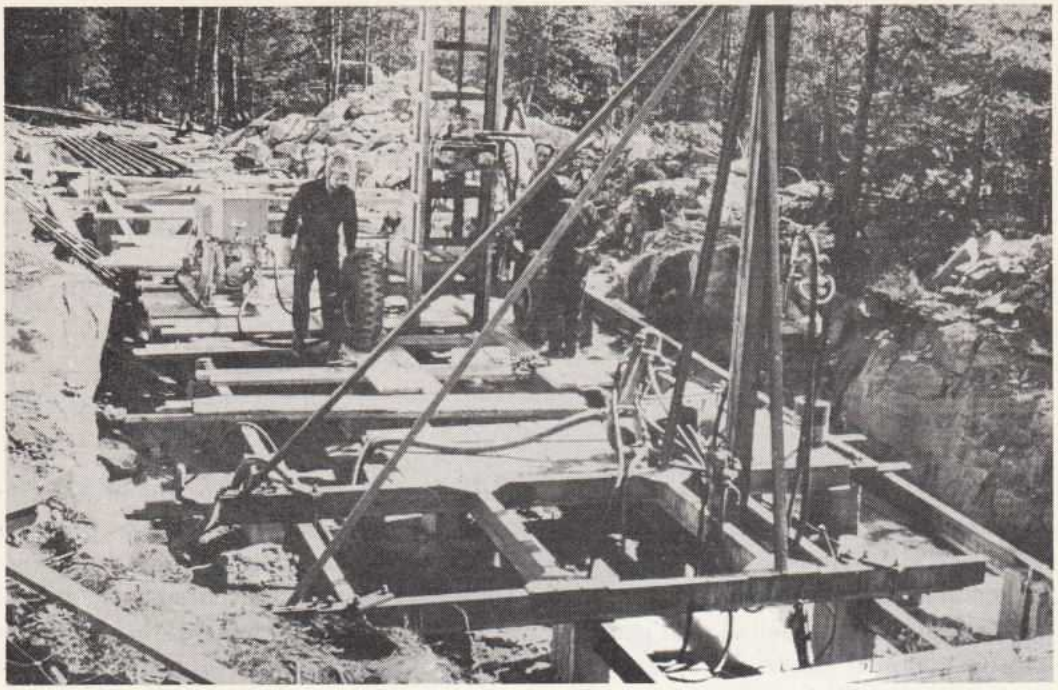


Fig. 1

FIG. 2 BORRPLAN

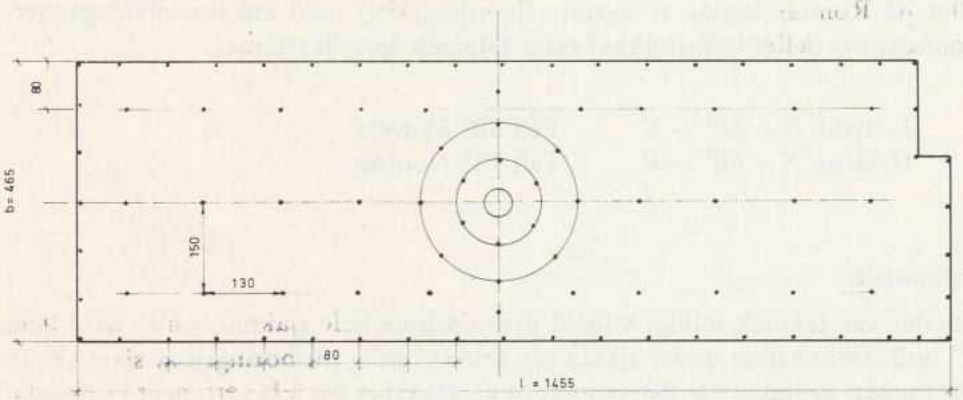


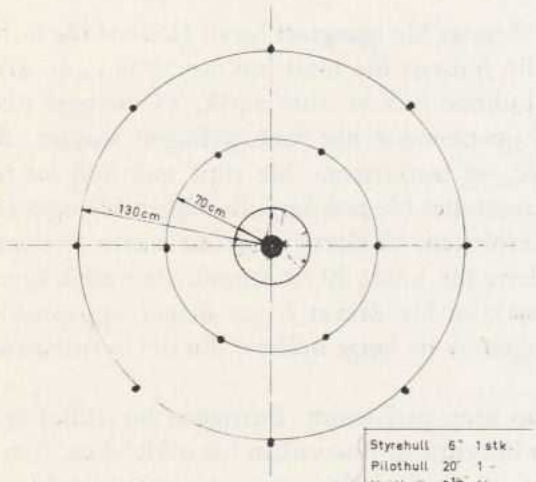
Fig. 2

HULL	ANTALL STK	DIM	SPRENGSTOFF	LADNING PR LM	LADNING TOT PR LM SJAKT
Kranshull	50	2½"	22×100 rör	0,36 kg	18,0 kg
Stross	30	2½"	50×560gum	2,85 kg	85,5 kg
Kutt	14	2½"	50×560gum	2,85 kg	40,0 kg
Pilothull	1	6" – 20"	uladet		
Tot	94				143,5 kg

Sjakthöyde	=	43,0 m
Teoretisk tverrsnitt	=	67,0 m²
Bormeter pr. m³	=	1,4 bm
Sprengstoff pr. m³	=	2,2 kg

Mål i cm.

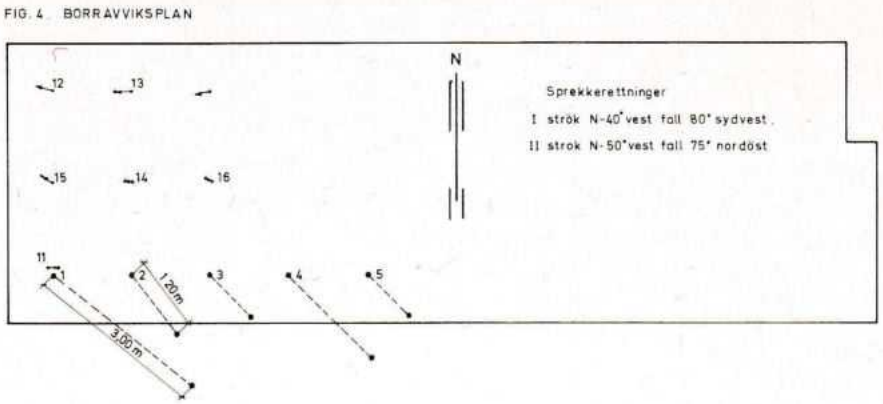
Fig. 3



Styrehull	6"	1 stk.
Pilothull	20"	1 -
Kutthull	2½"	14 -

F = 5,3 m²

Fig. 4



Hull nr. 1, 2, 3, 4, 5 ble borret i lodd (vannspyling). Gjennomsnitt avvik = 1,6 m

Hull nr. 11, 12, 13, 14, 15, 16 ble borret med avvik 12 mm pr.m mot nord, og 10 mm pr.m. mot vest. Gjenomsnitt avvik = 0,2 m

10% av kranshullene måtte borres på nytt grunnet for stort avvik

Fig. 5

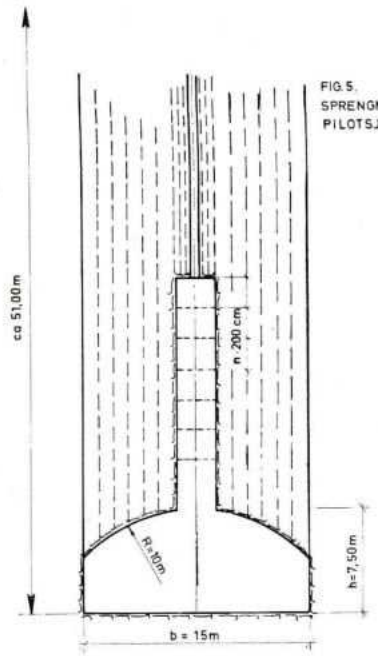
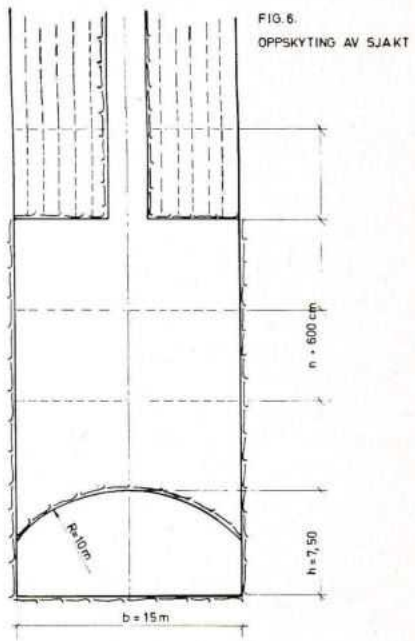


Fig. 6



Skytingen av sjakta ble foretatt i to etapper. Pilotsjakten på ca. 5,3 ble skutt opp først med salvelengder på 2,0 m. Med så korte salver hadde man ingen tegn på pilsalver. Det kan også nevnes at ingen av de bakenforliggende strossehullene ble skutt i stykker, fig. 5.

Da pilotsjakta var skutt opp, begynte man nede og strosset ut resten av sjakta. Man valgte også her korte salver på 6 m for å unngå pilsalver og de problemene dette ville føre med seg, fig. 6. Den opprinnelige planen var å skyte kranshullene som slettsprengning til slutt, men da disse ble skutt i stykker av strossehullene, måtte også kransen skytes samtidig. Kransehullene ble ladet med 22 mm rørladning og detonerende lunte. Boringen og sprengningen av sjakta pågikk uten at arbeidene i stasjonsområdet forøvrig ble hindret.

I loddsjakter hvor høyden ikke overstiger 40–50 m, er metoden med boring og lading ovenfra den mest rasjonelle. Hvor høye sjakter som kan drives etter denne metode, avhenger av fjellet og kravet til nøyaktig kontur.

Dersom fjellet er homogent og lite oppsprukket, vil metoden gi gode resultater på sjakter med høyder også større enn 50 m. Man kan ikke på forhånd si om fjellet vil egne seg eller ikke, men i de fleste tilfelle vil man ha et senterhull i forbindelse med en pilotsjakt, og man kan da etter at dette hullet er boret, ta standpunkt til om man vil bore hele sjakta ovenfra etter et liknende opplegg.

Erfaringer med stor hullavstand ved pallsprengninger

Bergingeniør Bjørn R. Petterson

Innledning

Ved produksjonssprengning i gruver og dagbrudd skal de løssprengte masser bearbeides videre ved lasting, transport, nedknusing og nedmaling. Når primærsprengningen er foretatt, vil det løssprengte materiale bestå av korn i størrelsesorden fra støv til blokker på flere kubikkmeter. Det som umiddelbart skaper problem, er blokkene som er for store for grovknuseren. Disse må sprettes, og det er som kjent en kostbar operasjon. Videre skaper de heft i selve lasteprosessen. Men selv en salve uten sprettstein kan fordyre lasting og knusing vesentlig hvis den inneholder en for stor prosentdel grovt materiale. For opplastingen er også salvens struktur av stor betydning.

Ut fra dette ønsker man derfor allerede under primærsprengningen å knuse massen mest mulig.

Denne nedknusingen er avhengig av en rekke faktorer som bergartens sprengbarhet og oppsprekking, spesifikk ladning, spesifikk boring, tennertype, nummerering og forholdet mellom hullavstand og forsetning.

De geologiske faktorer kan man ikke gjøre annet med enn å prøve og orientere borhullene gunstigst mulig i forhold til slepper og sprekkesystem. Ved å øke spesifikk boring og ladning oppnår man bedre fragmentering, men samtidig øker sprengningsomkostningene. Hva kan man så gjøre for å bedre resultatet uten å øke utgiftene? Jo, man kan forsøke seg frem med forskjellige tennplaner til man finner den som gir best fragmentering og salvestruktur, og man kan variere forholdet hullavstand/forsetning.

Forholdet hullavstand/forsetning har vist seg å ha den aller største betydning, og jeg skal her omtale det nærmere.

Utvikling av metoden med stor hullavstand og liten forsetning (Gleshålsprengning).

Ulf Langefors omtaler i sin bok Rock Blasting modellforsøk utført i plexiglass. Han har her påvist at ved å øke hullavstanden samtidig som forsetningen reduseres tilsvarende, slik at produktet E x V forblir konstant, oppnår en betydelig bedring av fragmenteringen.

Stiftelsen Svensk Detonikforskning utførte i 1967 en rekke prøvesprengninger i homogen granitt. Ved to av disse sprengningene hadde man én salve med alternerende hullsetting og forhold E/V = 8, og én med parallelle hull og forhold E/V = 1. Resultatet av disse sprengningene viste betydelig bedre fragmentering på salven med E/V = 8.

Utfra disse lovende forsøkene ble det bestemt å innlede fullskalaforsøk ved en rekke bedrifter i Sverige. Etter to års forsøksvirksomhet hadde man oppnådd så gode resultater at man med sikkerhet kunne anbefale metoden i praksis.

I sitt foredrag i Bergsprängningskommittén 1970 har dr. P. A. Persson lagt frem fullstendige data fra to av forsøks-stedene. Det ene var Skånska Cementgjuteriets kalkstensbrudd ved Store Vika, og det andre Nils P. Lund AB's granittbrudd ved Umeå. Ved begge plassene ble det benyttet 3" hull og 20 m høye paller. Forholdet E/V varierte fra 4 til 8.

Resultatet av Store Vika-forsøkene viste en reduksjon i antall sprett på 48 %. Dette til tross for at både spesifikk boring – og lading var redusert med ca. 10 %. Det ble her ikke foretatt noen måling over utlastingskapasiteten, men det subjektive inntrykk var at gleshålsalvene var mer lettlastede.

Resultatene fra Umeå viste en reduksjon i sprettsteinen på 43 %. Her foretok man også målinger over utlastingskapasiteten, og her oppnådde man en bedring på hele 30 %. Riktignok var både spesifikk boring – og lading høyere for forsøks-salvene enn de konvensjonelle salvene, men dette skyldtes bakerste rast som var boret med normal hullavstand uten at forsetningen var økt tilsvarende. Det er lite trolig at denne økningen i bakerste rast har hatt nevneverdig innflytelse på salven som helhet.

Erfaringer med metoden i Sverige

Blandt de bedrifter i Sverige som i dag har gått over til den nye metoden kan nevnes: Skånska Cementgjuteriet, Vegverket, Vesterbottens Grusføredling AB, Boliden AB og Cementa.

Et interessant trekk er at Boliden AB ikke bare benytter metoden i sine dagbrudd, men også i underjordsdrift.

Som et eksempel på metodens anvendbarhet under jord kan nevnes Nesliden gruve. Forekomsten er en steiltstående sulfidmalm, og den drives med mekanisert gjenfyllingsbryting. Fig. 1 viser den nye salveplan. Man benytter AN-olje i hele hullet, og initieringen skjer med ms-tennere uten primer.

Etter at den nye metoden ble tatt i bruk, har gruvens kapasitet økt med 10 – 20 %. Dette fant avdelingen for teknisk utvikling så gunstig at de har anbefalt metoden for alle selskapets gjenfyllingsgruver.

Ved en storsalve i Aitik anvendte man gleshålmetoden med meget godt resultat. Hulldimensjonen var 10", og man anvendte et tilnærmet alternerende bormønster med hullavstand ca. 20 m og forsetning 4 m. Se fig. 2. De strekete linjene på figuren markerer hull som detonerer i samme intervall. Mellom hvert intervall var det en tidsforsinkelse på ca. 100 ms. Det ble brukt Nitro Nobels Reolit A 10 i bunn og Reolit 10 i pipeladningen. Det ble brutt 300 000 tonn i salven, og det gikk med 116 200 kg sprengstoff.

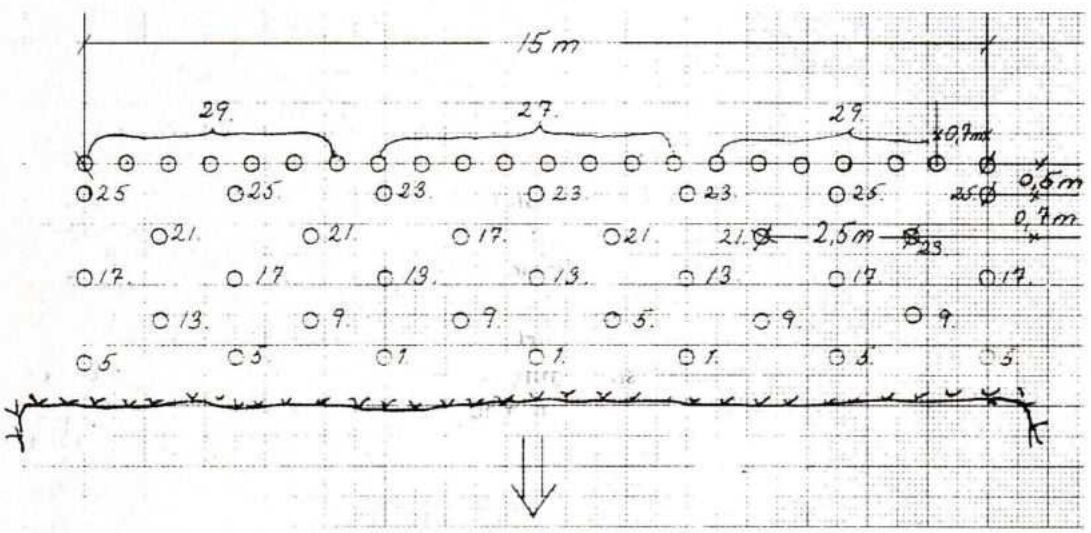
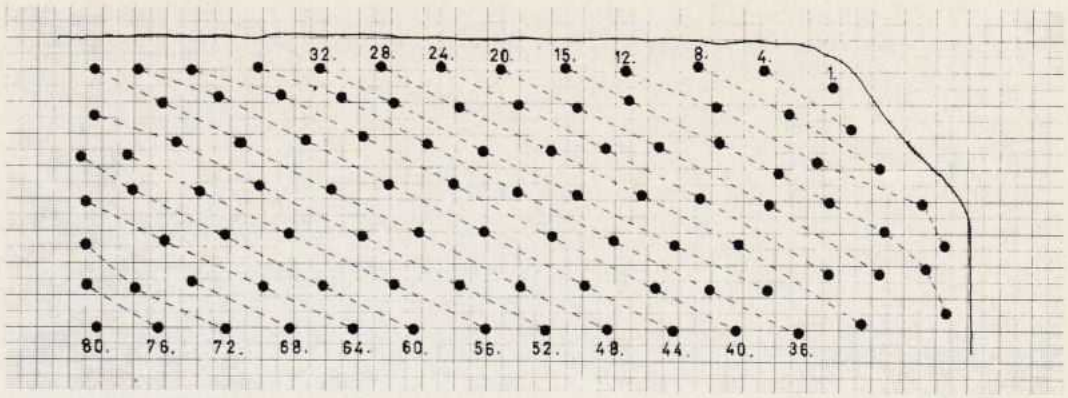


Fig. 1

Spesifikk ladning	q = 0,75 kg/m³
Hulldimensjon	35 mm
Hull-lengde	4 m
Hullavstand tak	0,7 m
Hullavstand	E = 2,5 m
Forsetning	V = 0,7 m
Tennertype	S ms

Fig. 2



Man fikk ved denne sprengningen en reduksjon på 90 % av sprettsteinen. Bunnen ble også meget tilfredsstillende.

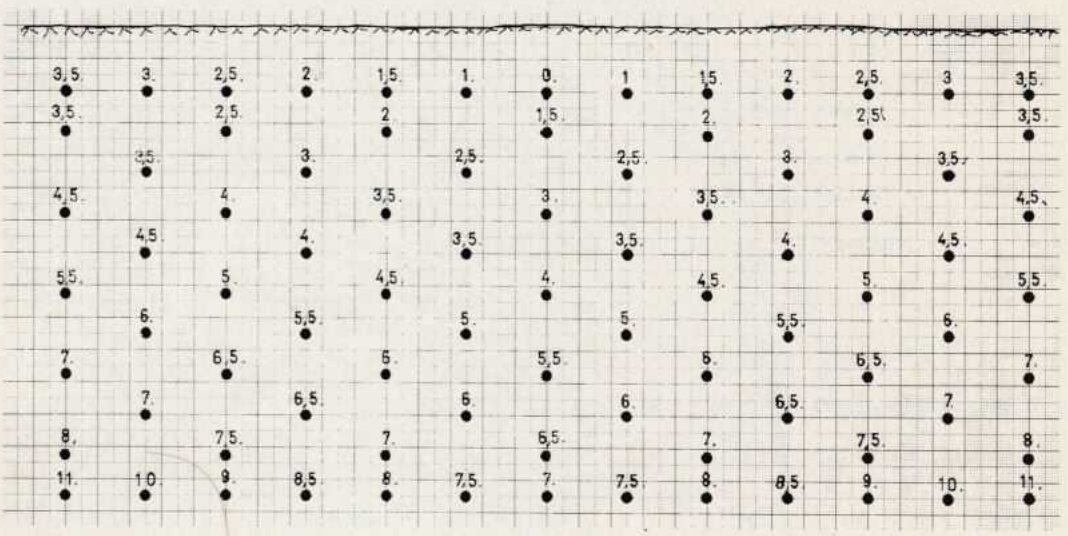
Siden 1969 har gleshålsprengning vært anvendt ved Vesterbottens Grusforedling AB. Bruddet drives i en gneis-granitt forekomst, og årsproduksjonen er på ca. 150 000 tonn. Salveplan er vist på fig. 3.

Første og bakerste rast bores med konvensjonell hullsetting for å hindre sprut, og for å få en jevn vegg.

Til bunnladningen brukes 65 mm Dynamex og i pipeladningen 55 mm Dynamex. Det anvendes bunn- og topptenner. Øvrige salvedata er som følger:

Hulldimensjon	3"
Pallhøyde:	H = 30 m
Hullavstand:	E = 5 m
Forsetning:	V = 1,25 m
E/V:	4
E x V:	6,25 m^2
Borhullenes helning:	10 : 1
Underboring:	l_u = 1,2 m
Fordemning:	l_f = 2 m
Antall hull:	n = 85–95
Salvevolum	V_s = 13–15000 m^3
Spesifikk boring:	q_b = 0,197 bm/m^3
Spesifikk ladning:	q = 0,75 kg/m^3
Bunnladning:	Q_b = 55 kg
Pipeladning:	Q_p = 65 kg
Total-ladning:	Q_t = 120 kg
Tennere:	VA ms

Fig. 3



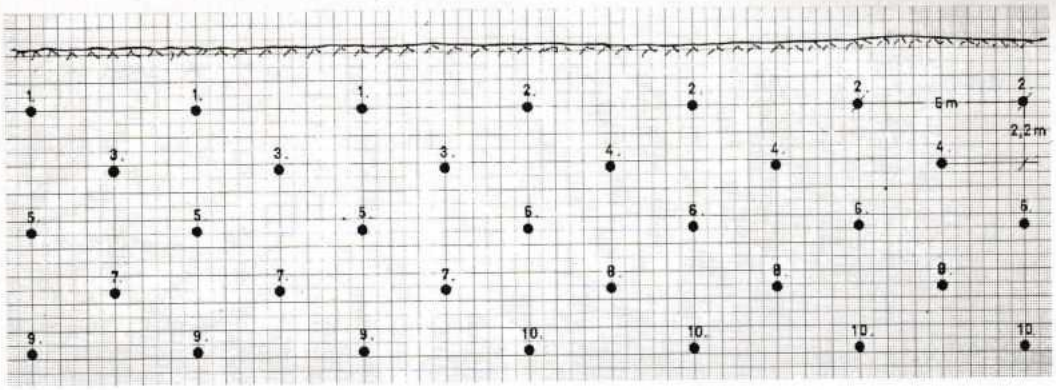


Fig. 4

Resultatet av sprengningene har vært meget tilfredsstillende. Man har fått en gjennomsnittlig reduksjon i sprettstein på ca. 20 %. Videre har kapasiteten på grovknuser økt med ca. 15 %. Det er også observert redusert slitasje på både grov- og mellomknusere.

Erfaringer med metoden i Norge

I Norge er det såvidt jeg vet bare en bedrift som i lengere tid har benyttet metoden med stor hullavstand og liten forsetning, og det er Fana Kommunes steinknuseverk.

Bruddet drives på en amfibolitt-forekomst med en årsproduksjon på 5–600 000 tonn.

Til opplasting benyttes det en American gravemaskin med 1,5 m^3 skuffevolum og en Cat. 988 hjullaster. Transport til knuser foretas med 35 tonns dumpere.

Grovknuserens dimensjon er 48 x 36", og har en kapasitet på 250 tonn/time.

Inntil 1970 opererte man med 3" hull, og hullavstand x forsetning = 3 m x 2,7 m. Altså forholdet E/V = 1.1.

I dag har man gått over til 4" hull, og hullavstand x forsetning = 6 m x 2,2 m. Dette gir E/V = 2,72.

Vanligvis er salvene på 30–45 hull. Hullsetting og tennplan fremgår av fig. 4.

Hvert hull har en bunnladning på ca. 70 kg. Slurry og en pipeladning på ca. 35 kg. Geomit. Fra bunnen av hullet og opp er det ført detonerende lunte. Selve tenneren er plassert i toppen av pipeladningen, se fig. 5.

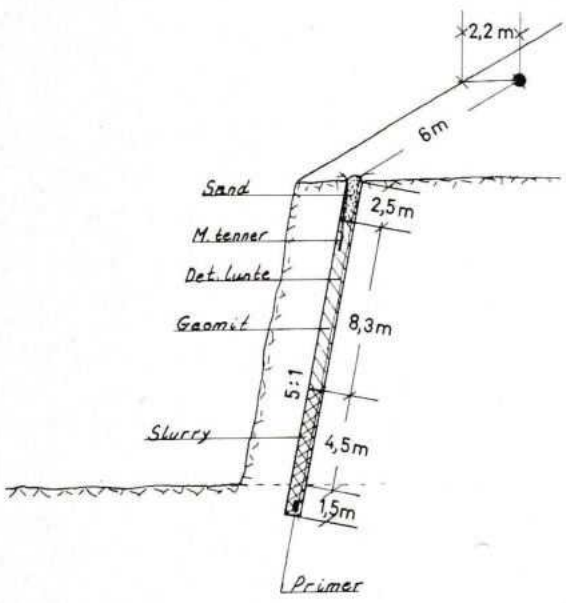


Fig. 5

Pallhøyde:	H = 15 m
Hulldimensjon:	4"
Hullavstand:	E = 6 m
Forsetning:	V = 2,2 m
E/V:	2,72
E x V:	13.2 m^2
Borhullets helning:	5 : 1
Underboring:	l_u = 1,5 m
Fordemning:	l_f = 2–2,5 m
Antall borhull:	n = 30–45
Salvevolum:	V_s = 6–8000 m^3
Spesifikk boring:	q_b = 0,11 bm/m^3
Spesifikk ladning:	q = 0,5–0,6 kg/m^3
Bunnladning:	Q_b = 70 kg
Pipeladning:	Q_p = 35 kg
Total-ladning:	Q_t = 105 kg
Tenning:	Millisek. + det.lunte

Erfaringene med den nye metoden har vært meget gode. Antall sprett er halvert, og kapasiteten på knuseren er økt 10–15 %. Lastingen synes også å gå lettere.

Det har ikke vist seg noen negative sider ved metoden. Det er fremdeles noe etterspretting av sålen, men ikke mer enn man hadde tidligere.

Forsøks-sprengning ved Franzefoss Bruk A/S

I forbindelse med min diplomoppgave har jeg foretatt tre forsøkssprengninger ved Franzefoss Bruk's avdeling på Steinskogen. Hensikten med forsøkene var å finne frem til variasjon i salvenes fragmentering ved ulike hullavstander og forsetninger, samtidig som de øvrige faktorer var forsøkt holdt konstant.

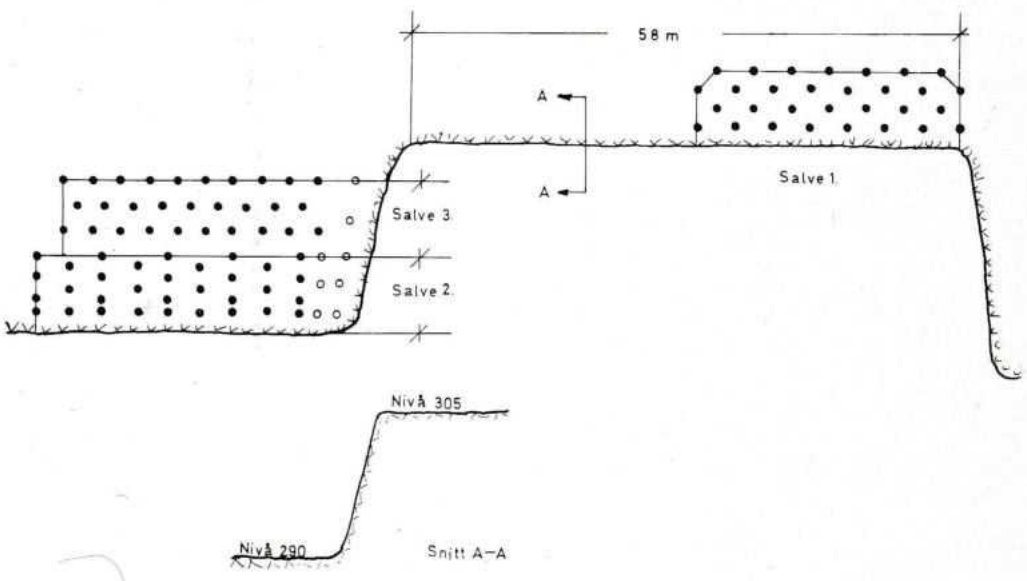
Salvene ble oppboret og skutt med den plassering og i den rekkefølge som vist i fig. 6.

Før hver salve ble avfyrt, var det foretatt strøk- og fallmålinger på de mest fremtredende slepper og sprekker i pallen. Lengde, bredde og høyde av røysene ble målt.

Det ble så prøvetatt seks skuffer fra hver salve med en Cat. 992. Skuffene ble tatt ut av røysa som vist på fig. 7.

Hver skuffe inneholdt ca. 11 tonn stein. Skuffen ble tømt utover sålen i en bredde på ca. 4 m, og i en lengde på ca. 8 m. Over den utlagte steinen ble det plassert et

Fig. 6



grid-nett med rutestørrelse 1,33 m x 1,33 m. Rutene var nummerert fra 1 til og med 18. Ved loddtrekning ble så fire ruter valgt ut. F.eks. rute nr. 2, 7, 9 og 17. Innholdet av disse ble deretter målt og veiet i følgende fraksjoner: 0–5 cm, 5–10 cm, 10–15 cm, 15–20 cm, 20–30 cm, 30–40 cm, 40–50 cm, 50–70 cm og 70–100 cm.

Steiner større enn 100 cm ble ikke tatt med i skuffen, men kjørt til side som sprettstein. Antall sprett fra hver salve ble så notert. Steiner større enn 50 cm var for tunge for manuell håndtering, og vekten av disse ble anslått.

Samtlige salver ble ladet med AN-olje fra bunn og opp. I hvert hull ble det anvendt en bunn- og en topptenner. Begge tenneme ble plassert i en primer av dynamitt. For hver 8. kg. AN-olje ble det sluppet ned en 25 mm dynamitt, se fig. 8.

Hullplassering og nummerering av salve 1, 2 og 3 er vist på henholdsvis fig. 9, 10 og 11. Øvrige salvedata fremgår av tabell 1. Hullene markert som sirkler er ekstrahull påsatt for å jevne kanten.

Resultatet av sprengningene er vist i tabell 2, 3 og 4. Sammenligner man salve 2 og 3 ser man en klar tendens til mindre stykkstørrelse i salve 2. At antall sprett var betydelig høyere i salve 2, skyldes for en stor del de seks ekstra hull. Det var faktisk ikke en sprettstein på venstre del av salva, mens det i høyre hjørne lå 80–90 % av sprettsteinen. Rent subjektivt syntes også salve 2 mest nedknust. Den var også lavere, bredere og lengere enn de øvrige, utlasting av salven er vist i fig. 12.

På grunn av de stedlige forhold var det ikke mulig å få noen målbare verdier for lastekapasitet og gjennomgang i knuser. Det kan innvendes at salve 2 også hadde høyeste spesifikke boring og ladning, men denne økning forekom kun i første rast på salven og skulle ikke innvirke på den bakenforliggende masse. I salve 3 var sprettsteinen jevnere fordelt, men også her var det flest sprett på høyre side.

Det kan kanskje synes underlig at forskjellen i fragmenteringen mellom salve 2 og 3 ikke er større, men studerer man tennplanen for salve 3, ser man at man får en brytningsfront diagonalt mellom borhullene. Forholdet E/V blir ikke lenger 1.1, men omkring 3.

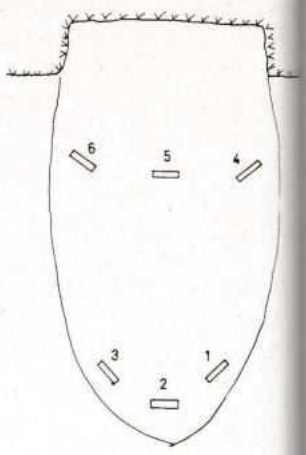


Fig. 7

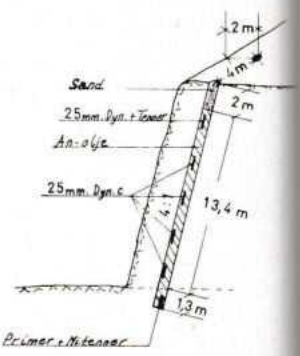


Fig. 8

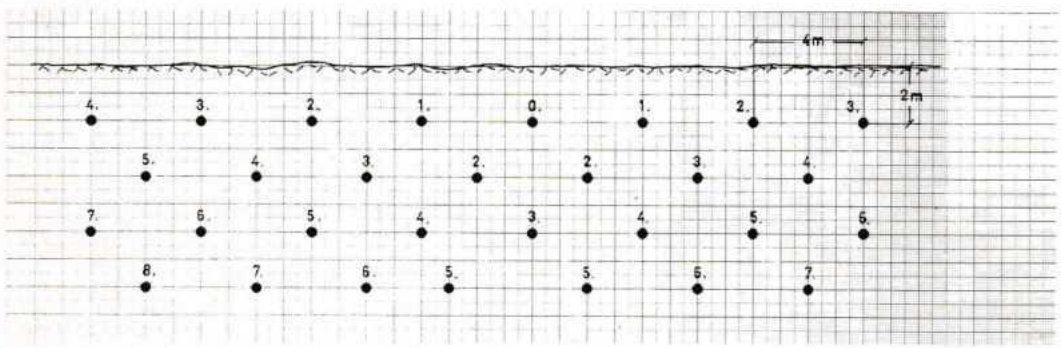


Fig. 9

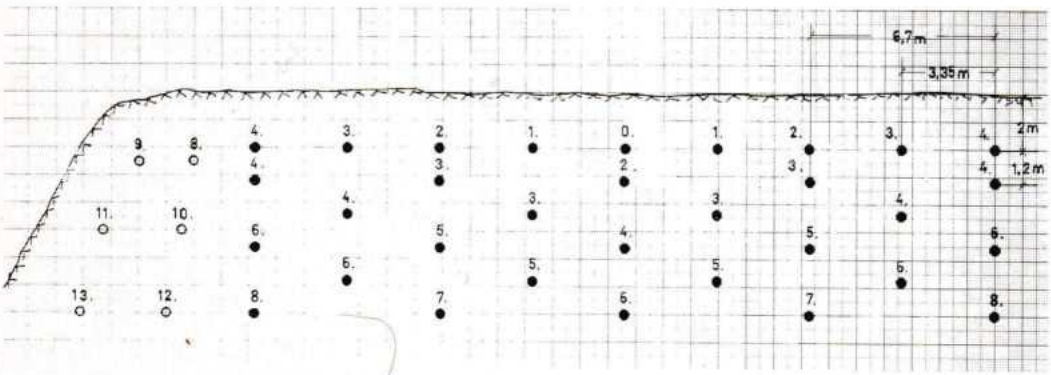


Fig. 10

Fig. 11

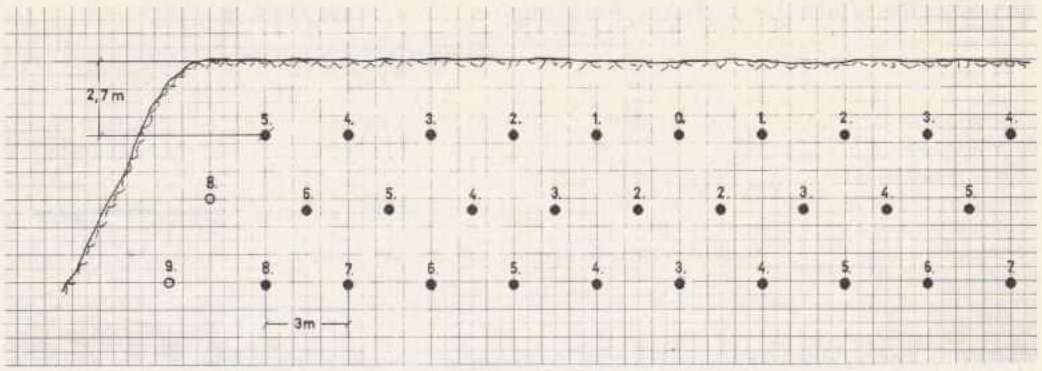


Fig. 12

Tabell 1: Data for forsøks-salver ved Franzefoss Bruk A.s

	Salve 1.	Salve 2.	Salve 3.
Pallhøyde H	15 m	15 m	15 m
Hullavstand E	4 m	6,7 m	3 m
Forsetning V	2 m	1,2 m	2,7 m
Hulldimensjon	3"	3"	3"
E/V	2	5,6	1,1
E x V	8 m^2	8,05 m^2	8,1 m^2
Hullenes helning	4 : 1	4 : 1	4 : 1
Underboring	1,3 m	1,3 m	1,3 m
Fordemning	2 m	2 m	2 m
Antall hull n	30	32 + 6	29 + 2
Salvevolum	3300 m^3	3220 m^3	3280 m^3
Tonnasje	9250 tonn	9000 tonn	9200 tonn
Spesifikk boring	0,156 bm/m^3	0,166 bm/m^3	0,152 bm/m^3
Spesifikk ladning	0,56 kg/m^3	0,585 kg/m^3	0,55 kg/m^3
Bunnladning	4 kg/m	4 kg/m	4 kg/m
Pipeladning	4 kg/m	4 kg/m	4 kg/m
Total-ladning	60 kg.	60 kg.	60 kg.
Tennere	Milli.sek.	Milli.sek.	Milli.sek.

Tabell 2: Resultater fra forsøks-sprengning ved Franzefoss Bruk A.s.

	Salve 1.	Salve 2.	Salve 3.
Salvens lengde	ca. 50 m	ca. 65 m	ca. 50 m
Salvens bredde	10–11 m	7–8 m	10–11 m
Salvens tyngdepunkt fremkastet	ca. 15 m	ca. 20 m	ca. 15 m
Subjektiv vurdering av opplasterne om salvenes lastbarhet	Middels, men hard i bunn	Meget bra, bra bunn	Middels, men bra bunn

Tabell 3: Tabell over den prosentvise fordeling av de ulike fraksjoner i forsøks-salvene ved Franzefoss Bruk A.s.

Fraksjon.	Salve 1.	Salve 2.	Salve 3.
0–5 cm	12,50 %	15,75 %	15,30 %
5–10 cm	12,10 %	17,00 %	14,60 %
10–15 cm	10,00 %	14,95 %	14,25 %
15–20 cm	9,40 %	11,95 %	10,50 %
20–30 cm	16,50 %	19,20 %	20,95 %
30–40 cm	13,95 %	12,90 %	13,20 %
40–50 cm	9,75 %	2,70 %	7,60 %
50–70 cm	10,05 %	5,55 %	3,60 %
70–100 cm	5,75 %	0,00 %	0,00 %

Tabell 4: Tabell over kummulativ fordelingsprosent av kornfordelingen i forsøks-salvene ved Franzefoss Bruk A.s.

	Salve 1.	Salve 2.	Salve 3.
– 100 + 70	100 %	100 %	100 %
– 70 + 50	94,25 %	100 %	100 %
– 50 + 40	84,20 %	94,45 %	96,40 %
– 40 + 30	74,45 %	91,75 %	88,80 %
– 30 + 20	60,50 %	78,85 %	75,60 %
– 20 + 15	44,00 %	59,65 %	54,60 %
– 15 + 10	34,60 %	47,70 %	44,10 %
– 10 + 5	24,60 %	32,75 %	29,90 %
– 5	12,50 %	15,75 %	15,30 %

Avslutning

Metoden med store hullavstander og tilsvarende redusert forsetning, ser ut til å føre til vesentlige besparelser i omkostningene ved pallsprengninger.

Det er så vidt jeg vet ingen bedrift, som har tatt metoden i bruk, som har gått tilbake til det konvensjonelle mønster. Det kan også nevnes at ledelsen ved Franzefoss Bruk A/S fant resultatet av salve 2 så gunstig at man bestemte å gjøre egne forsøk fremover med et mønster på 5 m x 1,5 m.

Utifra de gode resultater og erfaringer som foreligger kan jeg derfor trygt anbefale metoden.

Til slutt vil jeg få rette en takk til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk som har gjort det økonomisk mulig for meg å foreta studiereisene i Sverige og Norge.

Videre vil jeg rette en takk til Stiftelsen Svensk Detonikforskning for utlån av bilder og annet materiell, og en takk til Franzefoss Bruk A/S for bistand ved forsøks-sprengningene.

Sprakefjell og sjaktprofil

Sivilingeniør R. Schach – Kontor for fjellsprengningsteknikk

Siden Kontor for Fjellsprengningsteknikk har vært konsultert med fotoprofilering av trykksjakter, har vi ofte stusset over den form det utsprengte profil av og til får.

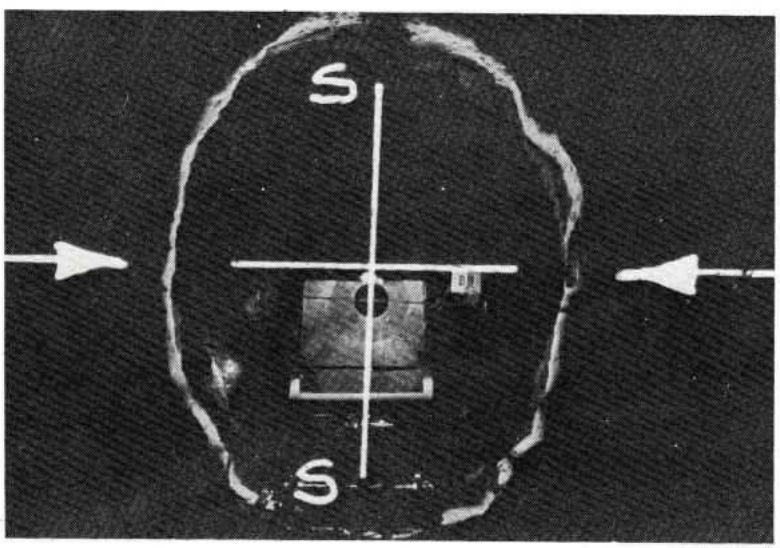
Foto 1 viser en trykksjakt som er påvirket av horisontale tektoniske krefter. I dette tilfelle dannet det seg sprakefjell oppe og nede som vist på billedet. Den ovale form kom særlig frem da vi foretok profilering av trykksjakten i Aurland I. Da var vi oppmerksom på at det hadde vært betydelig sprakefjell i sjakten under driften og at veitunnelene også hadde vært særlig påvirket av dette fenomén. Ved analyse av filmen og gransking av de foto's man hadde av sjakten, fant man også her en tydelig trend i profilene.

Som kjent fra bergmekanikken vil man ved en dalside, se fig. 2, få et anisotropt spenningsbilde. Desto lengere man kommer inn i fjellet fra dalsiden blir den hydrostatiske spenningsfordeling bedre. Dette er angitt ved de viste spenningsellipser (a). Blir forholdet mellom σ_3 til σ_1 større enn 3, som påvist av professor Selmer-Olsen, får vi strekkspenninger der den minste hovedspenning i snittet er parallell tunneloverflaten og trykkspenninger der største hovedspenning er parallell tunneloverflaten (c). Det er altså her i trykksonen avskallingen eller spraket kan inntreffe, i strekksonen kan man få sprekker, men sjelden nedfall.

Vi går nå tilbake til Aurland. Fra tverrslaget som ligger ca. 450 meter høyere enn kraftstasjonen og nedover ca. 150 meter, hadde sjakten en tilnærmet elliptisk form med hovedaksen gjennomsnittlig med ca. 26°'s fall sett nedover sjakten. Fig. 3 er middel av 7 profiler. Fra dette punkt og ned sjakten til kraftstasjonen sto hovedaksen gjennomsnittlig med fall på 36° fra vertikalen sett nedover. Fig. 4 er middel av 5 profiler, den typiske elliptiske form sees her ennu tydeligere enn øverst i sjakten, men med hellning i motsatt retning.

Ved å sammenholde de topografiske forhold med de utarbeidede kart med inntegnede tunneler og trykksjakt, kunne man se at på den øverste del hvor vi hadde

Fig. 1



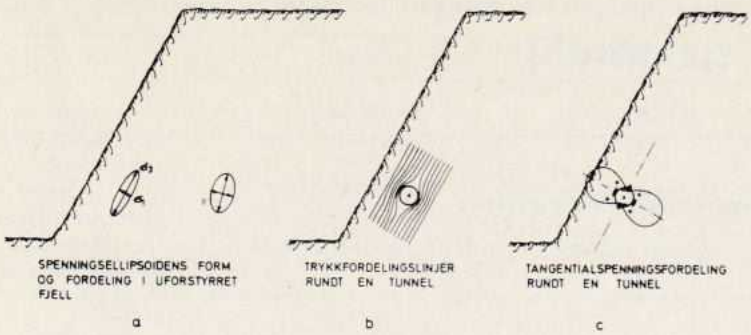


Fig. 2

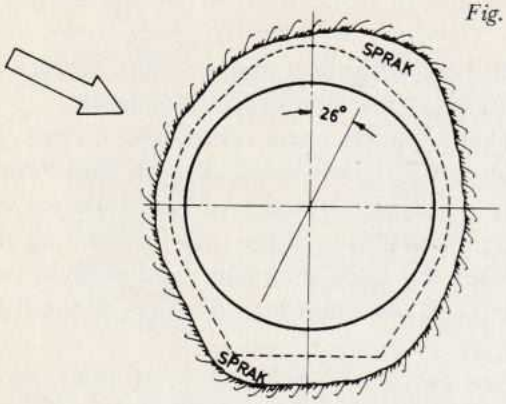


Fig. 3

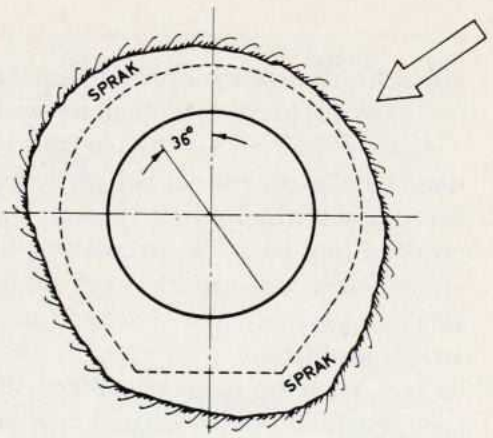


Fig. 4

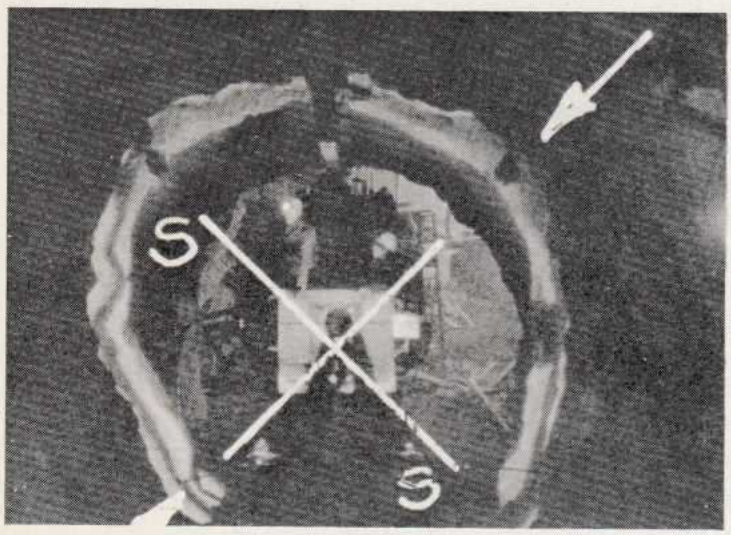


Fig. 5

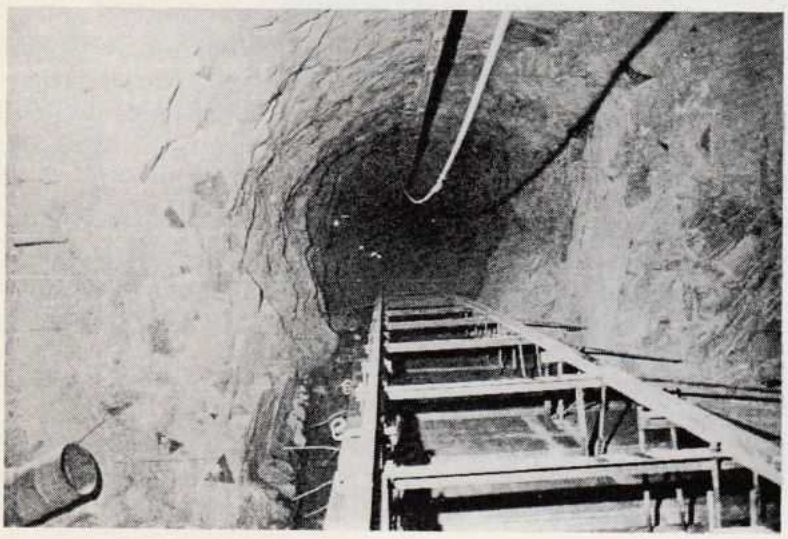
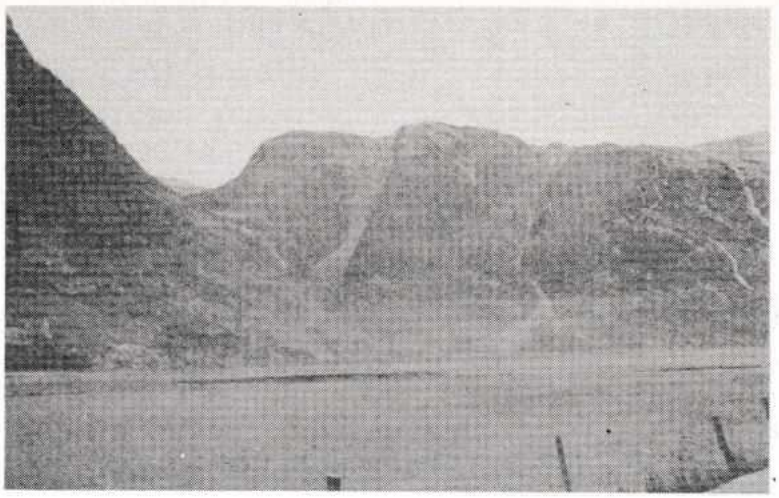


Fig. 6

Fig. 7



profilert, var fjellmassivet over sjakten dominerende fra venstre sett nedover, og på den nederste del nedenfor elven, var massivet fra høyre det dominerende.

Fig. 5 viser et profileringstverrsnitt nederst i sjakten hvor hovedaksen for spraket er inntegnet med 44°'s fall fra vertikalen. Fig. 6 viser samme snitt tatt som et fotografi sett oppover. Man ser her tydelig den elliptiske form på sjakten.

Vårt kontor hadde tidligere foretatt en undersøkelse av spenningstilstanden i fjellet i nærheten av kraftstasjonshallen, og funnet største hovedspenning kommende fra fjellmassivet til høyre for sjakten sett nedover. Sprakefenoménene forekom i sjakten derfor langs den andre mindre hovedspenningsakse som tydelig fremkommer på de viste foto's.

Fig. 7 viser et oversiktsbilde sett fra den andre siden av dalen. Man ser her tydelig fjellmassivet som er dominerende på sjaktens øvre del og et stykke nedenfor tverrslaget, og det andre fjellmassivet som er dominerende på sjaktens nedre del.

Som en kuriositet kan her nevnes at da naturvernfolkene var oppe for å kontrollere anleggets estetiske utseende, ytret de ønske om å få fjernet en del av den tippen som lå i Kvindanebotten, hvor elven Kråka går ned til friluftsanlegget. De ble da fortalt at det var vår Herre som hadde laget denne tippen.

Det er ikke alltid lett å få den effektive kontroll man ønsker av tverrsnitt i trykksjakter, da dette vil gå ut over fremdriften. Som oftest blir sjaktene rutinemessig kontrollert i akseretning, men kontrollen av overfjell blir ikke tatt så nøye da driverne er fornøyde bare de får en salve på skiftet. Hvor også sprak kommer med i bildet burde man forsøke å kompensere for dette ved å "krympe inn" profilet i sprakefjellsonen, det er billigere å strosse etter noen enkelte punkter enn å støpe ut overfjellskubikkmeterne med betong, da dette kan gå opp i store summer og forårsake ekstraomkostninger både for byggherre og entreprenør.

Vanligvis forekommer i norske kontrakter med byggherrer et forbehold om de uforutsette geologiske forhold et fjell kan inneholde, som man i forveien ingen mulighet har for å kunne ta hensyn til ved anbudsberegningen. Disse ulemper f.eks. svelleleire, knusningssoner, sprakefjell m.m. blir da gjenstand for forhandlinger om tillegg til kontraktsummen, og dette blir så gjort opp etter skjønn eller voldgift. Hvor meget som faller på sprakefjell, boravvik og bakbryting etc., har vi ved Kontor for Fjellsprengningsteknikk i det senere hatt en tilnærmet mulighet for å kunne bestemme, slik at en rettferdig fordeling på byggherre og entreprenør av de ekstra omkostninger kan gjøres.

Måling av belastninger på sikringskonstruksjoner med Gløtzl-celler

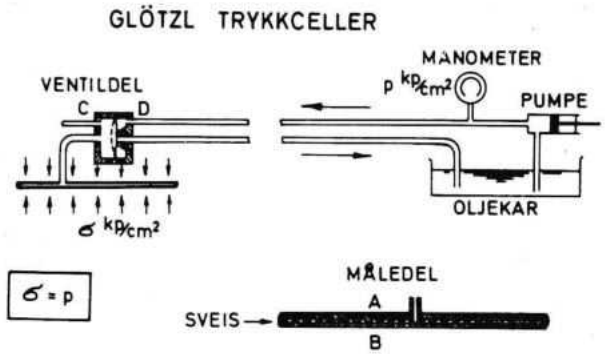
Sivilingeniør R. Schach – Kontor for fjellsprengningsteknikk

Vi har nå siden 1968 benyttet oss av hydrauliske trykkceller til å måle belastninger fra fjell ned på kontaktstøpte betong- og sprøytebetonghvelv, samt spenningsfordelingen i betongbuer. Trykkcellene vi benytter oss av, er av type Gløtzl og består av en måle- og ventildel. Måledelen består av to tynne stålplater, se fig. 8, hvorav den ene er glatt (B) og den andre har oppfreste spor (A). Platene er lagt på hverandre og kantene er sveiset sammen. En mekanisk kraft kan derfor gå perpendikulært igjennom begge platene uten at man får en nedbøyning. Ventildelen består av to deler adskilt av trykkmembran. Prinsippet er vist på den skjematiske fremstillingen. Venstre del C er fylt med hydraulisk olje (eller kvikksølv ved høye trykk) igjennom den lille påfyllingsstuss og forseglet. På denne del er det ved forseglingen dannet et lite overtrykk på ca. 1–1,5 kp/cm^2. Høyre del har en ventilåpning som er lukket av membranen. Pumpes nå olje inn til høyre del av ventildelen, vil trykket stige til det blir samme trykk på begge sider av membranen. Økes trykket ytterligere, vil membranen bli presset ut til venstre og slippe olje inn i tilbakeføringsledningen, men på grunn av trykkfallet vil membranen igjen lukke ventilen. Når man vedvarende pumper, vil ventilen stille seg slik at oljetrykket på pumpesiden vil holde likevekt med trykket i måledelen, og oljetrykket som kan avleses på et manometer, gir således straks den målte spenning.

Vedrørende målings-nøyaktigheten kan man opplyse at ved Høyskolen i Karlsruhe har man registrert nøyaktigheten til ± 3 %. For spesielle oppdrag har man celler med forspenningsrør hvor målenøyaktigheten skal være 1 % av måleverdien.

Vi begynte vår forsøk med disse cellene i september 1968 og monterte da 4 celler i et parti med sterkt sprakefjell i N.S.B.'s dobbeltsportunnel på Lier-siden. Cellene ble plassert loddrett på den senere utsprøytede bues ringkraft og tykkelsen på betongen var 18–20 cm. Belastningene fra fjellet ned på betongen ble så utregnet etter hver avlesning. I mars 1970 på Asker-siden var man ved et meget dårlig, sterkt oppsprukket fjell. Vi fikk her mulighet til å montere 3 celler før støpeskjoldet ble skjøvet frem. Den støpte bues tykkelse var her ca. 70 cm og cellene ble montert med den flate siden mot fjellet, for direkte å kunne avlese belastningen uten omregning gjennom buetykkelse og radius.

Fig. 8



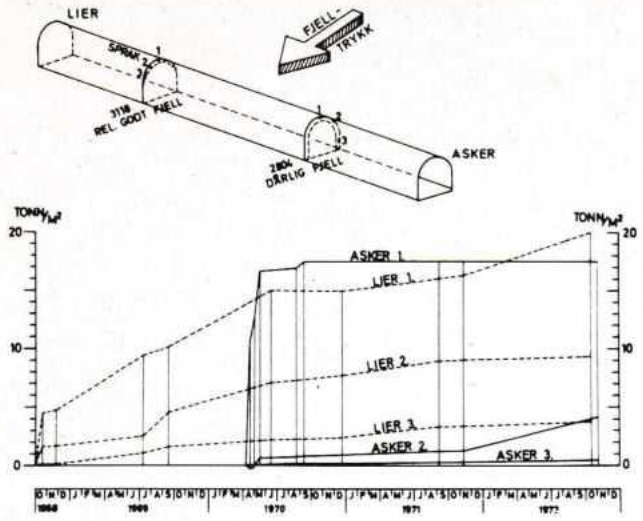


Fig. 9

Resultatet av målingene (tabell 1) er vist på fig. 9. For cellene på Lier-siden viser det seg stadig en viss stigning da fjellet på grunn av sprak ennå ikke helt har stabilisert seg. Ringkraften har sin maksimale verdi på midten, men avtar raskt utover på grunn av den store friksjon mellom fjellet og sprøytebetongen. På Asker-siden har trykket bare vist en liten stigning på den side som er vendt mot fjellets største hovedspenning, mens cellen i toppen av buen viser ingen forandring på ca. 2 år. De store spenninger som opprinnelig var i fjellet, har blitt utløst umiddelbart ved sprengningsarbeidet og man kan gå ut ifra at ytterligere belastningsøkning neppe vil forekomme.

Sammenligner man snittene ved pel 2804 og 3118 ser man at belastningen på tunnelen har nesten samme størrelse, hvilket betyr at for denne bergart (Drammensgranitt) må man kunne tillate seg å beregne sikringsbuer for en belastning på ca. 20 tonn/m^2.

Ved den store idrettshallen i fjell i Odda som ble gjennomgått på fjorårets konferanse, ble det nevnt at spenningsmålinger ble foretatt i to av sikringsbuene i taket på selve hallen. Buene som har en bredde på 30 cm, høyde på ca. 130 cm og en lengde på ca. 26 meter, har en senteravstand på 5 meter. I tverrsnittet på bue 8 loddrett på buens lengderetning, har vi i hallens senterlinje montert 3 celler over hverandre som vist på fig. 10. Cellene ble montert og innstøpt i slutten av april ifjor og første avlesning ble foretatt 5/6–1971 før taklamellene ble lagt opp. Senere avlesninger er alle med lamellene montert. Som man ser av kurvene har randtrykkspenningene øket betydelig siden oppvarmingsanlegget ble satt på i april iår. En del av stigningen kan nok også tilskrives at fjellet har "satt seg", og man må nok regne med at det nok går ennå noen år før fjellet helt har stabilisert seg. Fig. 11 viser tilnærmet ringkraft i buen i den forløpne tid.

Som et siste eksempel vil jeg ta med de målinger som er gjort i sjakten for Aurland

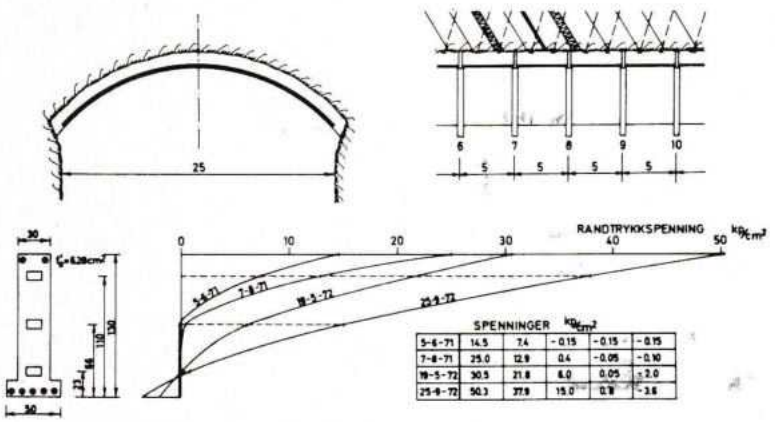
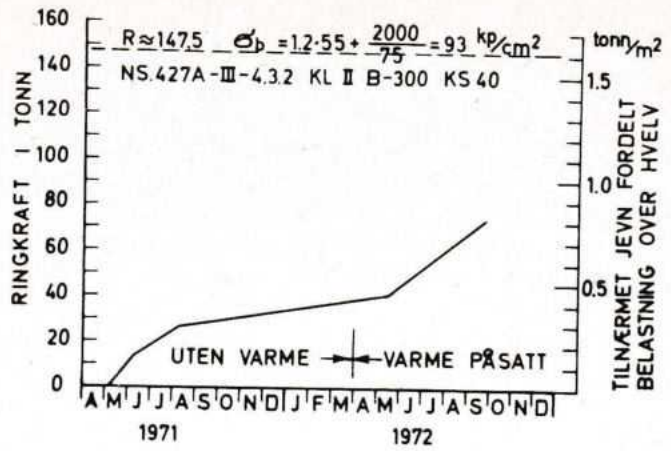


Fig. 10

Fig. 11



I. Ca. 50 meter opp i sjakten har vi montert 6 trykkceller mellom fjellet og betongen, fig. 12. Som tidligere nevnt i mitt første innlegg hadde vi betydelig sprak i sjaktens nedre del, krf. fig. 5. På fig. 12 er vist plassering av cellene og de 2 første måleresultater etter at røret ble støpt inn. Målingene viser bl.a. at det antakelig har blitt en lekkasje på forbindelsen til celle 3. Cellene 1 og 4 er plassert hvor de største sprak forekom. At første avlesning viste 0 tonn/m² på celle 1 og 8 tonn/m² på celle 4 skyldes nok at fjellet har spraket opp i lag som er blitt liggende og som etter annen avlesning har blitt lukket og har begynt å kunne ta opp belastninger. Oppe i hengen ved celle 4 har det som har spraket løst, falt ned slik at belastningen har kunnet registreres med en gang. Neste avlesninger skal foretas forhåpentlig før jul like før og etter at vannet blir satt på, slik at vi kan se hvilke belastninger som blir overført til fjellet fra røret.

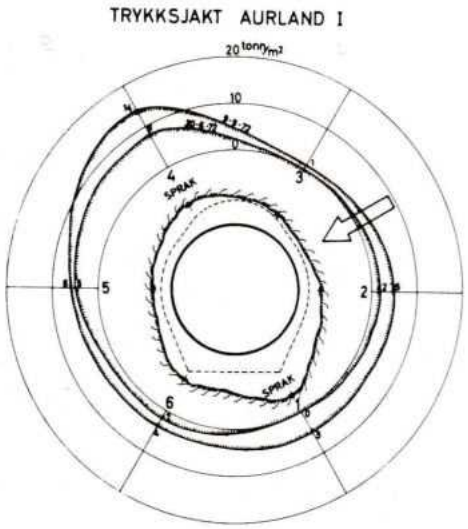
Tabell I.

Lier										
Celle	10/9–68	15/10–68	27/11–68	4/7–69	18/9–69	16/6–70	21/12–70	7/9–71	11/11–71	17/10–72
1	0	4,46	4,75	9,41	10,10	14,94	14,94	16,05	16,27	20,02
2	0	1,57	1,63	2,51	4,53	7,02	7,70	8,90	9,00	9,38
3	0	0,05	0,06	1,02	1,60	2,18	2,32			3,77

Asker									
Celle	9/4–70	21/4–70	30/4–70	13/5–70	19/8–70	10/9–70	7/9–71	11/11–71	1/11–72
1	0	10,6	12,6	16,7	16,9	17,5	17,5	17,5	17,5
2	0	0,30	0,20	0,60	0,70	0,80	1,20	1,20	4,20
3	0	0	0	0,10	0,10	0,15	0,20	0,20	0,40

Alle verdier i tonn/m²

Fig. 12



Erfaringer fra våtsprøyting

Bergingeniør Knut Garshol – Ingeniør Thor Furuholmen A.s

Innledning

Sommeren 1971 inngikk Ingeniør Thor Furuholmen A.S leieavtale om en våtbetongsprøyte av type Putzmeister Pioner USI 139. Den ble senere innkjøpt med diverse utstyr for kr. 100.000. Beslutningen ble fattet etter at utstyret var besiktiget i Tyskland og funnet meget lovende. Med sin høye kapasitet og anvendelighet til andre formål enn sprøytebetong ville den bli et godt supplement til våre tørrsprøyter BSM 602.

De første enkle forsøk foregikk ved Finndøla Kraftanlegg i Fyresdal, men siden gikk utstyret til Siso ved Fauske og endelig til Aurlandsanlegget.

La det med en gang være sagt at utprøvingen tildels har bydd på store problemer. En stor del av vanskene skriver seg fra det faktum at kombinasjon av prøvedrift og vanlig produksjon er vanskelig. Både fordi disponering av arbeidere og arbeidsledere og av utrustningen først og fremst, må skje for å dekke de primære arbeidsoppgaver, men også fordi et visst tidspress oftest er til stede ved anleggsdrift. Svært ofte er ikke sikringsarbeider tatt tilbørlig hensyn til i fremdriftsprogrammet, og dette medfører at sprøytebetongsikring meget ofte må utføres samtidig med andre igangværende arbeider, og da alltid som den vikende part.

Disse forhold har i høy grad vanskeliggjort både selve sprøytearbeidet og mulighetene for rene forsøk og oppfølging av resultater. Det er illustrerende, om ikke særlig lovende, at av totalt anvendte arbeidstimer fram til oktober 72, er ca. 55 % andre timer enn armering og sprut. Det er derfor klart at alle problemer ikke er løst, og de data som presenteres må vurderes på dette grunnlag.

I tillegg til rene sprøytebetongoppgaver har også utstyret vært benyttet til vanlig injeksjon og til en del spesielle ifyllingsoppgaver. Trykkprøving av innsendte betongformer er utført av Norges Byggforskningsinstitutt.

På den betongtekniske siden har vi hatt et meget godt samarbeide med Betongkjemisk A.S, og det er én av forutsetningene for de resultater som foreligger.

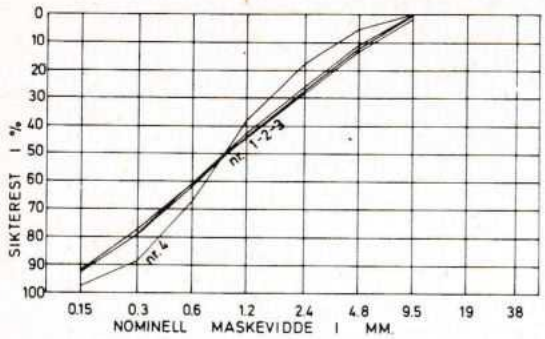
Sist, men ikke minst, har ledelsen i Oslo Lysverker vist en meget positiv innstilling til prosjektet og derved gjort det mulig å gjennomføre de nødvendige prøver.

Betongfremstilling

For å oppnå en godt pumpbar betong som tillater en høy pumpekapasitet og liten risiko for propp, må betongen proporsjoneres nøye. Tilslaget (se fig. 1) må ha en jevn siktekurve med maksimal steinstørrelse 10 mm og et fillerinnhold (matr. < 0,15 mm) på 5–10 %. De betongblandinger vi hittil har funnet anvendelige, har sand/sement-forhold nokså nære 3 : 1. Vann tilblandes til et v/c-tall på 0,5–0,6, og vi får da en flytende, plastisk betong. Luftinnhold rundt 2–3 % er ønskelig og avhengig av sandkvalitet og andre forhold, blandes det til Betokem LP og Betokem Demper. Da luftstrømmen og akselleratoren skal bryte inn i betongstrengen i munnstykket, må ikke betongen ha for høyt luftinnhold (være for kohesiv), da dette vanskeliggjør innblanding av aksellerator.

Fig. 1

SIKTEPRÖVER FOR TILSLAG
VÅTSPRÖYTEBETONG



PRÖVE NR. 1-2-3: AURLAND 9-2 OG 11-2-1972
FINHETSMODUL 3.17 - 3.18 - 3.12

PRÖVE NR. 4 : FYRESDAL 3-6-1971
FINHETSMODUL 3.14

Fig. 2

BETONGRESEPTER

DATO	STED	PR. M³ BETONG CEMENT KG	SAND KG	VANN TOT. KG	TILSETNING I BLANDERIET	ANVENDT AKSELLERATOR	V/C	SAND/CEM.	PRÖVEFORM NR.	MERKN.
3-6-71	FYRESDAL	515	1455	280	BETOKEM P	KVIKK SB	0.54	2.83 : 1	I - II - III	
11-2-72	AURLAND	490	1480	280	BETOKEM DEMPER + LP	KVIKK SB	0.57	3.02 : 1	IV	SLUMP 20
—//—	—//—	492	1483	275	—//—	KVIKK	0.56	3.02 : 1	V	SLUMP 21
5-5-72	AURLAND	540	1470	~ 240	—//—	—//—	~0.44	2.73 : 1	VI - VII	KONSISTENS BLANDET
14-9-72	AURLAND	520	1485	~ 245	—//—	—//—	~0.47	2.86 : 1	VIII	—//—

Fig. 3

PRÖVERESULTATER VÅTSPRÖYTEBETONG

STÖPT DATO	STED	ROMVEKT MIDDEL KG/DM³	TRYKKFASTHET KP/CM² 7 DØGN	28 DØGN	SPRUT/RETN./TRYK RETN.	MERKNADER		
		2.29	400	480		UTSTÖPTE TERNINGER, MASSE FRA TROMMELBIL		SIKTEKURVE NR. 4
		2.24	273	338		SPRÖYTET VERT. TERNINGFORM. AKS. KVIKK SB		
		2.21	237	320	=	VEGGSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK SB	I	
3-6-71	FYRESDAL	2.22	267	357	⊥	—//—		
		2.22	243	308	=	—//—	II	
		2.22	274	357	⊥	—//—		
		2.21	237	307	=	TAKSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK SB	III	
		2.42	287	321		TERNINGER UTEN AKS. SLUMP 20		SIKTEKURVE NR. 1-2-3
		2.26		283	=	TAKSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK SB	IV	
11-2-72	AURLAND	2.26		301	⊥	—//—		
		2.30	275			TERNINGER UTEN AKS. SLUMP 21		
		2.26		264	=	TAKSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK	V	
		2.26		267	⊥	—//—		
		2.37	243	307	=	VEGGSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK	VI	
5 5 72	AURLAND	2.35		329	⊥	—//—		
		2.37	256	322	=	HENGSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK	VII	
		2.32		331	⊥	—//—		
14-9-72	AURLAND	2.21	220	310	=	HENGSPR. I FORM. SAGEDE TERN. KVIKK	VIII	
		2.20	257	318	⊥	—//—		

Normalt akselleratorforbruk har vært ca. 75 kg/m^3, med noe mindre i vegg og mer i heng. Etter denne oppskriften får vi normalt en betong i overkant av B300. Se fig. 2 og fig. 3.

Det har vært pumpet betong med slump 10, men den er for stiv for vanlig sprøyting. Slump 20 lar seg forholdsvis lett pumpe, men normalt gir ikke slumpmål reproduserbare verdier.

Beskrivelse av utstyret

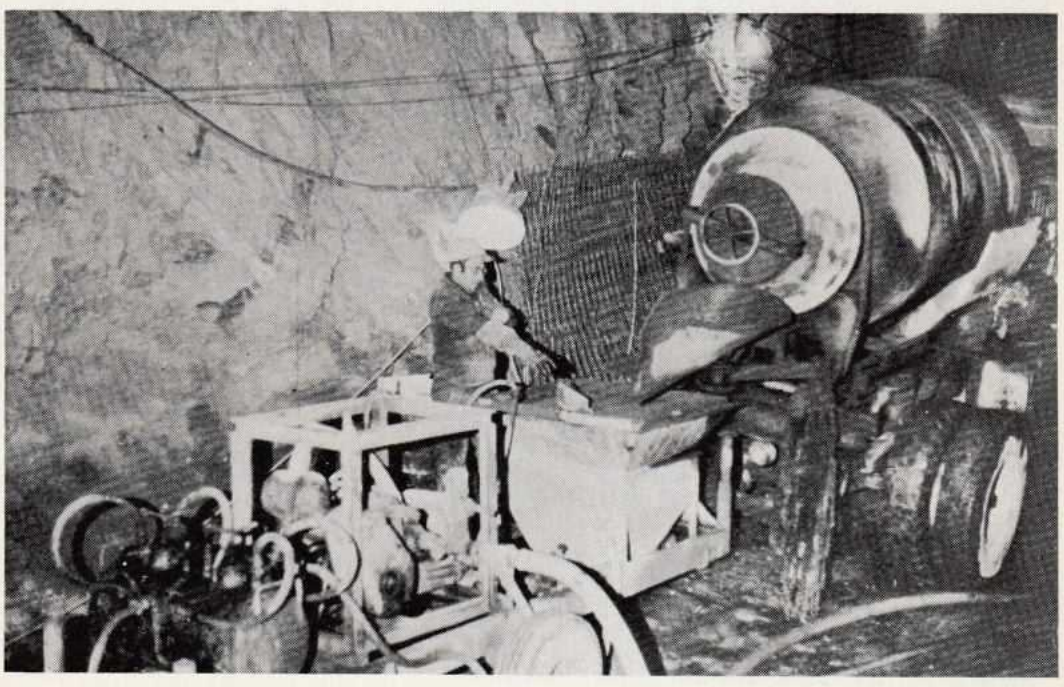
Selve pumpeutrustningen består av tre hoveddeler – mottakslomme med omrører, pumpeenheten og en tokammer akselleratortank. Se fig. 4. Disse elementene er av oss montert på en kanaljernramme med én hjulgang. I hver ende av rammen er det justerbare støtteben. Riggen veier vel ett tonn, og de viktigste målene er:

Største lengde	5,00 m
Største høyde	1,58 m
Største bredde (hjulgang)	1,57 m
Ramme rundt pumpeenheten, b · l · h.	0,7 m x 1,0 x 0,95 m
Høyde av mottakslomme	1,34 m
Volum av mottakslomme	400 liter
Volum akselleratortank (totalt)	90 liter
Hjuldiameter	64 cm

Mottakslommen på 0,4 m^3 er påbygd, men er fortsatt for liten, selv om transportavstanden for ferdigbetong er kort. I beholderen er det en luftmotordrevet omrører. Sprøyten kan leveres med blander montert direkte over lommen, og et slikt opplegg kan være gunstig i visse situasjoner. Ved betongtransport med trommelbil regner vi med at lommen bør ta 1,5–2 m^3. Over åpningen er montert en rist med 10 mm lysåpning og påmontert en kraftig vibrator.

Selve pumpen er en tosylindret stempelpumpe som drives av en 15 HK luftmotor. Stemplene drives av 2 eksentriske kamskiver med dråpesmøring. Betongen suges gjennom en ca. 1 m lang slange med hurtigkoblinger, fra mottakslommen og gjennom enveis kuleventiler før den trykkes videre gjennom en 50 mm ϕ høytrykkslange. Pumpen kan reguleres til ønsket hastighet, det vil si ønsket masseleveranse og låses i denne stilling. Stopp/start skjer så ved bruk av kik-kran.

Fig. 4



Maksimal kornstørrelse er ca. 12 mm, men som nevnt benytter vi 10 mm rist over mottakslommen.

Pumpen har en teoretisk maskimalkapasitet på ca. 7 m^3 /time og kan levere opptil 60 kg/cm^2 i arbeidstrykk.

Trykkluftbehovet er ca. 15 m^3 /min.

Akselleratortanken har to kammer, hvert på 45 l, slik at påfylling av det ene kan skje mens det andre er i bruk. Denne tanken er for liten. Akselleratoren drives frem ved at det tilkobles trykkluft.

Standard slangelengder har vært én 14 m lang 50 mm Ø slange nærmest pumpen, med overgang til 14 m 35 mm Ø frem til munnstykket. Videre 2 stk. 3/4" slanger, den ene for aksellerator, den andre for trykkluft. Luft og aksellerator kobles til på hver sin side av munnstykket og ledes inn i et ringkammer hvor blanding skjer. Så blåses blandingen gjennom flere skrå dyser inn i betongstrengen og river opp denne, samtidig som den gis hastighet mot sprøyteflaten.

Annet utstyr

Trommelbil for betongtransport. På høye arbeidssteder:

Stillas
Caterpillar 988 med plattform på skuffa.
Vanlig renskebukk.
Hydraulisk manøvrerbar kurv på lastebil.

Vann for rengjøring av utstyr, spyling av fjellflater (væting av gammel betong), utspyling av evt. propper.

Lyskasterutstyr.

Y – stykke for sprøyting med to munnstykker.

Bemanning

Normalt har det vært 3 mann pr. skift.

Nr. 1 Betjening av munnstykket.

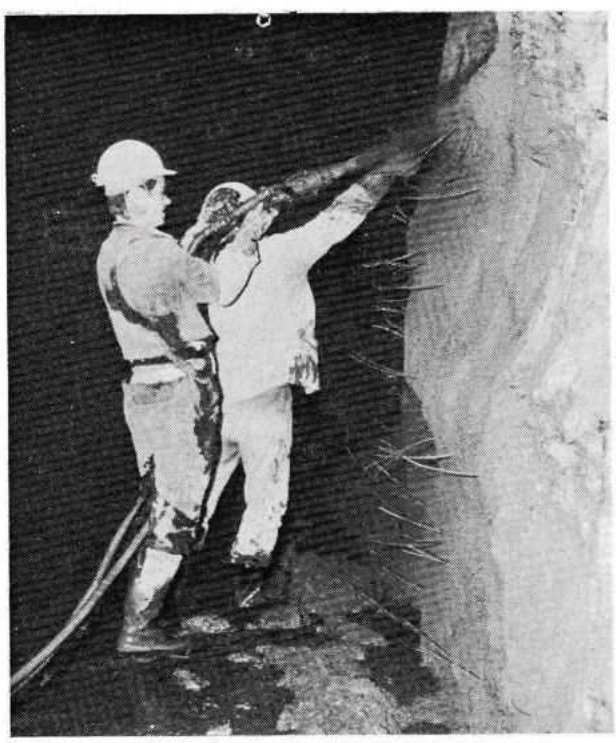


Fig. 5

Nr. 2 Fyller aksellerator. Flytter lamper. Hjelper til med forhaling av slanger under sprøyting. Setter an nåler (jernbindertråd som sprøytes fast for senere armering, se fig. 5). Flytter evt. utstyr for å komme i høyden. Veksler med nr. 1 med mellomrom. Annet arbeid.

Nr. 3 Trommelbilfører. Betjener pumpen. Blander evt. betongen.

Avhengig av stedlige forhold og evt. tidspress har en også benyttet ekstra bemanning til stillaser og annen forberedende rigg og også delvis til armering av ferdig nålede areal.

Laget utfører selv daglig vedlikehold og enklere reparasjoner uten fast reparatørhjelp.

Betjening av sprøyten

Rigg og daglige kontroller vedrørende smøring og olje. *Viktig!* Det fylles så 1–2 sekker cement i mottakerlommen, som blandes ut med vann til et tykt slam. Dette pumpes gjennom slangen for å smøre den. Må alltid gjøres når slangen har vært rengjort.

Risten på mottakerlommen må *ikke* tas av, da fremmedlegemer eller stor sten kan forårsake propp. Det er viktig at vibratoren på risten er kraftig nok for å få massen fort gjennom.

Når mannen på munnstykket er klar, startes pumpen ved å åpne en kik-kran. Skal hastigheten justeres, gjøres det med en reduksjonsventil som låses i ønsket stilling.

Oppstår pauser over 15–20 min., må enten slangen rengjøres, eller pumpen gå på omløp ved at munnstykket leverer tilbake i mottakerlommen. Hastigheten justeres i så fall ned.

Propper kan oppstå på flere måter, men skyldes nesten alltid uaktsomhet. Proppene oppstår enten i pumpehodet eller i slangen, og grunnene kan være:

Forhold ved betongen.
Fremmedlegemer.
For lang pause med betong i slangen.
Lekkasjer i koblinger eller slange, slik at vannet presses ut av betongen.
Knekk på slangen.

Full rengjøring av utstyret etter endt sprøyting tar ca. 1 kl.time og innbefatter rensing av slangen. En våt svampgummiball pumpes et par ganger gjennom hele slangelengden etter at alt annet er ferdig rengjort.

Akselleratoren doseres av munnstykkeføreren ut fra observasjon av betongens oppførsel og utseende under sprøyting. Med litt øvelse ser han lett hvordan korrekt dosering virker, men vi arbeider med muligheten for automatisk dosering.

Akselleratoren er enda ikke helt ideell, da vi etter 1,5–2 m^3 sprøyting må stoppe og gjøre rent munnstykket. Dette kommer av at akselleratoren bygger igjen dysene i munnstykket, og luft/aksell.-tilførselen blir for liten. Rengjøring tar ca. 5 min., og er altså ikke noe stort problem, men vi har grunn til å tro at også dette skal kunne rettes.

Praktisk sprøyting

For å kunne utnytte kapasiteten og få kontinuitet i arbeidet, er det særlig ved tynnere konstruksjoner viktig av tilriggingen er gjennomtenkt, slik at munnstykkeføreren har god plass å bevege seg på. Ved stor masseleveranse er det tungt å sprøyte, og forflytting må skje ganske raskt.

Munnstykket bør holdes ca. 0,5 m fra flaten, og det er også her viktig at det sprøytes vinkelrett på flaten. Ved korrekt sprøyting har vi et prelletap på *under 5 %*, men med kompliserte flater og slurvete føring av munnstykket kan det bli noe

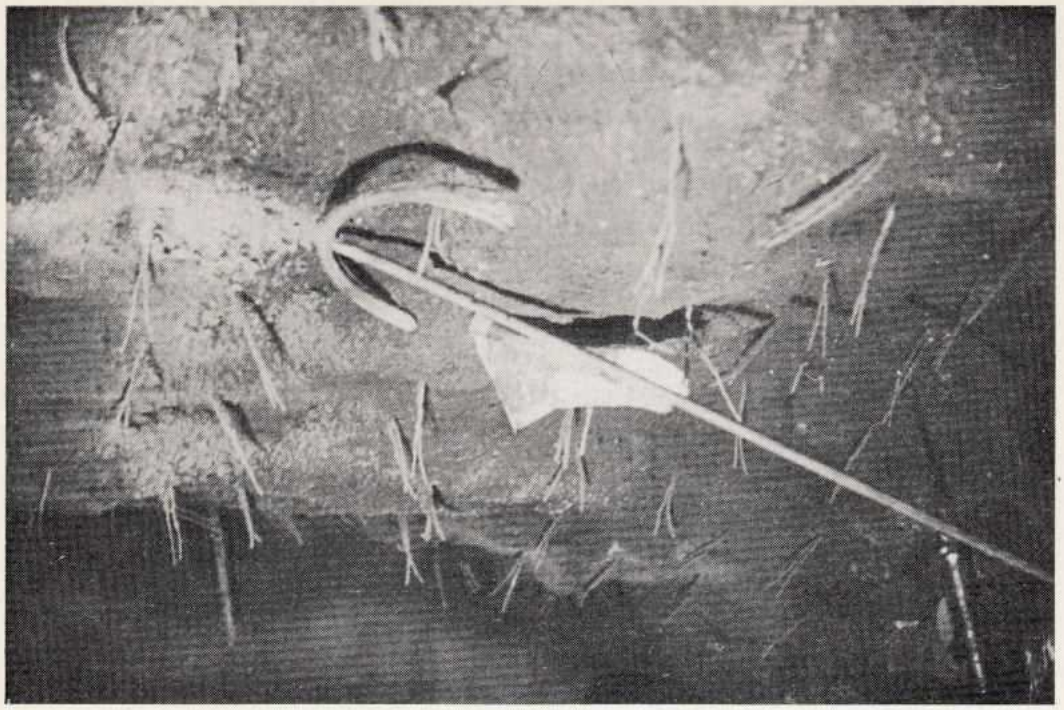


Fig. 6

større. Sprøytet flate bygges opp nedenfra, selv om prelletapet ikke har særlig tendens til å gro fast der det faller ned.

Ved tykke konstruksjoner som bygges opp nedenfra, kan det legges på neste ubegrenset tykkelse direkte, men man må ha plass nok til å bevege seg på i lengderetningen, slik at det ikke legges for mye i høyden pr. tidsenhet. Ved vanlig veggsprut er ikke 15—20 cm tykkelse i ett påkast noe problem.

For sprøyting av armerte konstruksjoner er det utviklet en egen teknikk. Vi sprøyter først fast såkalte "nåler", d.v.s. jernbindertråd, samtidig som flaten rettes av i størst mulig grad. Det festes 3—4 slike tråder pr. m^2, da det er meget viktig at armeringsnettet er godt festet for å redusere prelletapet til et minimum. På denne måten oppnås en rask og effektiv armeringsprosedyre, og en er sikret at armeringen ligger innesluttet i betong. Se fig. 5 og 6.

Når det skal sprøytes tykke konstruksjoner, eller store flater med lite flytting,

Fig. 7

benytter vi et Y-stykke tilkoblet 50 mm slangen. Derfra kobler vi på to 35 mm slanger med munnstykker. Det kreves en del ekstra rigg ved bruk av to munnstykker, men det er meget gunstig for egnede arbeidsoppgaver. Se fig. 7.

Sprøyting av våte flater er ikke noe større problem med denne metoden enn med tørrsprøytebetong. Slik sprøyting krever oftest noe mer aksellerator.

Støvplagen er, som en ser av bildene, helt minimal ved denne metoden. Støyen er derimot nesten like kraftig som ved bruk av BSM 602.

Masser, kapasitet, kostnader

Ut oktober 72 er det utpumpet ca. 600 m^3 betong med sprøyten. Dette fordeler seg på vanlig sprøytebetong i forskjellige utførelser, utstøpning, ifyllinger og injeksjon.

Omtrentlig er utført:

3.500 m^2	10 cm armert.
3.100 m^2	5 cm uarmert.
10 m^3	utstøpning
80 m^3	ifyllinger
20 t	cementinjeksjon i damfot.

Med alt som er utført frem til okt. 72, er det i Aurland sprøytet 510 m^3 med et totalt timeforbruk av 6.686 arb.timer.

Timeforbruk (m. heft, flytt., rigg, armering osv.): *13,1 arb.t/m^3*.

Dette tallet er bare nevnt rent orienterende, da det må presiseres at hele innkjøringsperioden med dens problemer er innebygget. Også armeringstiden inngår her da det ikke har vært mulig å skille den ut. Et så vidt stort timeforbruk ville nødvendiggjøre en pris pr. m^3 pumpet masse i størrelsesorden kr. 1050,—.

Som et eksempel på mer normale forhold kan nevnes resultatene fra et av våre sist utførte arbeider i avløpstunnelen ved Aurland I.

Ferdig 10 cm armert betong (85 m^3)	800 m^2
Arbeidstimer nåling	188 t
Arbeidstimer vanlig sprøyting	171 t
Arbeidstimer flytt og rigg	33 t
Arbeidstimer armering	295 t
Arbeidstimer heft, sålerensk, rensk gml. betongkant	117 t
Arbeidstimer totalt	804 t

Vi får da for ferdig utført 10 cm armert: *9,4 arb.t/m^3*.

Kapasiteter:

Nåling	— 0,23 m^3/arb.t
Vanlig sprut	— 0,25 m^3/arb.t
Armering	— 2,60 m^2/arb.t.

Eksempel på pumpebetong — anvendelse

En av de ifyllingsoppgaver som er løst ved bruk av betongpumpen, er ifylling av stålflyndrer og utsparinger i grovvaregrind ved Aurland I.

Jobben besto i fylling av fire flyndrer med 20 hull totalt, pluss 3 hull i takstokk. Videre var det 25 utsparinger.

Pumpet masse	34 m^3
Flytt/rigg arbeidstimer	32 t
Heft arbeidstimer	14 t
Pumpetid arbeidstimer	141 t
Arbeidstimer totalt	187 t

Slik fylling av flyndrer foregår oftest ved bøttestøp, og krever da fra 1–2 uker. Injeksjon til slutt følger også gjerne.

Konklusjoner, avslutning

Våtbetongsprøyting med det beskrevne utstyr et etter våre erfaringer pr. i dag en fullt brukbar, og avhengig av forholdene, konkurransedyktig sprøytemetode. Den lønnsomhet og de kapasiteter som kan oppnås, er helt avhengig av jobben, og det viktigste er at den ikke er for liten. Når sprøyting startes, er det også avgjørende at ikke hindringer oppstår, slik at det *sprøytes kontinuerlig.* Alle stopp og pauser må begrenses til et minimum. Feil oppstår nemlig sjelden under sprøyting, mens propp fort oppstår ved stopp. Skal disse krav tilfredsstilles, må tilrigging og arbeidsopplegg være gjennomtenkt.

De viktigste fordelene er kapasiteten, hvor vi har vært oppe i 4–5 m^3/kl.t. Prelletapet er under 5 %, og nedfallet gror ikke fast til underlaget. Prellingen er lite sjenerende for mannskapet. Støvplagen og tåkedannelse er eliminert. Det kan legges på 10–15 cm i ett påkast ved vanlig sprut, og ved oppbygging fra sålen vesentlig tykkere. I forhold til tørrsprøyting slipper man problemet med fuktig sand og rengjøring av blanderen for hvert tørrbetonglass, og resulterende heft. Armerte flater får armeringen helt innesluttet i betongen, og selve armering går meget raskt. Det er også vesentlig at pumpen er så vidt anvendelig, f.eks. pumpebetongoppgaver, injeksjon og sannsynligvis prepaktbetong.

Enkelte ulemper finnes også. Munnstykket er litt tungt, og dette kombinert med 0,5 m sprøyteavstand og stor kapasitet, krever rask forflytning og gjør arbeidet anstrengende. Den korte avstanden reduserer også oversikten for sprøyteren. Slangelengder på over 50 m er ikke gunstig, og sprøyting mot stor høydeforskjell er begrenset. Foreløpig har vi sprøytet i max. ca. 10 m høyde. Rengjøring av utstyret må gjøres grundig og tar 1–2 t. Metoden er avhengig av øvet mannskap.

Til slutt må det sies at vi fortsatt arbeider med problemene, og vi regner på ingen måte disse resultatene som endelige. Vi håper likevel det presenterte stoff har vært av interesse.

Sivilforsvaret bygger i fjell

Kontorsjef Jan Fuglaas – Direktoratet for Sivilt Beredskap

Av sivilforsvarslovens § 1 fremgår at sivilforsvarets hovedoppgave er å forebygge skader på sivilbefolkningen ved krigshandlinger.

Et av de beste forebyggende tiltak er å bygge tilfluktsrom. Vi bygger her i landet omtrent 100 000 tilfluktsromsplasser pr. år.

Et annet tiltak er å etablere sivilforsvarsstyrker som kan bekjempe branner og foreta redningsaksjoner etter et angrep.

For å holde disse styrker og de nødvendige ledelsesorganer intakte etter et angrep, bygger vi også beskyttende kommando- og forlegningsplasser (alarmplasser).

Hovedtyngden av tilfluktsrommene er private tilfluktsrom. Dette er tilfluktsrom som for byggherrens regning bygges på den enkelte eiendom til beskyttelse for dem som bor eller opholder seg på eiendommen. I alt har vi i dag omtrent 1 150 000 plasser i private tilfluktsrom.

Den andre typen tilfluktsrom er offentlige tilfluktsrom. Disse bygges av bestemte kommuner med refusjon av 2/3 av utgiftene fra staten. Dette refusjonsbeløpet betales ut etter faste satser – for tiden omtrent 1 800 kroner pr. kvadratmeter.

Målet er nå å etablere ca. 380 000 plasser i offentlige tilfluktsrom – vi har i dag ca. 165 000 plasser.

Kommunene har i mange år vært lite villige til å bygge offentlige tilfluktsrom. Dette har flere årsaker, og sivilforsvaret har søkt å øke kommunenes interesse ved å

– legge forholdene til rette for å oppnå en god utnyttelse av tilfluktsrommene i fred

– øke satsene for statens tilskudd.

Ved en lang rekke besøk hos de aktuelle kommunene har vi informert om disse tiltak, og søkt å klarlegge for kommunene at de ved en god fredsutnyttelse av rommene også kan løse påtrengende fredsmessige behov.

Jeg tror jeg tør påstå at våre anstrengelser har brakt resultater.

Det utbetalte statstilskudd lå i første halvpart av 60-årene på mellom 1 og 2 millioner kroner pr. år. Til sammenlikning var de utbetalte beløp i årene

1969	– 8	millioner kroner
1970	– 6,5	millioner kroner
1971	– 11	millioner kroner
1972 (antatt)	– 9	millioner kroner

Det har de siste to år vært nødvendig å gjennomføre en sterk prioritering, idet ønskemålene fra kommunene representerer 25–30 millioner kroner. Det er for tiden omtrent 25 000 plasser under arbeide i offentlige tilfluktsrom – noe som også forteller en del om aktiviteten innen denne sektor.

Vi investerer hvert år store beløp i bygging av tilfluktsrom her i landet. Vi mener det er meget viktig at disse investeringene ikke blir liggende som død kapital som ingen har glede av i fredstid.

Tilfluktsrommene må også tjene dagliglivets behov i fred – de må gis best mulig fredsutnyttelse.

For å øke forståelsen for dette og for å stimulere planleggerne til å bruke fantasien, har sivilforsvaret ut over informasjon ved foredrag m.v. gitt ut en egen brosjyre om fredsbruk av tilfluktsrom.

I denne brosjyren er vist en rekke eksempler på anlegg der man har oppnådd en god og hensiktsmessig fredsutnyttelse, og gitt orientering om hvilke hensyn man må ta.

For å oppnå en god utnyttelse av tilfluktsrom i fred er det viktig at

– fredsutnyttelsen tas hensyn til allerede under planleggingen av tilfluktsrommet.

Etter at rommet er bygget er det langt vanskeligere å innpasse en fornuftig fredsbruk

– Arkitekter og andre planleggere bruker fantasi.

Et tilfluktsrom kan i fred i prinsippet utnyttes til ethvert formål, så lenge dets beskyttende evne ikke reduseres, og rommet kan klargjøres til sitt egentlige formål i løpet av 24 timer.

Tilfluktsrom og sivilforsvarets egne beskyttende anlegg blir ofte bygget i fjell.

Det er to hovedgrupper av årsaker for dette – beskyttelsesmessige hensyn – og økonomiske årsaker.

Et tilfluktsrom skal beskytte mot en rekke forskjellige våpenvirkninger. Ved å bygge tilfluktsrommet som et fjellanlegg oppnår vi

– *Sikkerhet* mot fulltreffere fra konvensjonelle våpen

– *Høy grad av sikkerhet* mot de mekaniske virkningene fra kjernevåpen

– *Sikkerhet* mot radioaktiv initialstråling og mot radioaktivt nedfall

– *Økt kontroll* over tetthet og andre tiltak som beskytter mot kjemiske stridsmidler.

De økonomiske årsakene henger sammen med at sivilforsvarsanlegg ofte må bygges i tettbygde områder der tomteprisen er høy. Vi kan da spare investeringer ved å bygge i fjell.

De anleggene vi bygger i fjell, er ofte av mer eller mindre standardisert type. Vi har derfor søkt å komme frem til visse generelle normer for utførelsen. Under dette arbeide har vi blant annet fått verdifull assistanse fra Kontor for fjellsprengningsteknikk.

Det kan kanskje i denne forsamlingen være av interesse å skissere kort en del av hovedinnholdet i våre normer for utbygging i fjell:

1. Vi legger vekt på å få en god profil – god pilhøyde og V-bunn med sentral drenering.

2. Vi krever forsiktig konturspreng ning.

3. Vi legger vekt på god sikring av svake partier med bolter av en slik lengde at forankring skjer innenfor oppsprekningssonen, og om nødvendig sikring med støpte trykkbuer.

4. Vannsyke partier dreneres ved hjelp av mineralull sikret med folie og armering og med avløp fra mineralullen.

5. Når fjellet er godt, påføres hvelvet armert sprøytebetong – minst 6 cm målt på fremstikkende partier.

6. Av ventilasjons- og utnyttelsesmessige hensyn brukes i tillegg et lett innvendig hvelv.

Vi har i en del tilfelle nyttet glassfiberarmert plast av selvslukkende type som hvelvmateriale. Det har imidlertid vært noe diskutert om dette branntekniske er tilfredsstillende, og vi undersøker for tiden muligheten for å gå over til f.eks. aluminiumshvelv.

Om fjelltaket er mindre godt, brukes i stedet for denne utførelse dobbeltarmerte støpte hvelv.

Jeg vil som eksempler nevne en del anlegg der vi mener de beskyttelsesmessige hensyn er forenet med riktig fredsutnyttelse på en god måte.

1. Oddahallen i Odda er beskyttelsesmessig offentlig tilfluktsrom, kommandoplass og alarmplass for sivilforsvaret.

   I fred er anlegget en idrettshall og har dessuten en hundre meters løpebane.

   Med 25 m bredde er dette anlegget antakelig hittil enestående i sitt slag.

   Det vises her til sivilingeniør Jan Ryghs foredrag på Fjellsprengningskonferansen 1971.

2. Skåreråsen på Lørenskog er et tilsvarende anlegg.

   Beskyttelsesmessig er dette anlegget offentlig tilfluktsrom og privat tilfluktsrom for nærliggende skole, aldershjem og kirke.

   I fred er anlegget idrettshall som kan deles i fire gymnastikksaler, garderobeanlegg og opplæringsbasseng for grunnskolen fig. 1 og fig. 2.

   Kommunen har i dette tilfelle foretatt en inngående vurdering av tilfluktsromssituasjonen og muligheten for å kombinere flere behov, og man ser her et eksempel på riktig tilfluktsromsplanlegging.

3. Sankt Hans fjellet i Fredrikstand skal tjene som offentlig tilfluktsrom og privat tilfluktsrom for den nye bebyggelse rundt anlegget.

   Denne bebyggelse kan her bli bygget uten tilfluktsrom og planleggerne av det enkelte bygg står dermed friere ved at de kjøper tilfluktsromsplass i det felles fjellanlegg.

   I fred skal fjellanlegget nyttes som forretningssenter, lager, parkeringsplass m.v.

Fig. 1

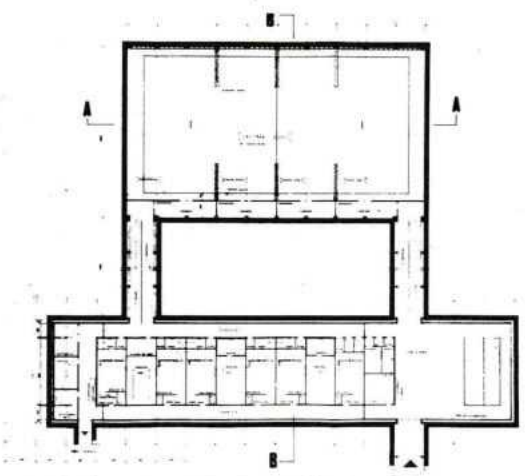


Fig. 2

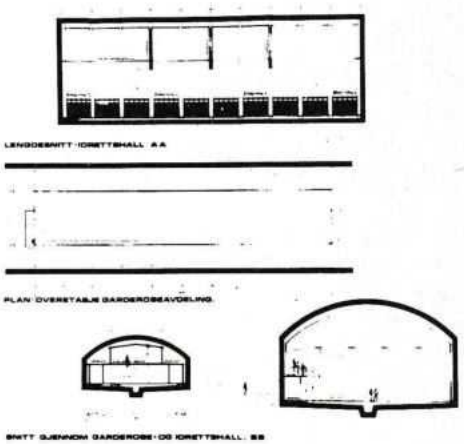


Fig. 3

4. Vi har også eksempler fra våre egne anlegg som viser at man på en hensiktsmessig måte kan kombinere det beskyttelsesmessige med et godt oppholdsmiljø.

   Vår kommandoplass for Oslo på Grorud ligger langt fremme beskyttelsesmessig. Den har imidlertid samtidig etter vår mening et tiltalende interiør, som gjør det mulig å avvikle øvelser og møter der, fig. 3 og fig. 4.

Jeg har tidligere prøvet å understreke at tilfluktsrom i fred kan anvendes til alle formål som ikke reduserer rommets beskyttende evne.

Det vesentlige er at planleggeren bruker fantasi og skaper en slik fredsutnyttelse at de verdier som samfunnet investerer i tilfluktsrom, ikke blir liggende unyttet i fred.

Fig. 4

Televerket bygger i fjell

Overingeniør Johan Fredrik Baltzersen – Teledirektoratet

Televerket investerer årlig meget store beløp i utbygging av sambandsnettet og til anskaffelse av teleteknisk utstyr.

Dette utstyr settes inn i telemaskineriet på bestemte steder. For å kunne plassere utstyret på rett sted bygger Televerket årlig for ca. 70 millioner kroner, og en del av disse millioner går til fjellanlegg.

Det kan være flere forhold som gjør fjellalternativet interessant. Den tekniske og økonomisk optimale plassering av utstyret er svært ofte i tilknytning til eksisterende større telestasjoner som ligger sentralt i sambandsnettet.

En slik større telestasjon ligger som regel plassert i bykjernen med begrensede tomtemuligheter, man har restriksjoner i reguleringsplan, meget dyr tomtegrunn, vanskelige trafikkforhold, rystelser, støy og forurensinger.

Vi vet at det tekniske utstyr går best, med minimalt vedlikehold, når det får stå i rom med jevn temperatur og fuktighetsgrad året rundt og utsatt for et minimum av forurensinger ved støv, sot og påkjenninger fra aggressive stoffer i luften.

Videre er Televerket pålagt som oppgave i totalforsvaret å holde telenettet i funksjon også under krig, noe som gjør det nødvendig å beskytte deler av utstyret mot krigshandlinger.

Kort sagt er situasjonen: – stort plassbehov sentralt i en by uten byggeklar tomt, men høvelig fjell nær nok, samt behov for å treffe sikringstiltak – og tilstrekkelige bevilgninger – da er man langt på vei mot et fjellanlegg.

Det er noen forhold som taler imot; bl.a. praktiske problemer med seinere utvidelse av anlegget. Dette lar seg som regel løse, men kan ofte bety merutgifter ved første utbygging. Det personalet som får sin arbeidsplass i fjellanlegget er ikke udelt begeistret, selv om fjelltjenesten til vanlig går inn i en turnus med tjeneste også i dagen.

Televerket har tatt dette problem alvorlig og funnet det riktig å legge opp til en høy standard for å skape trivelige arbeidsplasser ved fjellanlegg. Dette er også gjennomført for de tekniske anlegg for luftkondisjonering og belysning.

Man kommer ikke forbi at det vil koste mer å løse samme plassproblem i et fjellanlegg enn i bygg ute i dagen, og den tilsynelatende prisforskjell kan være meget stor.

Det er vanskelig å foreta direkte sammenlikninger, men holder man for øyet de ekstra kvaliteter som blir innebygget i et fjellanlegg og tar hensyn til tomteprisen ved bygg i dagen, samt tar hensyn til beskyttelsesfaktoren og vedlikeholdet, så ser regnestykket atskillig penere ut.

Et typisk fjellanlegg er under bygging i Røverdalen i Gjøvik. Det var tidligere sprengt ut to anlegg i fjellet, et offentlig tilfluktsrom og en kommandoplass for Sivilforsvaret.

Den geologiske undersøkelse ble forenklet ved at man hadde et utsprengt anlegg å gå ut fra.

Bergarten i anleggsområdet tilhører grunnfjellet og må nærmest karakteriseres som gneis. Plassering og orientering av anlegget ble vist stor oppmerksomhet, og man greide å unngå et par markerte knusningssoner.

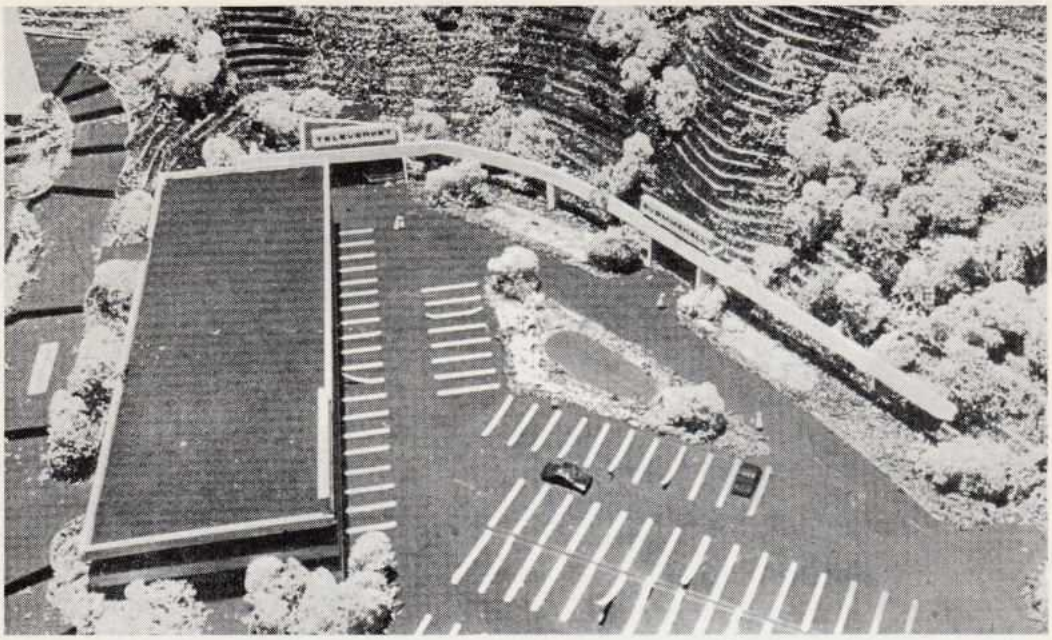


Fig. 1

For behandlingen i kommunen ble det laget en modell av området, fig. 1. Bildet viser den endelige utbygging med vårt anlegg innerst, dernest tilfluktsrommet som nå skal utvides og bl.a. tjene som svømmehall med 6 x 25 meter bane med badeavdeling, mosjonsrom, kafeteria etc. Ytterst ligger Sivilforsvarets kommandoplass som nå skal restaureres.

Dipl.ing. Kaare Backer A.s er i full gang som hovedentreprenør. For Televerket har Fortifikasjon A.s stått for totalprosjektering og byggeledelse og Norsk Tekniske Byggekontroll A.s har ydet ingeniørgeologisk assistanse og kontrollert sprengningsarbeidet. Samme rådgivere går igjen for de to andre byggherrer i området.

Driftsopplegget er vist på fig. 2. Anlegget består av en adkomsttunnel til to haller. Driftsopplegget ble delt i syv faser.

1. Adkomsttunnel og stigning med sålen til 3 meter under vederlag i hovedhall.

2. Pilottunnel i hovedhallen.

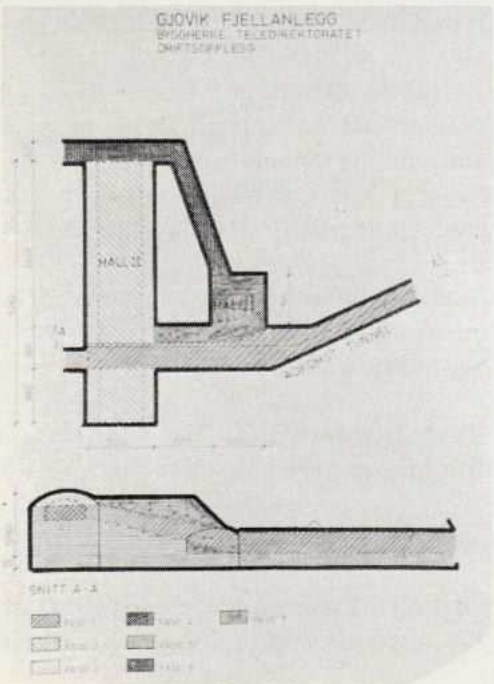
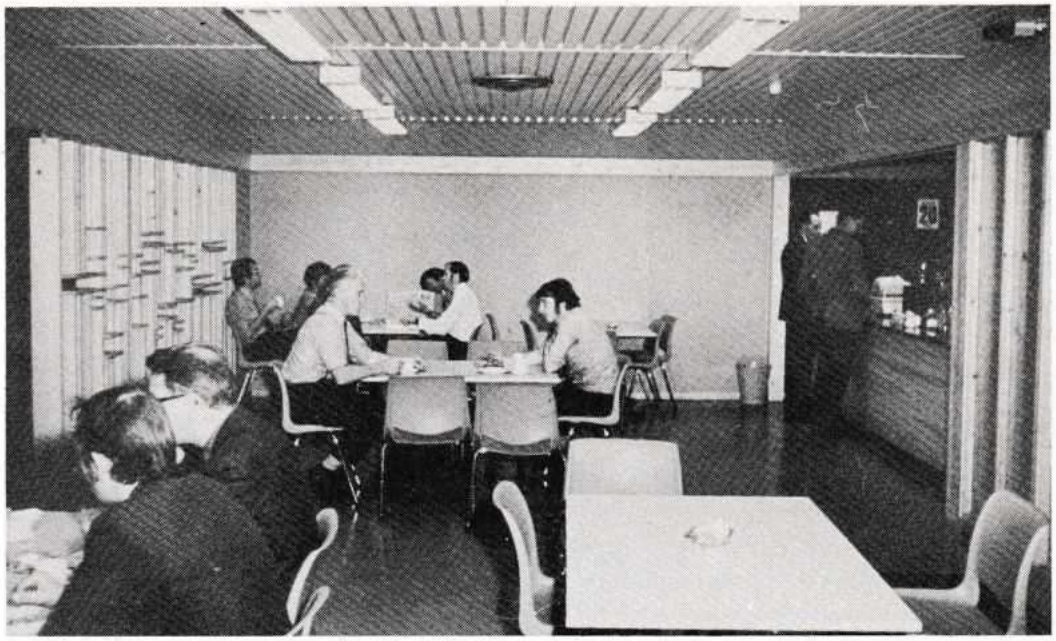


Fig. 2

Fig. 3



3. Strossing til full profil ned til 3 meter under vederlag i hovedhallen.

4. Utvidelse av tunnelen mellom de to hallene og sprengning av hall I.

5. Palling til endelig nivå.

6. Utvidelse av bakre forbindelsesgang og forbindelse fra denne til hovedhall.

7. Sprengning av kulverter og grøfter.

Sprengningsplanen ble lagt opp med tanke på jevne og hele fjellflater samt stor vekt på å få minst mulig rystelser av hensyn til overliggende bebyggelse. Resultatet av sprengningsarbeidene ble meget gode.

Sikringsarbeidene er utført tradisjonelt med kontaktstøpte konstruksjoner, sprøytebetong armert og uarmert samt bolting. Forsiktig sprengning og grundig kontroll gjorde arbeidene mindre enn ventet.

Gjennomsnittlig er brukt 1 bolt pr. 5 kvm i tak og en bolt pr. 11 kvm vegger. Totalt antall bolter var 700, boltediameter 20 mm og de ble satt inn i lengder fra 2–4 meter. Gysing foregikk etter Berg-Jet metoden.

De utsprengte masser, ialt 13.000 kbm, er nyttet til molobygging for småbåthavn i Mjøsa.

Totalkostnadene for byggetrinn 1 omfattende sprengnings- og sikringsarbeidene, var kr. 1,8 mill. eks. mva. Dette gir en kostnad pr. kbm utsprengt og sikret fjell på kr. 139,– ekskl. mva.

Byggetrinn 2 som omfatter betong- og innredningsarbeider startet i september i år med ferdigstilling 15. oktober 1973.

For bruksanlegg i fjell legger Televerket avgjørende vekt på at utstyrsmontasje og drift foregår som ved et bygg i dagen og ikke gir merkostnader.

Fjellanleggene har kontorrom, oppholdsrom, kantine, verksted m.v. for driftspersonalet, og som nevnt legger vi stor vekt på å skape trivsel og gode forhold for personalet, fig. 3.

Televerket har, siden 1955, bygget en rekke fjellanlegg for teleteknisk utstyr som har gitt gode løsninger på en rekke problemer.

Erfaringene med anleggene har stort sett vært positive og viser at fjellvolum også kan nyttes for slike avanserte tekniske formål. Fremtiden får vise om man her har satset riktig. Vi tror det.

Underjordsanlegg i Sveits

Sivilingeniør Jan A. Rygh

1. Innledning

Jeg fikk i sommer anledning til å foreta en reise til Sveits for å studere undergrunnsanlegg.

Det var i første rekke sivile beredskapsanlegg i fjell, sykehus og tilfluktsrom jeg var interessert i. På forhånd tok jeg kontakt med Helsedirektoratet og Direktoratet for sivilt beredskap for om mulig å få med en representant fra hver av disse institusjoner. Helsedirektoratet var interessert, men kunne ikke avse folk. Direktoratet for sivilt beredskap stilte seg meget positivt. Foruten at kontorsjef Fuglaas selv deltok på turen, ordnet Direktoratet med alle formalia og mye av arrangementene forøvrig som gjorde at reisen ble meget utbytterik.

Vi var bl.a. gjester hos det sveitsiske sivilforsvar og ble tatt med rundt i hele landet og fikk se og studere et titalls anlegg. Samtidig fikk vi anledning til en rekke konferanser og meningsutvekslinger med sveitsiske spesialister. Vi fikk også med oss hjem verdifullt materiale om beredskapsanlegg.

2. Litt om organisasjon og administrasjon

Forbundsstaten Sveits omfatter som kjent 25 delstater eller kantoner som igjen er delt, totalt ca. 3000 kommuner. Sivilforsvarsmessig er det i Forbundsstaten et direktorat som ligger under Justis- og Politidepartementet. Hovedoppgaven for dette er å utarbeide retningslinjer samt å overvåke at de nødvendige sivilforsvarstiltak gjennomføres.

Kantonenes oppgave er å påse at tiltakene gjennomføres. Av de 3000 kommuner er det i dag 1000 stk. som har plikt til å bygge tilfluktsrom. En ny lov er på trappene som gir alle kommuner plikt til å anlegge slike rom.

Sivilforsvarstiltakene avhenger av hvor mange innbyggere det er på stedet. Man har ut fra innbyggertallet delt landet i:

13 avsnitt	à	100.000 innbyggere
88 sektorer	à	20.000 innbyggere
1069 kvarterer	à	5.000 innbyggere
9347 blokker	à	500 innbyggere

3. Beskyttelsesfilosofi

Grunnlaget for sveitsernes tanke omkring sivilforsvar baserer seg nå på en konsepsjon som var utarbeidet av en studiekommisjon i 1971. Som kjerne i denne konsepsjonen har man satt opp en del alminnelige forutsetninger som sammenfattes i 3 grupper slik:

Gruppe 1. Uavhengighet fra krigssituasjonen.
Dette oppnås ved:
- At hver innbygger i Sveits skal ha 1 tilfluktsromsplass.
- At man på forhånd har planlagt at tilfluktsrommene trinnvis kan tas i bruk.

– Bygging av enkle og robuste tilfluktsrom, variabel og uavhengig oppholdstid i tilfluktsrommene.
– Balanse i sivilforsvarstiltakene.

Gruppe 2. Økonomiske hensyn.
På grunn av begrensede økonomiske ressurser, legges følgende forutsetninger til grunn:
– Man skal ikke etterstreve noen absolutt beskyttelse.
– Balanse i beskyttelsestiltakene.
– Optimal utnyttelse av alle beskyttelsesmuligheter.
– Utarbeidelse av planer for intensivert sivilforsvarsforberedelse i farlige tider.
– Å forebygge er bedre enn å utbedre skader.
– Fleksibilitet.

Gruppe 3. Menneskenes fysiologiske og psykologiske egenskaper.
Dette omfatter følgende momenter:
– Bibeholdelse av familiefellesskap.
– Det tas hensyn til menneskenes naturlige tilpasningsevne.
– Lik overlevende sannsynlighet for alle.
– Ledelse og tiltro til ledelsen.

4. Typer av anlegg

Med utgangspunkt i inndelingen i avsnitt, sektorer m.v., og i konsepsjonen bygger man i Sveits kommandoplasser (Kommandoposten) alarmplasser (Bereitstellungsanlagen), beredskapssykehus av forskjellige typer og tilfluktsrom. Disse forskjellige typer anlegg er systematisert og gruppert i forskjellige størrelser. Av kommandoplasser har man 5 forskjellige typer. Hver type svarer til 1 bestemt størrelse på området kommandoplassen hører til i.

Tilsvarende har man 4 typer alarmplasser igjen med faste størrelser. Av sanitetsanlegg har man sanitetsposter for førstehjelp, (Sanitätshilfstelle), som er større og kan yte noe mere hjelp, og endelig nødhospital eller beskyttede operasjonsanlegg. De siste er å betrakte som fullstendige sykehus som er beskyttet. Normalt er anleggene bygget for en styrke på 1 ato overtrykk, men de kan i visse tilfeller og for de aller viktigste typene være i 3 ato.

5. Økonomi

Utgiftene til organisasjonsmessige anlegg bæres av Forbundsstat, kanton og kommune. Utgiftene er fordelt slik at Forbundsstaten betaler 65 % og kanton og kommune det øvrige. Normalt legger kommune ut og får refundert fra vedkommende kanton.

For private tilfluktsrom bærer byggherren 30 % og resten, 70 %, betales av kanton.

Plikt til å bygge private tilfluktsrom gjelder normalt i tettbebyggelse med 1000 eller flere innbyggere.

Kantonen kan imidlertid bestemme at mindre steder har plikt.

6. Målsetting

Målet er å nå en plass for hver person i landet. I årene 1950–1972 er det bygget ca. 3,5 mill. plasser, og man har en årlig tilvekst på 250–300.000 plasser, eller ca. 10.000 tilfluktsrom. Som en helt naturlig konsekvens av å bygge tilfluktsrom, bygger sveitserne sanitetsanlegg eller beredskapssykehus.

Målet er å få sengeplasser i slike sanitetsanlegg for 2 % av befolkningen. Det

minste av disse sanitetsanleggene er en sanitetspost med 32 sengeplasser. En slik skal man kunne gi avansert førstehjelp, og man planlegger å ha 1 for hver 5.000 innbygger. Den neste størrelsen er Sanitetshilfstelle med 128 sengeplasser. I disse skal man yte mer hjelp og kunne foreta visse inngrep. Man regner med å ha en slik for hver ca. 18.000 innbygger.

De største anleggene er beskyttede operasjonssteder eller nødsykehus med ca. 250 sengeplasser eller mer. I disse anleggene skal man kunne yte all slags operative inngrep, og man planlegger å ha en for hver ca. 38.000 innbygger. Totalt er det målet å få sanitetsposter for 0,65 % av befolkningen, sanitetshjelpeplasser for 0,7 % og nødsykehus for 0,65 %. Målet er dermed 1.500 sanitetsposter, 400 sanitetshilfstellen og 200 nødsykehus.

7. Kort beskrivelse av enkelte anlegg

Det vil føre for langt å gå i detalj når det gjelder de enkelte anlegg. Til bruk for interesserte, spesielt i Helsedirektoratet og for DSB, er det utarbeidet en mer fyldig rapport. Her vil jeg kun behandle enkelte anlegg som har spesiell interesse.

7.1 Byggemetoder

De anlegg det her er tale om, skal kunne motstå ekstreme belastninger fra våpenvirkninger. Det naturlige synes da å bygge i fjell. Sveitserne bygger en rekke anlegg i fjell bl.a. i Luzern et fjellanlegg, tilfluktsrom for 25.000 personer. Fjellet i det nordlige Sveits hvor også befolkningen er konsentrert, er imidlertid svakt (mye konglomorat og sedimentære bergarter). Det bygges derfor ofte nedsprengte eller nedgravde betonganlegg.

7.2. Tilfluktsrom i fjell i Luzern

Vi besøkte en rekke større og mindre tilfluktsrom over et større område i Sveits. Av interesse i denne forsamling vil jeg ta for meg et tilfluktsrom i fjell i Luzern.

Anlegget tjente i hovedsak som tilfluktsrom for 1000 personer med 5 stoller (gul-farge) for 200 personer hver. I tillegg skulle anlegget tjene som hovedkvarter for den lokale sivile administrasjon samt sivilforsvarskommando. Grunnflaten totalt var på ca. 2000 m^2.

Bergarten var en relativt fast sandsten. Denne var utsprengt på konvensjonell måte, med kranshull med avstand 40 og 50 cm og svakere ladning. P.g.a. overliggende bebyggelse ble valgt svakere ladninger samt rystelsesmålinger og kontroll som også er velkjent her hjemme. I sekundærrom og ganger var brukt sprøytebetong i varierende tykkelser opp til 10 cm, vesentlig uarmert (noe armering i svakere partier i taket).

I hovedrom var innebygningene utført på en spesiell måte som vel kan karakteriseres som typisk for slike anlegg i Sveits, nemlig:

- 3–4 cm sprøytebetong.
- 2,5 mm plastfolie med limte el. sveiste skjøter i hele tverrsnittet.
  Folien var festet med spesialbolter for å hindre vanngjennomtrengning.
- Deretter 25 cm enkeltarmert kontaktstøpt hvelv og vegger som ble stående uten videre behandling.

Det var utført en god del boltesikring med perfobolter. Anlegget bar forøvrig preg av en gjennomført standard.

Det hadde eget kjøkken med standard trykk-kokere for slike anlegg. Det var lagret proviant for 30.000 franc i eget kjølerom. Provianten ble skiftet hvert år.

I tilfluktsrommet var senger med to ulltepper til hver person.

Inngangen var pent utformet med standard siksakpassasje både av hensyn til

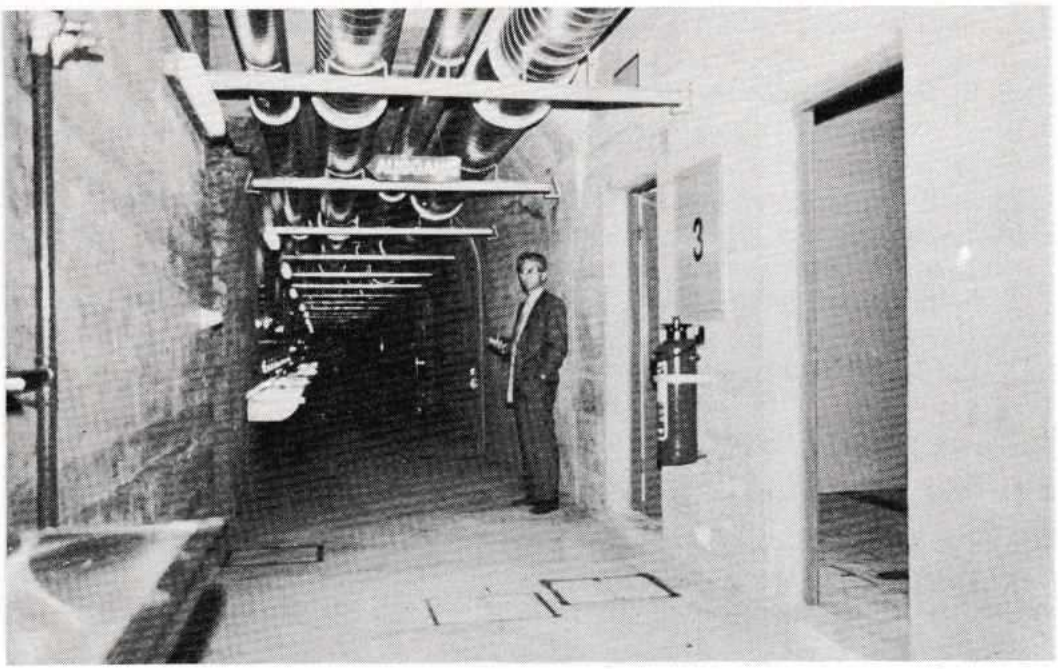


Fig. 1

splinter samt for beskyttelse mot stråling fra radioaktivt nedfall, eller initialstråling fra kjernevåpen. Et bilde fra anlegget er vist i fig. 1

Om tilfluktsrom forøvrig som vi fikk se, kan sies at de var av meget god standard og med styrke som for våre moderne anlegg.

7.3. Typer av anlegg

Før vi går videre, kan det være av interesse å se på en del typer av andre anlegg og kombinasjoner av disse:

7.3.1. Typisk kommandoplass.
7.3.2. Kombinasjonsanlegg: Sanitätshilfstelle. Kommandoplass. Krigsbrannvern.
7.3.3. Nødhospital, betonganlegg.
7.3.4. Nødhospital i fjell.

7.4. Beredskapssykehus i Sveits

Det foregår en meget stor aktivitet i Sveits når det gjelder bygging av alle kategorier nødsykehus. Som før nevnt betraktet sveitserne bl.a. slike sykehus som en helt avgjørende faktor for en liten nasjon å kunne overleve en ny storkrig. Av de mange anlegg vi fikk anledning til å besøke, skal jeg behandle to. Disse gir et godt billede av standarden som ikke er vesensforskjellig for betonganlegg og fjellanlegg.

7.5. Befaring av nødsykehus i Glaros

Kanton Glaros har ca. 40.000 innbyggere. Nødsykehuset her var noe større enn normen, 330 pasienter, og skal i nær fremtid utvides til å kunne omfatte det dobbelte. På taket av det beskyttede sykehus var det landingsplass for helikopter og parkanlegg. Dette nødsykehuset var i henhold til reglene bygget i tilknytning til et eksisterende sykehus, og utført i betong. Planløsningen var enkel:

Mellom det vanlige fredssykehus og det beskyttede sykehus var det direkte forbindelse, slik at man kunne forflytte seg mellom byggene. Under det vanlige sykehuset var det tilfluktsrom for betjening og pasienter.

Sammen med de 330 pasienter sykehuset gir plass for, var det også beregnet at det

skulle være 150 sykehuspersonale til stede i anlegget. Soveplassmulighetene for personellet var begrenset, det var ikke regnet med at hver person hadde sin seng, idet man regner med skiftordning.

Totalpris for anlegget ble oppgitt å være 4,4 mill. sv.frcs. inklusive alt utstyr, el. 22.500,– kroner pr. seng.

Det ble oppgitt at sveitserne bygger 10 slike beredskapssykehus pr. år. Dertil kommer 20 sanitätshilfstelle, den mindre typen på 128 senger.

I inngangen til sykehuset, som var utført med trykk- og gassluser, var montert et varslingssystem med signallamper for å unngå at indre og ytre dører åpnes samtidig.

I området innenfor trykk- og gassgrensen var det ingen terskler, m.a.o. utført på samme måte som i et vanlig fredshospital.

Man kom først til en mottaksavdeling der pasientene ble sortert, og man kunne i en del av denne gi behandling mot sjokk. Pasientene ble transportert på båretraller. Lenger inne i anlegget fant man andre behandlings- og sykerom.

Selve operasjonsrommet var fullt utrustet med operasjonsutstyr, operasjonsbord av armé type og med operasjonslampe. Om lyset skulle gå under en operasjon, var et eget katastrofelysanlegg for operasjonsrommet på 24 volt. Dertil hadde man de vanlige håndlampene samt nødstrømsanlegg med dieselgenerator.

I anlegget var det i alt 3 slike operasjonsrom, alle fullt utrustet. Alle gulv i operasjonsrommene var antistatisk behandlet som på et vanlig sykehus.

I sykehuset var det et vanlig røntgenrom, og dette var også fullt utrustet med unntak av selve røntgenapparatet som sto i fredssykehuset. Dette for at apparatet ikke skulle stå i det beskyttede anlegget og bli foreldet. For å forhindre stråling ut av rommet, var døren inn til røntgenrommet kledt med bly. Det var blyglass mellom røntgenrommet og fremkallingsrommet. Ved siden av røntgenrommet var det eget rom for å fjerne gips med egen gipsavskyller montert i utslagsvasken.

Som nevnt var sykehuset fullt utstyrt og kunne tas i bruk på meget kort varsel. Det ble antydet at man kunne begynne å ta imot pasienter, f.eks. i katastrofesituasjoner i fred, en til to timer etter varsel.

Blant utstyret kan nevnes et eget kjøleskap for oppbevaring av blod og serum. Man hadde også et eget laboratorium og eget apotek.

Det var eget rom for betjening, leger og sykepleiere med eget kjøkken, oppholdsrom, soverom osv. Det var lagret medisiner i anlegget for 6 mndrs. bruk. Bl.a. var lagret 3.000 km forbindingssaker, bårer, lykter osv.

I sykehuset var også lagret 1,2 mill. liter oxygen for operasjon og pasientbruk. Oxygenet byttes periodisk ut med det som til daglig brukes på sykehuset.

Vannforrådet i hospitalet var på 440 kubikkmeter, fordelt på 4 tanker. Det var 2 hydrofortanker og hver vanntank på 110 kubikkmeter hadde en egen tappekran slik at man kunne ta ut vannprøver av dette vannet. Slike prøver tas av en kjemiker som var knyttet til sykehuset. En vanntank kunne fylles i løpet av en natt. Det var lagt inn renseanordninger i vanntilførselen. Vannbehovet var satt til 75 liter pr. seng og døgn, og det var regnet med 14 dagers avsperret drift.

Viktigere reservedeler for anleggets drift var også lagret i anlegget. Dette gjeldt f.eks. motorer og elektroteknisk utstyr m.v.

Filteranlegget besto av 8 Fegafiltere, hvert på 10 kubikkmeters kapasitet pr. minutt, eller ialt 4.800 kubikkmeter pr. time. Nødstrømsanlegget var på 300 hk og besto av 2 dieselaggregater, hvert på 150 hk. Kjølingen av dieselrommet skjedde ved hjelp av varmevekslere. Ved siden av dieselrommet var 2 varmtvannstanker som kunne varme opp vann elektrisk eller ved overskuddsvarme fra dieselaggregatene.

Spillvannet i anlegget ble ført ut til en samlekum og derfra via en tilbakeslagsventil inn på det vanlige spillvannsnettet. Dersom dette skulle gå i stykker, fantes det en egen pumpe fra spillvannstanken som kunne pumpe avfallet direkte ut i det fri. Denne pumpen – en såkalt fekaliepumpe – var i de fleste anlegg.

Sveitserne syntes å legge meget stor vekt på dette. De hadde imidlertid ikke tørrklosetter av den typen vi benytter her, men av en type der man for hver bruk nyttet en egen pose.

Fig. 2

Toalett og vaskeutstyr var i dette anlegget laget i metall av svensk fabrikat. Speil i vaskerom var av polert metall. Fra vaskene gikk spillvannet videre i rør av plast.

I rom for sjokkskadede pasienter var det installert egne ledninger for trykkluft og for oxygen.

Kjøkkenet var også her utstyrt med damptrykkokere for å unngå for mye damp. Heller ikke her hadde man faste stekepanner, men 2 sett med dobbelte kokeplater.

Sykehuset hadde eget avkjølt lagerrom for proviant. Rommet var utstyrt med lagerhyller som gikk på hjul tilsvarende et moderne arkivskapsystem. Sykehuset hadde eget vaskeri og ved siden av dette var det et tøylager. Også tøylageret hadde reolsystem på hjul.

Telefonanlegget for hele sykehusområdet inklusive fredssykehuset lå i det underjordiske sykehuset, man tok inn 60 linjer og førte 40 av disse videre opp til fredssykehuset. Fig. 2 viser et bilde fra sykehusets vaskeriavdeling.

7.6 Befaring av nødsykehus i Luzern

Kanton Luzern har ca. 260.000 innbyggere. I tilknytning til kantonsykehuset (kanskje tilsvarende fylkessykehus i Norge) var et nødsykehus under bygging – nesten fullført. Sykehuset var planlagt for 262 pasienter, men kunne overbelegges til ca. 500 pasienter. Man hadde regnet med et personale på ca. 200.

Sykehuset var bygget i betong i to etasjer, og prisen ble oppgitt til ca. 5 millioner sv.frcs. inklusive alt utstyr, ca. kr. 19.000,– pr. seng.

Ved inngangen til sykehuset og inne i dette, men atskilt fra de øvrige deler var et eget rom for lik.

Man kom først til en registreringsavdeling hvor pasientene ble registrert og skadene bedømt. Innenfor dette forrommet var et oppbevaringsrom for pasientenes effekter. Hele anlegget var malt i varierende friske farger.

For øvrig var innredning, såvidt en kunne bedømme, funksjonsmessig svært lik den vi så i Glaros.

Forbindelsen mellom etasjene besto av heis som var hydraulisk drevet og dessuten var det vanlig trapp samt rampe.

Det var avsatt rikelig med reserveplass.

Ventilasjonsutrustningen inklusive kanaler var varmforsinket, som også var vanlig i de andre anleggene. På de enkelte kanalstussene for innblåsning inn i rommet var det

plassert varmevekslere som kunne reguleres for kaldt eller varmt. Dette innebar at man kunne regulere temperaturen for de enkelte rom eller for de enkelte romgrupper. Fra varmevekslerne var det ført kondensledninger til avløp.

Også her var sengene av standard type som tidligere beskrevet. Man hadde også her spesielle traller for å heve sengene. Antallet av slike sengehevere var omtrent 1 pr. 10. seng.

Operasjonsbordet var av normal standard armétype, på et fredssykehus nyttes noe tyngre operasjonsbord.

Sterilisasjonsrommet inneholdt normalt sykehusutstyr. I apoteket og i renserommet var lagt inn egne ledninger for kaldtvann, varmtvann, avkalket vann og avsaltet vann.

Vaskerommet på dette sykehuset var utstyrt med 2 vaskemaskiner og 1 tørkemaskin.

Også på kjøkkenet var det installert 2 trykkokere. Fordelen med trykkokere er å unngå damp, dessuten koktes maten her opp i løpet av 20 minutter. Denne type kokere er grunnsjokkprøvet.

I anlegget var alle tekniske installasjoner samlet i en særskilt romgruppe. Her fant man nødstrømsaggregat, ventilasjonsutrustning, filtre, vannrensningsanlegg osv. Samtidig fant man også elektriske tavler og overvåkingsutstyr for alt teknisk utstyr i anlegget. Det var overalt en gjennomført merking.

Også i dette anlegg var det dobbelt hydroforanlegg med 2 tanker, som kunne fungere uavhengig av hverandre. Man fant også 2 varmekjeler, og dessuten anlegg for avsalting av vann og for fremstilling av sterilt vann.

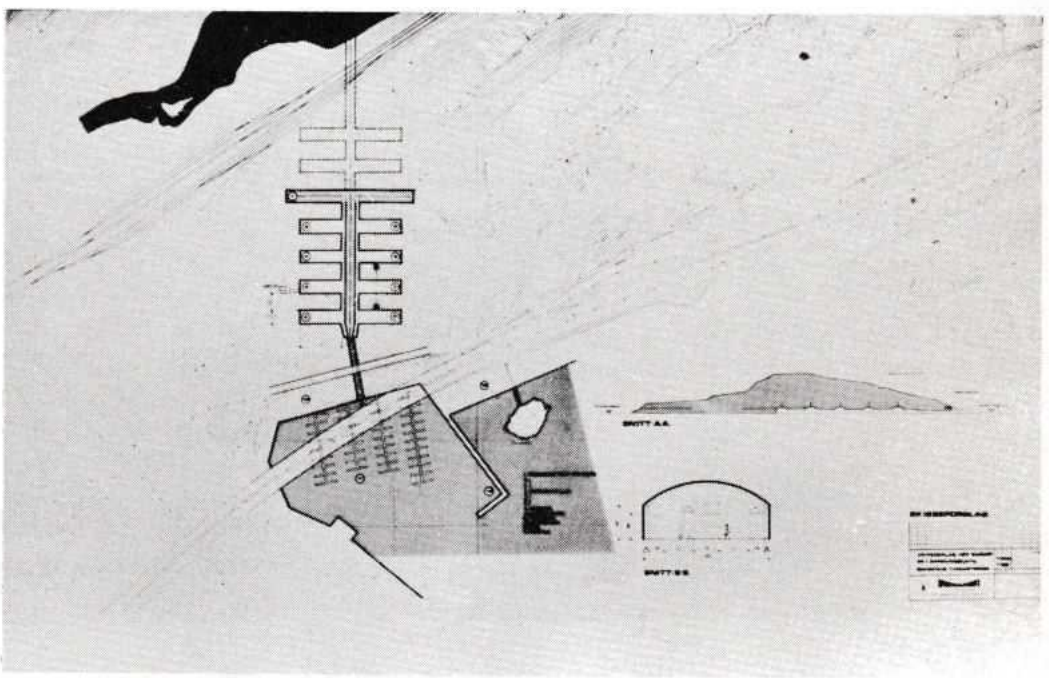
Sykehuset var ikke EMP-beskyttet – dette var et problem man nå ville ta opp.

7.7 Besøk på laboratoriet i Wimmis

Vi fikk også anledning til å besøke sivilforsvarets og forsvarets forsknings- og kontroll-laboratorium i Winnis.

Av de forskjelligartede prøver og forsøk samt kontroll som utførtes, kan nevnes at alt utstyr som skal inn i slike anlegg gjennomgår belastningsprøver som så langt det er råd tilsvarer de ekstrembelastninger anlegget vil kunne bli utsatt for i krig.

Fig. 3



8. Avslutning

Min tur til Sveits har bestyrket meg i troen på de muligheter som utnyttelse av fjellvolum byr på. Sett i sammenheng med de to foregående foredrag kan man trekke den konklusjon at fjellvolum kan brukes til det mest kresne miljø.

En rekke byggverk som i dag legger beslag på verdifulle områder spesielt i urbaniserte strøk, kan med fordel legges inn i fjell.

Jeg har syslet med et par prosjekter som gir en idé.

Plastbåter har bl.a. blitt et problem for indre Oslo-fjord. Alle de vakre strender belegges med en enorm megde båter. Legg noe av dette inn i fjell.

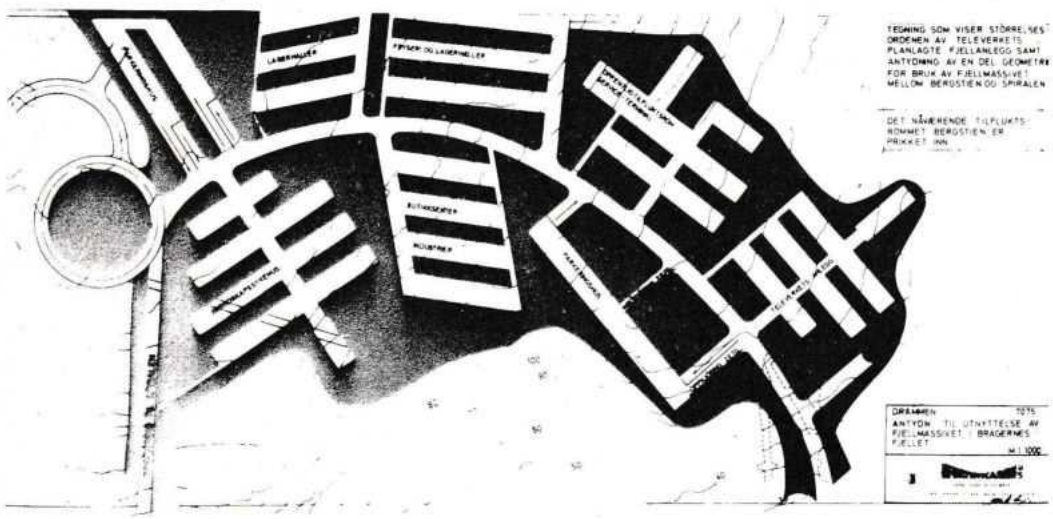
Planene jeg her viser antyder skissemessig hvorledes dette kan gjøres, fig. 3.

Hvilke enorme volum det kan bli tale om å utnytte for alle slags formål viser en idéskisse utført for Drammen kommune om utnyttelse av fjellvolumene i de sentrale strøk av byen, fig. 4.

Ved å utnytte fjellvolumene for nær sagt alle slags formål frigjøres verdifulle arealer i dagen. Hvilken miljøvernmessig betydning denne saken kan få er innlysende. Det må være en utfordring til vår forening og forøvrig det miljø den springer ut fra å frembringe det erfaringsmateriale man har på denne sektor og å gjøre det kjent. Det bør tas initiativ til å få belyst alle aspekter ved bruksanlegg i fjell. Jeg tenker ikke bare på fjelltekniske, men like fullt på psykologiske aspekter samt bygningstekniske, VVS-tekniske og belysningstekniske forhold. Både bygningslov og vedtekter trenger en utvidelse på dette felt.

Jeg tror fjellvolum i fremtiden vil bli av meget stor betydning. Bruk av slike volumer bør derfor allerede nå vurderes og tas med i regionalplaner, bl.a. for å sikre seg adkomst samt at volumene utnyttes optimalt.

Fig. 4



BERGMEKANIKK 1972

NORWEGIAN ROCK MECHANICS 1972

Foredrag fra Bergmekanikkdagen 24. november 1972
og fra medlemsmøtene i 1972

Papers presented at the Rock Mechanics Meeting in Oslo, 24. nov. 1972
and at meetings during 1972

Redigert av Norsk Bergmekanikkgruppe

Åpningstale ved Bergmekanikkdagen 1972

Opening address at the Rock Mechanics Meeting 1972

Sivilingeniør Einar Broch – Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

Min dame og mine herrer!

Vel møtt til Bergmekanikkdagen 1972, – den tredje i rekken av årlige Bergmekanikkdager.

Til dem som deltok ifjor sier vi "takk for sist". Til dem som deltar for første gang – og det er faktisk ca. halvparten av forsamlingen – sier vi "hjertelig velkommen – håper menyen vår gir mersmak". Til våre svenske kolleger sier vi "trevligt" at dere ville komme.

Årets oppslutning om Bergmekanikkdagen, mer enn 250 påmeldte deltakere og nesten en fordobling fra ifjor, gleder selvfølgelig en formanns hjerte. Samtidig må jeg innrømme at gleden er litt skrekkblandet. Og grunnen til denne skrekk er selvfølgelig at Bergmekanikkdagen fra å være en relativt uhøytidelig sammenkomst av sjelsfrender skal utvikle seg til noe svært høytidelig noe med en stor upersonlig forsamling.

Kjære venner og kolleger, la oss alle legge godviljen til idag i et bevisst forsøk på å holde på den hyggelige tone som de forutgående arrangement la grunnlag for.

En stor del av møtedeltakerne er ikke medlemmer av Norsk Bergmekanikkgruppe som jo står bak dette arrangement. Som formann kan jeg selvsagt ikke unnlate å benytte denne enestående sjanse til å fortelle litt om Bergmekanikkgruppen. Hensikten vil nok snart skinne klart igjennom. Jeg kan derfor like godt røpe den med en gang: Vi ønsker å verve medlemmer.

For tiden er vi ca. 85 medlemmer av Norsk Bergmekanikkgruppe som er en såkalt fagseksjon av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Formålsparagrafen i våre ca. 1/2 time gamle lover sier at "Gruppens formål er å samle alle norske bergmekanikkinteresser i felles arbeide for å lette utveksling av kunnskaper og erfaringer om bergmekaniske spørsmål og representere landet i internasjonalt samarbeid innen bergmekanikken".

Fra den nylig fremlagte årsberetning nevner jeg at vi i det forgangne år foruten å arrangere Bergmekanikkdag også hadde 4 medlemsmøter, 3 i Oslo og 1 i Trondheim. Gruppens medlemmer var dessuten invitert til 2 møter i Norsk Geoteknisk Forening.

Kompendiet fra fjorårets Bergmekanikkdag ble dessverre sterkt forsinket p.g.a. omlegging av trykkingsmetoden. Det er nå imidlertid sendt alle deltakere. Det endelige resultat er vi godt fornøyd med, og vi garanterer en meget hurtigere utsendelse denne gang idet vi nå regner med å ha lært av våre feil. Kompendiet er til salgs ute i skranken til følgende priser:

Medlemmer kr. 30,–
Ikke-medlemmer kr. 50,–

Når jeg så røper at medlemskontingenten er kr. 25,–, vil den prisbevisste straks skjønne hvilket glimrende kombinasjonstilbud som her foreligger.

Bergmekanikkgruppen har siden i februar hatt to ad-hoc-utvalg i arbeide. Det ene har arbeidet med terminologi og definisjoner innen fagområdene bergmekanikk og ingeniørgeologi. En foreløpig rapport på ca. 30 sider foreligger rykende fersk fra denne. Den vil gratis bli tilsendt alle medlemmer. De medlemmer som ønsker å

motta den allerede idag, kan få den ved henvendelse i skranken. Innen en fastsatt frist tar utvalget imot kommentarer til rapporten. Disse vil, så langt mulig, bli innarbeidet i en endelig rapport. Før denne imidlertid går i trykken, vil det bli arrangert et medlemsmøte, sannsynligvis medio februar.

Det andre ad-hoc-utvalget har tatt for seg laboratorie- og feltmetoder som er i bruk innen vårt fagfelt. Foreløpig rapport fra dette vil foreligge i løpet av våren. Den vil bli underkastet en tilsvarende behandling. En foreløpig liste over metoder med ønske om kommentarer utdeles i skranken.

Så langt tekstreklamen for Gruppens virksomhet i det forgangne år.

Styret har iår valgt å konsentrere foredragene på Bergmekanikkdagen innen to hovedtema som vi selv mente var aktuelle. Den oppslutning vi har fått, er vi freidige nok til å tolke dithen at vi har truffet godt med valget. Motiverende innledninger foran hvert tema hopper jeg derfor bukk over, men nevner at vi har forsøkt å arrangere foredragene slik at det blir en naturlig utvikling av temaet.

A model study of air transport from underground openings situated below ground water level

N. R. Barton – Ph. D. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

Summary

A parallel plate model (Hele-Shaw analogue) was used to study two phase fluid flow problems in jointed rock. The principal aim of the study was to determine the influence of groundwater on the flow of air from large underground openings. The information obtained was used to interpret the results of some borehole pumping tests that were performed in the field, and to predict the air leakage rates that might occur from large openings excavated in the same location. Drawdown tests were also performed to determine the head of water remaining above a large unlined opening, when the latter was located several diameters beneath the original groundwater level. Flow through uniformly jointed rock and through individual joints has been considered.

Resumé

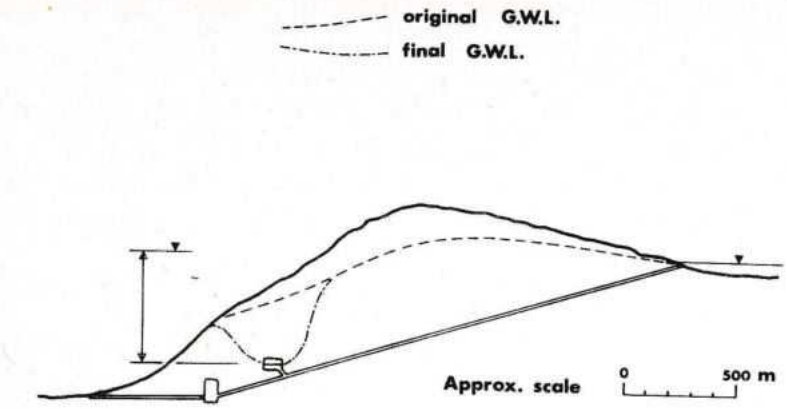
Un modèle à plaques parallèles (analogue à celui de Hele Shaws) a èté utilisé pour étudier les problèmes d'écoulement de fluides diphasiques dans les roches fissurées. Le but prinsipal de l'étude était de déterminer l'influence de l'eau souterraine sur l'écoulement d'air depuis une excavation souterraine importante. Les informations obtenues ont été utilisées pour interpréter les résultats d'essais de pompage dans des sondages et prévoir les débits d'air pouvant intervenir autour de grandes excavations dans la même situation. Des essais de rabattement ont de plus été réalisés pour déterminer la charge de l'eau demeurant au-dessous d'une grande cavité sans revêtement lorsque le niveau se trouve rabattu de plusieurs diamètres de la cavité, au-dessous du niveau statique original. Les écoulements à travers une roche uniformément perméable et aussi à travers des fractures individuelles ont été considérés.

Zusammenfassung

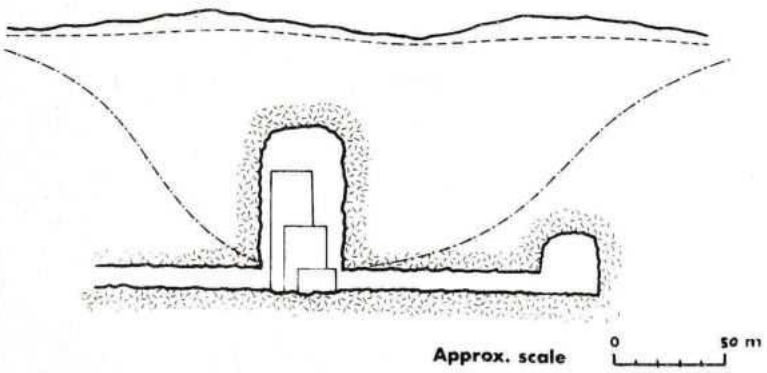
Ein Modell mit parallelen Platten (ähnlich wie das Hele Shaw'sche Modell) wurde verwendet, um die Strömungsvorgänge einer zweiphasigen Flüssigkeit in zerklüftetem Fels zu untersuchen. Der Hauptzweck der Undersuchung war, den Einfluss des Grundwassers über die Luftbewegung aus grossen unterirdischen Hohlräumen abzuschätzen. Die gewonnenen Ergebnissen wurden für die Auswertung von einigen in situ Pumpversuchen und auch für die Abschätzung der Durchflüssmengen von Luf aus Hohlräumen in der gleichen Lage angewendet. Absenkungsversuche wurden auch durchgeführt, um die Wasserspiegelhöhe über einem grossen unverkleideten Hohlraum bei einer Absenkung von mehreren Hohlraumsdurchmesser des Wasserspiegels zu bestimmen. Strömungen durch einen gleichmässig zerklüfteten Fels sowie durch einzelne Klüfte wurden betrachtet.

Introduction

The containment of fluids in underground openings in rock is common practice in those Scandinavian countries which have the benefit of widely distributed igneous and metamorphic foundation rocks. It is not normally economically attractive to consider complete artificial lining of



A) Compressed air surge chamber for hydro power scheme.



B) Near surface opening for nuclear plant.

Fig. 1. Two engineering examples of changing groundwater conditions.

these openings, so leakage rates and velocities of migration are largely dependent on the inherent rock mass permeability. There is a class of problems where fluid migration need present only a limited problem, if the local ground water level can be maintained so that the hydrostatic pressure exceeds the fluid storage pressure. (Morfeldt (1).) However, a class of problems has recently come to notice in which it is difficult, if not impossible for ground water levels to be maintained. This is because the fluid may be at a much higher pressure than the local hydrostatic pressure, or alternatively, the opening and associated tunnels may be located at such shallow depth below the surface that localized drainage of the ground water occurs.

The model study to be described in this report was directed towards several complicated problems of fluid flow through rock masses. In each case flow from (or towards) an underground opening was considered, and the latter was generally situated a short distance below ground water level. The principal aim of the study was to determine the influence of groundwater on the flow of air from large underground openings in jointed rock.

Some of the theoretical aspects of separate air or water flow from openings in jointed rock have been discussed previously. (Barton (2).) The present study takes the problem a stage further since it is concerned with air flow through water which is a much more complicated *two phase* problem. Figure 1 shows two engineering examples of the type of problems under consideration. Diagram A) illustrates an unlined compressed air surge chamber connected with a hydroelectric generating plant. Pressure surges in the water pressure tunnel caused by shut-down are designed to be absorbed by the body of compressed air trapped in the upper half of the chamber. The air pressure generated by the elevated top reservoir will in most cases exceed the local hydrostatic pressure, perhaps by as much as 10 atmospheres. Consequently water will be displaced from above the chamber and some form of air flow path will be developed up to the surface. Since a permanent installation of air compressors is needed to replenish the compressed air lost from the chamber, it is important to make some sort of estimate of requirements. This might have to include artifical sealing of the chamber. In either case the only field data available will be that from borehole pumping tests. Two such compressed air surge chambers have already been built in Norway (Driva and Jukla) and others are planned but so far these have not been put into operation. The present

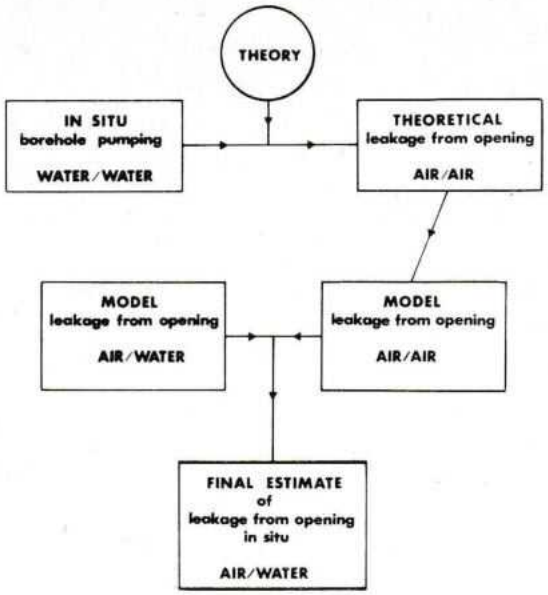


Fig. 2. The steps involved in estimating the leakage of air from a large opening through a saturated rock mass, based on the results of conventional borehole water pumping tests.

model tests of two-phase flow provide valuable information about the complicated problem of air through water flow.

A second engineering problem which is similar to the first is illustrated in diagram B) of figure 1. Several surface and underground sites are presently being investigated in Norway, to determine a suitable location for a nuclear power plant. Environment and safety considerations may require that an underground site is used. It is important to contain the radioactive gases that may fill these large openings in the event of a serious accident. The rock mass surrounding the openings must be sufficiently impermeable to limit the leakage and control the time for transport to the surface, so that any gas reaching the surface will present no hazard, either from the point of view of quantity or activity. For economic reasons these openings will be built at shallow depth. It is therefore very likely that the ground water will be drained around such excavations since the dimensions are similar to the depth below surface.

Model tests were performed to investigate what depth the large opening needed to be below the undisturbed ground water level, for the drawn down level to still apply sufficient head to prevent gas leakage. Tests were also performed to estimate the rate of leakage of gas (air was used here) should the pressure exceed the head of ground water. In all cases where air leakage through water was measured, it was compared with the leakage rate of air when the model medium was quite dry. A comparison of these two experimental results enables one to make an estimate of air leakage from an opening in a saturated rock mass (air/water flow) based on the results of in situ pumping tests from boreholes, when injecting water into a saturated rock mass (water/water flow). Figure 2 illustrates the steps that are involved in this process.

I. Description of model flow analogy

The present study of air and water flow from near surface openings was based on the viscous flow analogue (or Hele-Shaw parallel plate model). This is a well known device for two-dimensional groundwater investigations. (See for instance Bear et al. (3).) It is based on the similarity between the differential equations which govern saturated flow in porous media (or isotropically jointed rock masses) and those describing the flow of a viscous fluid between two parallel plates with a capillary interspace. The model (or analogue since no physical permeable medium is involved) was first developed by Hele-Shaw (4) for studying potential flow patterns around variously shaped bodies. When the flow is laminar the velocity profile in the capillary space between the plates is parabolic. The equivalent permeability is obtained by analogy with the Darcy equation of flow through porous media and is equal to $b^2/12(cm^2)$, where (b) is the width of the interspace. This

intrinsic unit of permeability is the same for water flow through the saturated interspace, and for air flow through the dry interspace.

There is thus a direct analogy between two dimensional flow in a porous medium and the flow between parallel plates. The velocity in the former case corresponds to the mean velocity in the latter. For this reason flow lines and equipotentials are geometrically similar between the analogue and the idealized field conditions. The analogue can also be used to reproduce experimentally the two-dimensional motion of the interface between the fluids in a porous medium. In the present model a fluid of low viscosity (air) is displacing a fluid of higher viscosity (water). When the velocity of the interface is sufficiently high instability develops in a direction perpendicular to the advancing interface. (Saffmann and Taylor (5).) This problem is well known in the Petrolem Industry. Water drive methods for displacing oil into the producing well have to be carefully regulated to prevent unstable tongues or cones of water from penetrating and mixing with the oil, which has higher viscosity. The relative densities of the fluids does not matter provided the velocity is sufficiently large.

The relevance of an analogy for flow through porous media to flow through jointed rock masses must now be considered. It is obvious that any streamline traced by a dye injected into the parallel plate model or any interface between air and water moving through the model will only trace out a mean path compared to the same streamline or interface passing through a porous medium that is not quite homogenous. The same will be true when the analogy is applied to flow through jointed rock masses, only more so. In fact for flow in the model to have any real relevance to flow through jointed rock masses the following conditions must be met:

1. Flow through both rock mass and model should be in the laminar range.

2. The rock mass should be jointed in a regular manner such that the directional permeabilities are of similar magnitude.

3. The dimensions of the openings from which flow occurs should be several times larger than the mean spacing of the rock joints.

In general, turbulent flow occurs only when abnormally large joints are found in the vicinity of abnormally large gradients. Unfortunately this combination can often complicate the interpretation of borehole pumping tests, due to the large gradients associated with radial injection from a small diameter hole (see Baker (6) and Maini (7).) However in the case of flow from large openings such problems will seldom exist.

The requirement of principally laminar flow through the rock mass (implying linear pressure-flow relationships) should of course be maintained also in the model. This was readily checked by injecting potassium permanganate dye streams. In certain cases of high pressure and wide capillary spacing these streamlines became wavy and disturbed. Tests under these conditions could therefore be avoided.

The second requirement of regular jointing and isotropic directional permeabilities can be jugded from the study by Wilson and Witherspoon (8), who developed a finite element approach for evaluating flow through jointed rock, and illustrated its application on a jointed dam foundation problem. Orthogonal, two dimensional joint systems having variable directional permeabilites were compared with the equivalent porous media. Their study showed that the use of an equivalent porous medium to replace a joint system could be quite accurate in certain situations, even when anisotropy was involved.

Anisotropic permeability cannot be modelled with a parallel plate apparatus and it is obviously essential to interpret the results accordingly. (Changing the capillary space locally gives the model inhomogenous permeability characteristics, not anisotropy). This limitation will be greatly reduced if the relevant joint sets are tested in the field, for relation with the model permeability. The principal direction of flow in isotropic air/water experiments is vertical. Therefore the permeability of any two near-vertical joint sets will ultimately account for air leakage and time of transport to the surface. When the parallel plates are placed in a vertical position they represent a vertical cross section of the flow domain. In the present experiments the model borehole and opening were aligned with axes perpendicular to this vertical cross-section.

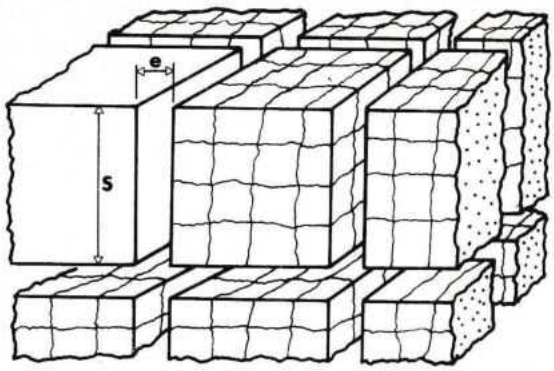


Fig. 3. Idealized cubic arrangement of equivalent water conducting joints.

The third requirement; that the opening which is modelled should be of much larger dimensions than the mean spacing of the rock joints is not easy to satisfy. The flow of water or air from a borehole into a saturated rock mass will normally be controlled by flow in a limited number of joints.

The statistical method of interpreting the results of borehole pumping tests that was developed by Snow (9) has been utilized in interpreting some of the results of pumping tests that were recently performed by the NGI. The basic assumption is that the water conduction joints, which may represent a small percentage of all the joints present, form a cubic intersecting network, as illustrated in Figure 3.

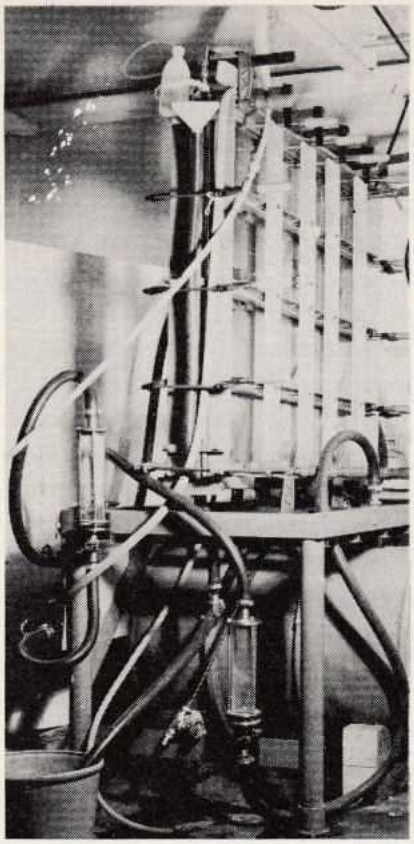
Table 1 shows some typical results obtained from an analysis of pumping tests that were performed in a 45° inclined borehole. The tests were performed in Norway as part of a preliminary field assessment for a large underground opening in rock, to house a nuclear power plant. (DiBiago and Myrvoll (10) and DiBiagio (11).) The rock mass consisted chiefly of banded gneiss. The equivalent spacing of water conducting joints as tabulated above was approximately 4 to 15 times the spacing between all the joints observed in the drill core, excluding mechanical fractures, and excluding the occasional close swarms of fissures. (Fredriksen (12).) The implication that only a small percentage of joints in crystalline rocks can conduct water is supported by the fact that in the three depth zones, between 5 and 20 % of the 5 metre stages showed zero flow, even though the relevant 5 metre lengths of cores were jointed in 15 to 30 places.

It appears that at greater depths such as those associated with compressed air surge chambers, leakage may be conducted by even fewer joints, even when the chamber is in excess of 50 metres in length. In such cases as this the assumption of a porous medium/isotropic rock mass flow analogy must break down, and the parallel plate flow experiments can only be interpreted in the relation to flow in individual joints intersecting the opening. In other words instead of utilizing the analogy must break down, and the parallel plate flow experiments can only be interpreted in their experiments must be interpreted as distorted scale models. (It is not physically possible to construct a model of an individual rock joint of large area, without distorting the joint width. Geometrical similarity cannot be obtained).

In most of the model experiments to be described the distorted scale is not important since two model phenomena (for example air/air flow and air/water flow) are being compared with each other. We are not trying to relate either one of them numerically to the field problem.

Depth zone	Equivalent joint and mass parameters		
Metres vertically below surface	(S) spacing (metres)	(e) opening (cm)	(n) porosity
1.0– 18.7	1.51	0.0091	0.00018
18.4– 41.0	2.56	0.0068	0.000079
40.6–120.0	3.13	0.0060	0.000057

Table I. The geometry of water conductors predicted by Snow's method (9).



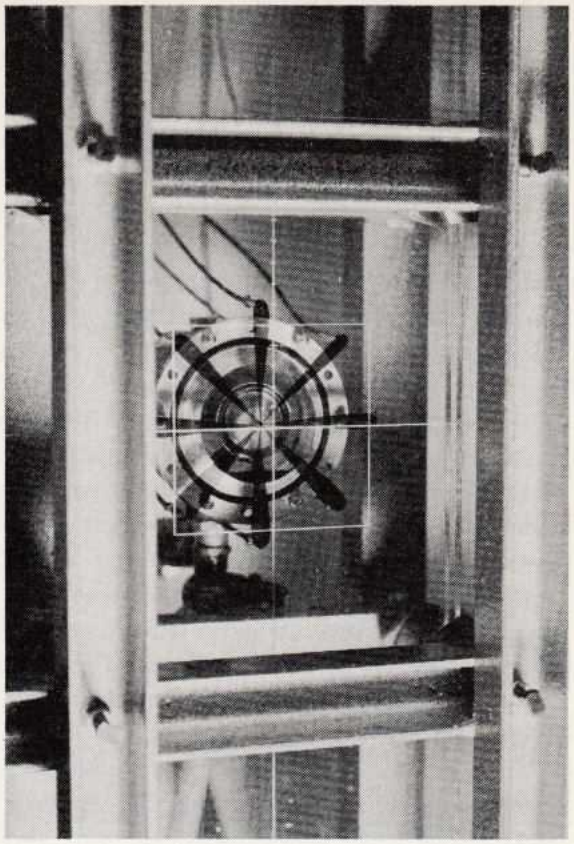


Fig. 4. A general view of the reinforced parallel plate model and accessories.

Fig. 5. Radial return flow of water when the model borehole is opened to atmospheric pressure.

II. Basic test equipment

The parallel plate apparatus consisted essentially of two, 3 cm thick perspex plates measuring 100 cm by 120 cm, rigidly clamped parallel to one another to form a narrow, vertical capillary space. A space width of approximately 0.50 mm was used for the preliminary single phase experiments, and this was increased to approximately 1.30 mm for the two phase (air/water) experiments, to reduce the surface tension effects. The perspex plates were stiffened and supported by a grid of reinforcing channels. These are shown in figures 4 and 5. The outside edges of the plates were clamped by a total of eighteen 'C' clamps, thereby pressing the two plates against an array of brass spacer pieces, which were distributed within the capillary space beneath each channel intersection. The spacers were machined from a 3 mm diameter brass rod. It is believed that the presence of these pieces in the capillary space had negligible effect on the overall flow characteristics. They reduced the total flow area by only 0.07 %.

The four central adjustment screws shown in Figure 5 are typical of each of the twelve channel intersections. In general these screws were tightened so that the perspex plates were forced against the spacer pieces. When this did not produce symmetrical dye streamlines during pump-in tests from the model borehole the adjustment screws could be loosened or further tightened, to compensate for the inevitable local irregularities in the perspex plates.

The model borehole shown in Figure 5 preceeded the much larger opening which was bored in the same position for later flow experiments. The same valve chamber was used to seal both openings. The centre of these openings was 37.5 cm below the open top surface of the model, 60 cm from both vertical boundaries, and 62.5 cm above the lower boundary. Therefore, excluding the top surface which represented an equipotential ground surface, the boundaries were 600 and 40 radii distant from the model borehole and opening respectively.

A) Model boundary conditions

A water tight rubber seal was fixed round the base and two vertical edges of the capillary space to contain the water in water flow experiments. As such the rubber seal represented three boundary flow lines. This rather inflexible boundary condition was improved by having the four edges of

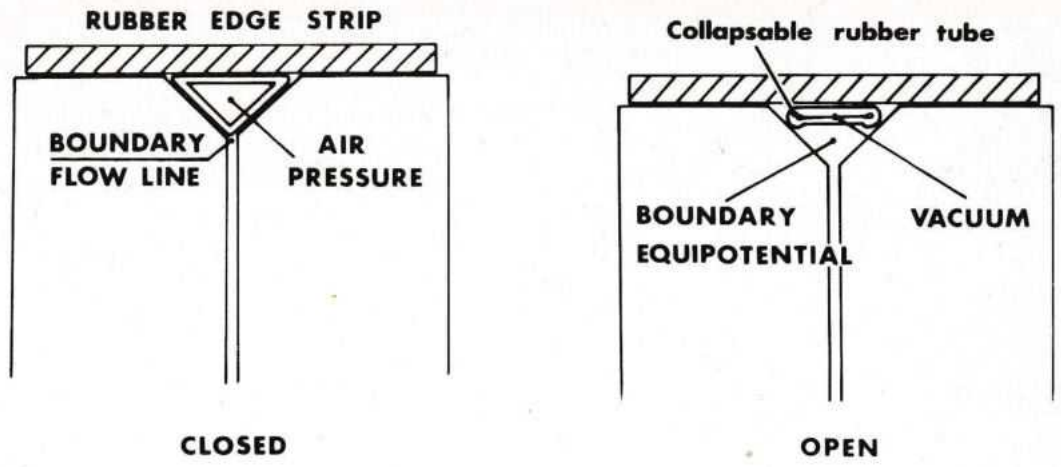


Fig. 6. Two boundary conditions that are obtained by pressurizing or collapsing a rubber tube placed within the side channels.

each perspex plate bevelled, so that when the plates were placed together a triangular channel was formed between the plates and the rubber seal. Figure 6 illustrates the two possibilities created by this channel. A thin-walled rubber tube was placed within the three edge channels, with one end closed and the other end connected to either a compressed air line, or a vacuum. The edge channels were thereby either closed representing boundary flow lines, or open representing boundary equipotentials.

B) Model flow patterns

The effect of these two boundary conditions on the flow lines is shown in Figures 7 and 8. Flow of water from the 2 mm diameter model borehole was traced by 8 injections of potassium permanganate dye. Each injection hole of 1 mm diameter was located 6 cm from the borehole centre and at 45° intervals. They represented negligible disturbance to the overall flow. The upper five flow lines obtained with "closed" model boundaries shown in Figure 7 appear to closely resemble the corresponding theoretical paths shown in Figure 9. However a certain degree of concentration of the flow lines was produced by the "closed" boundary flow lines, and as will be seen shortly, this caused elevated pressure distributions and shortened transport times along the shortest vertical path to the surface. These subsequent tests showed that the "open" model boundaries (Figure 8) produced vertical flow characteristics which agreed closely with the theoretical predictions, and this boundary condition was therefore adopted for all subsequent tests.

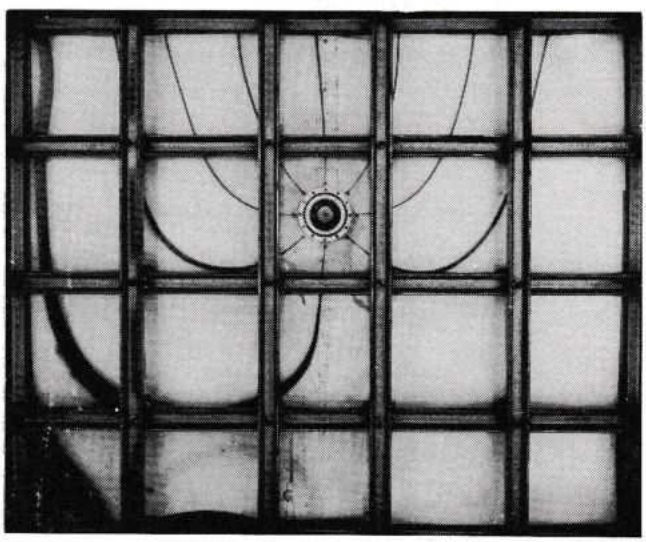


Fig. 7. Flow lines obtained with "closed" model boundaries such that the two sides and base were boundary flow lines.

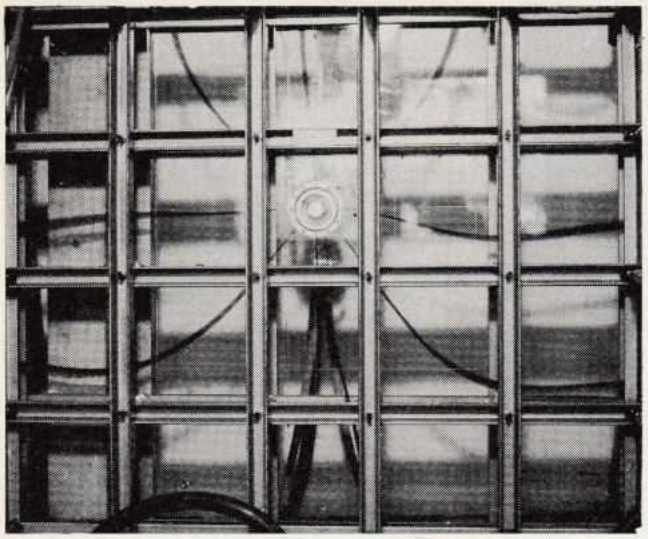


Fig. 8. Flow lines obtained with "open" model boundaries such that the two sides and base were boundary equipotentials.

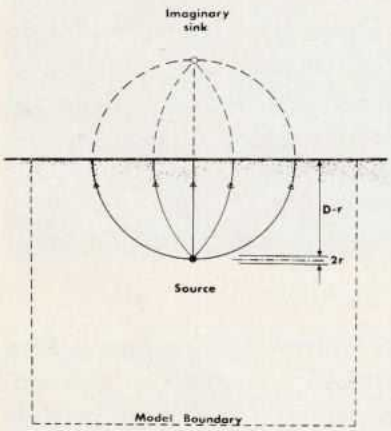


Fig. 9. Flow towards a horizontal ground surface which represents a linear boundary midway between a "source" and an equal and oppsite "sink".

III. Equations for fluid flow from horizontal circular opening to groundsurface

The simplest example of flow from a circular opening drilled in a permeable isotropic medium is that of perfectly radial flow, where the medium is theoretically infinite, and the flow is characterised by circular concentric equipotentials. These conditions, which are most frequently assumed in oil well technology are not applicable to the present study. Here we are concerned with flow from a long horizontal circular opening towards an equipotential ground surface which is assumed to be linear and saturated with the same fluid up to the surface. The standard method for developing empirical solutions to these problems is to imagine that the equipotential ground surface is a linear boundary midway between a "source" and an equal and opposite "sink". This concept is illustrated by Figure 9. The equations describing the two dimensional flow under these conditions are developed in several texts, for instance by Muskat (13). The equations that are relevant specifically to flow in individual joints as distinct from porous media were summarized in a previous report (Barton (2).).

A) Pressure distribution for water flow

The theoretical pressure distribution for an incompressible fluid flowing from a circular opening along the shortest vertical path to the surface is as follows:

$$P_h = \frac{P_r}{\log_e(2D/r)} \cdot \log_e\left(\frac{2D-h}{h}\right) \qquad (1)$$

where P_h = excess pressure at height (h) vertically above the centre of the opening.
P_r = excess pressure at centre of opening of radius (r).
D = depth of centre of opening below surface.

The logarithmic pressure decay which is represented by this equation is very marked for flow from a small diameter borehole, but less severe from an opening of large diameter situated the same distance beneath the ground surface. It is assumed that flow is laminar throughout, otherwise a much more severe drop in pressure occurs close to the opening as shown by Baker (6). Equation 1 is relevant to flow in a porous medium, or to flow in a uniform vertical joint intersected by the opening, provided that the above condition is satisfied.

B) Pressure distribution for compressible gas flow

When the flowing fluid is a gas, compressibility effects are a source of complication since (unlike for the flow of liquids at engineering pressures) the density varies along the flow path. The pressure distribution for steady state gas flow is obtained by replacing the symbols for excess pressure (P_h, P_r etc.) appearing in the expressions for pressure distribution of liquids, by the same symbols to the power (1 + m). (see Muskat (13).) The symbol (m) represents the thermodynamic character of the gas expansion. For isothermal expansion this is simply done by raising to the power 2. It should be noted that the symbols P_h and P_r should be in terms of absolute pressure for gas flow, not as pressures in excess of atmospheric pressure as in equation 1, which was for incompressible flow. Equation 1 then becomes for gas flow:

$$P_h^2 - l^2 = \frac{(P_r^2 - l^2)}{\log_e(\frac{2D}{r})} \cdot \log_e(\frac{2D-h}{h}) \qquad (2)$$

It is instructive at this stage to examine the difference in pressure distribution between steady state liquid and gas flow. The following numerical examples will be evaluated using equations 1 and 2

1. Horizontal borehole of radius (r) = 2.3 cm
2. Horizontal opening of radius (r) = 6.0 metres

Depths of centres below ground surface (D) = 40 metres

Excess pressures in borehole and opening (P_r) = 2 atmospheres

Figure 10 gives the pressure distributions for water (in excess of local hydrostatic pressure) and air, when injected from the borehole (curves W_b and A_b) and from the large opening (curves W_o and A_o). The following points can be observed.

1. The pressure gradients are much steeper close to the borehole than close to the large opening. A pressure decay of 50 % occurs within approximately 1.5 metres of the borehole, yet more than 17 metres from the centre of the large opening. This difference could be even more accentuated if there were significant pressure losses due to interitia effects at the joint entries. A combination of high pressure and wide joint openings would cause a rapid acceleration of flow

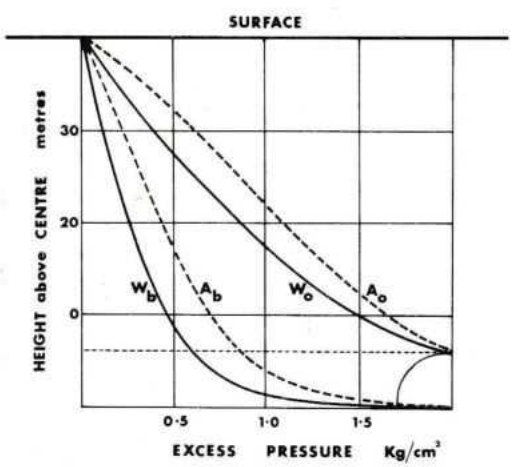


Fig. 10. Theoretical distribution of excess pressure for air (A) and water (W) flowing from a small borehole (b) and a large opening (o).

round the small radius joint entries, and if turbulence developed significant pressure losses would occur, in excess of the logarithmic decay shown in Figure 10. (See Baker (6) and Maini (7).)

2. At low air pressures such as those that have to be used in the model, the curves for air flow come closer to those for water flow, since compressibility effects are minimal.

C) Volumetric water flow rate

The volumetric water leakage rate from an underground opening of length L (cm) is as follows:

$$Q = \frac{2\pi(K_m)Lg(P_r)}{\mu \log_e(2D/r)} \tag{3}$$

where Q = volumetric flow rate (cm^3/sec)
K_m = equivalent mass permeability (cm^2)
g = acceleration due to gravity (981 cm/sec^2)
P_r = excess pressure in opening (gm/cm^2)
μ = dynamic (or absolute) viscosity of water (gm/cm · sec)
D, r = see figure 9

The equivalent mass permeability (K_m) is the porous media equivalent of a regularly jointed rock mass. When considering flow in a single vertical joint, (K_m) is replaced by (K_j) the equivalent joint conductivity, and the length (L) is replaced by (e), the mean joint opening (cm). We can therefore modify the above equation to describe flow in the parallel plate model, whose equivalent permeability is $b^2/12$ (cm^2), where (b) is the width of the capillary space. Equation 3 can therefore be rewritten as:

$$Q = \frac{\pi b^3 g(P_r)}{6\mu \log_e(2D/r)} \tag{4}$$

In the present experiments this formula was used to check the manometer readings of (P_r) for a measured flow rate (Q) and capillary space (b).

D) Volumetric flow rate for compressible gas

Equations 3 and 4 which were for incompressible flow of liquid, are also applicable to flow of compressible gases through the dry medium. It is only necessary to alter the value of viscosity to that of the gas, and to interpret the calculated flow rate as that occurring at the algebraic mean absolute pressure of the flow domain. (Muskat (13).) Figure 11 shows that the ratio of viscosities between air and water is approximately 1/73 at a common fluid temperature of 10 °C.

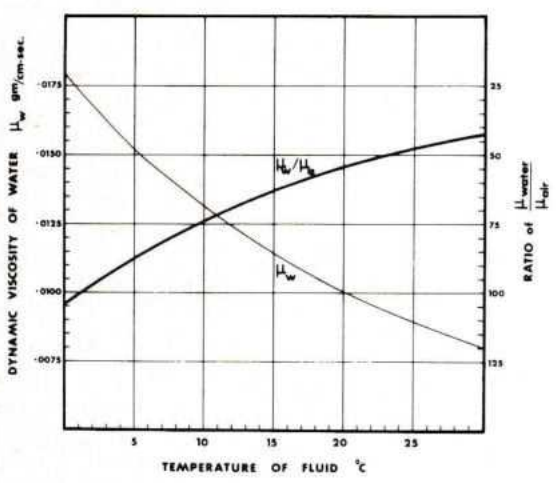


Fig. 11. The dynamic viscosity of water, and the ratio of viscosities for water and air as a function of fluid temperature.

When the air flow rate is to be calculated for a different temperature to that of water flow, both the curves of Figure 11 will need to be used. The required value of viscosity for air is equal to μ_w divided by the ratio μ_w/μ_a.

The interpretation of the calculated flow rate for gas as that occurring at the algebraic mean absolute pressure of the flow domain, means that the flowrate has to be corrected if "normal pressure" flow units are required. This is done by multiplying the obtained flow rate by the mean absolute pressure, which will convert the flowrate to conventional normal cm^3/sec.

E) Transport time for water flow

For convenience the theoretical example of radial flow from a length of borehole drilled in an isotropic, permeable medium will be considered first. The method for calculating the transport time for flow from the borehole walls out to some radius (R) in the medium, is to divide the volume of conducting pores by the volumetric flow rate. (See for instance Jacob (14).)

$$t = \frac{\pi R^2 n}{Q/L} \tag{5}$$

where t = transport time (sec).
R = radius of flow cylinder (cm).
n = porosity due to fluid condicting pores.
Q = volumetric flow rate (cm^3/sec) per length, L of flow cylinder (cm).

When considering flow along individual rock joints or flow in the capillary space of a parallel plate model, the porosity (n) is equal to 1.0 since the whole medium is water filled, and the length (L) becomes (b) or (e) the width of the capillary space or joint opening respectively.

Flow from an opening towards a linear equipotential is a little more complicated than the above radial flow example. An expression for transport time along the shortest vertical path to the surface through an isotropic permeable medium is given by Jacob (14). His development has to be modified for the case of flow in a single vertical joint intersected by a borehole, and this case also corresponds to the transport time for flow in the parallel plate model.

$$t = \frac{D^2 \mu \log_e(\frac{2D}{r}) \; [\frac{2}{3} - \frac{r^2}{D^2} + \frac{r^3}{3D^3}]}{2g(K_j)(P_r)} \tag{6}$$

For small values of opening radius (r) relative to depth below surface (D) this time approaches:

$$t = \frac{D^2 \mu \log_e(\frac{2D}{r})}{3g(K_j)(P_r)} \tag{7}$$

The equivalent joint conductivity (K_j) can once again be expressed as $b^2/12$ (cm^2) for the case of flow in the parallel plate model.

IV. Preliminary tests with model borehole, for comparison with theory

A) Pressure distribution from model borehole to surface

An important check on the relative merits of the two boundary conditions was provided by measurements of the pressure gradients, taken at several points between the model borehole and the surface. The static pressure was measured in vertical plastic standpipes which were connected to the water filled capillary space by 1 mm diameter holes, carefully drilled through, and perpendicular to, the rear perspex plate.

Figure 12 shows the pressure decay for four different excess pressures that were applied to the model borehole. The four full curves were obtained with "open" model boundaries, such that the

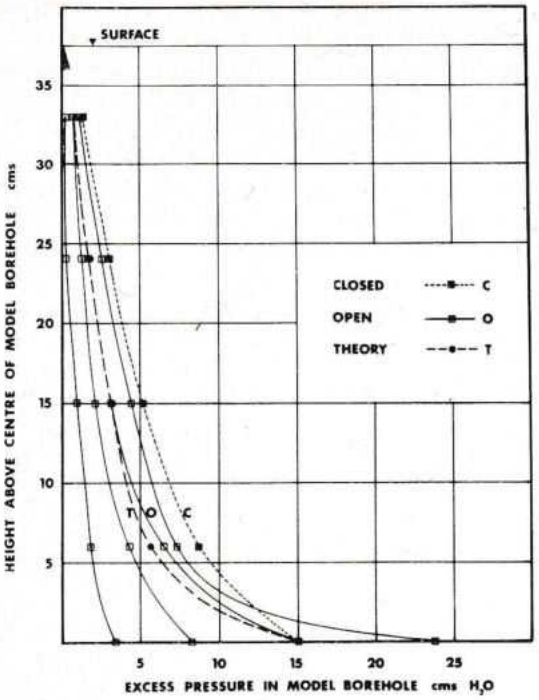


Fig. 12. Logarithmic pressure decay from model borehole to surface, and comparison of two boundary conditions with theory.

base and two sides were boundary equipotentials (see Figure 8). Three pressure decay curves are shown having the same excess pressure of 15 cm of water in the model borehole. It can be seen that the theoretical curve (T) predicted by equation 3 lies acceptably close to the experimental pressures measured with "open" boundaries (O), but well below those measured when the model has "closed" boundaries (C). The concentrated flow pattern illustrated in Figure 7 was responsible for elevated pressures at all measuring points between the borehole and the surface.

B) Transport time from model borehole to surface

Many of the earlier tests performed in this parallel plate model were to investigate the possibility of studying the transport time for transient air flow, for comparison with the steady state solution. The leakage of radioactive gases resulting from an accident in a nuclear plant actually involves a sudden increase of pressure in the underground opening, and it was anticipated that the transport time for this transient case would be shorter and therefore more critical than that of steady state flow, as a result of compressibility effects.

In the circumstances it proved impossible to investigate this aspect, due to the very great difficulties of adequately colouring or otherwize tracing the air, and the associated difficulty of detecting and measuring extremely short transport times. By comparison it proved extremely easy to measure the transport time of transient flow tests using dyed water.

Transport time was measured from the instant that the borehole valve was opened up to the time when the coloured flow "bloom" reached the top surface of the model, a distance of 37.5 cm. Manual timing with a stop watch was checked against a cine film of each test. In the case of water (which is incompressible) the transport time for transient flow is the same as that for steady state flow, since there are no compressibility effects. Table II shows a comparison of the transport times for "open" and "closed" boundaries, and the theoretically predicted transport times for two-dimensional flow from an opening in a semi-infinite isotropic medium beneath a horizontal ground surface. The theoretical transport times were calculated using equation 6.

It is reasonable to conclude from the comparison of pressure distributions and transport times that, as far as vertical flow is concerned, "open" model boundaries produce quite an acceptable approximation to the results that would be expected for flow beneath an unlimited horizontal ground surface. In any case the two artifical model boundaries are not without practical significance. Vertical shear zones of high permeability (corresponding to "open" model boundaries) or vertical clay filled fault surfaces (corresponding to "closed" model boundaries) all too frequently intersect a theoreticians assumptions of in situ conditions.

Excess pressure in borehole (cm of water)	Transport time in seconds		
	Boundary conditions		
	(O) open	(C) closed	(T) theory
34.1	7.6	6.9	7.51
29.6	8.7	6.9	8.65
23.8	10.0	8.6	10.76
15.1	17.0	12.0	16.94
11.9	24.2	16.0	21.50
8.2	31.2	19.2	31.08

Table II. Comparison of theoretical transport times for flow in semi infinite medium with those for "open" and "closed" model boundaries.

V. Illustration of model scales, by comparing with field test results

As indicated earlier there are two ways of interpreting the results of experiments in parallel plate models. It is most usual to employ the analogy between flow in an isotropic porous medium and flow in the capillary space between parallel plates. The isotropic porous medium is here extended to include, in approximate terms, a uniform jointed rock mass. This extended analogy is valid provided flow is in the laminar range, and provided the mean joint spacing is small compared to the dimension of the openings from which flow is occurring. This extended analogy will seldom be valid for the case of flow from a small diameter borehole, and may not even be valid in the case of flow from a large underground opening if the joint spacing is exceptionally large. In such cases it is necessary to interpret the parallel plate experiment as a distorted scale model, where the capillary space represents a single equivalent water conducting joint, representing those that intersect the particular rock mass.

A) Field pumping tests

A comprehensive set of borehole pumping tests were recently performed in Norway as part of a field assessment for a sub-surface nuclear power plant (DiBiagio and Myrvoll (10) and DiBiagio (11).) Water pump-in tests were performed from 2 and 5 metre sections of one particular inclined (45°) borehole of 4.8 cm diameter drilled in a gneissic rock mass which was more or less saturated to the surface. Following these conventional permeability tests, a series of air pump-in tests were performed from several packer positions down the same borehole. Small quantities of radioactive zenon gas tracer were injected into the air flow pipe after steady state conditions had been reached at the given input pressure.

Transport times were measured as the interval between injecting the tracer into the borehole, and the first indication of tracer in the observation holes near the ground surface. When the packered section of the borehole was approximately 30 metres vertically below ground surface, transport times of between 12 and 28 minutes were obtained for borehole pressures varying from 1.6 to 0.3 atmospheres respectively.

The water pump-in tests were conducted by Entreprenørservice A/S using leather cup packers spaced at 5 metres. The whole 180 metres of borehole was tested in this manner. At a later date NGI performed a series of tests with a 2 metre spacing of Geonor expanding packers. These tests were run between 20.0 and 62.5 metres and can be compared with the corresponding 5 metre stages run between 21.5 and 62.5 metres.

2 metre spacing			5 metre spacing		
e (cm)	s (metres)	n	e (cm)	s (metres)	n
0.0063	2.50	$7.6 \cdot 10^{-5}$	0.0061	2.13	$8.6 \cdot 10^{-5}$

Table III. Comparison of 2 metre and 5 metre packer spacings.

The table of results was obtained using Snow's method (9). The idealized rock mass is assumed to be regularly jointed and flow is assumed to occur in a cubic network of equivalent "parallel plate" joints as illustrated in Figure 3. Estimates of equivalent joint opening (e), equivalent joint spacing (s) and rock mass porosity (n) are obtained by the method.

The slightly increased water conducting potential illustrated by the 5 metre tests may be a reflection of the higher testing pressures used (10 kg/cm^2), compared to 2 kg/cm^2 in the 2 metre stages. There was some evidence of slight joint opening at pressures between 5 and 10 kg/cm^2, even in the competent gneissic rock mass tested here. However, the results are extremely close in practical terms.

Following this systematic water testing between 20.0 and 62.5 metres, four special test zones were selected, and each was individually water tested before commencing air injection experiments. The test zone between 42.6 and 45.6 metres indicated an equivalent mass permeability of 0.67 Lugeons at pressures below 2.5 kg/cm^2. This value is consistent with the overall results given in Table III, since if we assume there is only one water conducting joint in this 3 metre long test zone, it can be shown that the equivalent joint opening is 0.0068 cm. We therefore have a test zone which can be considered representative of the idealized conducting joints between 20.0 and 62.5 metres. Air injection tracer tests conducted in this zone will now be compared with the model tests, to illustrate the use of model scales and methods of full scale prediction.

B) Model predictions

The geometrical scale of the model was determined by the depth below surface in the field, which in this example was 27 metres. Since the depth of the model borehole was 37.5 cm the geometric scale was as follows:

$$S_g = \frac{\text{field dimension}}{\text{model dimension}} = \frac{2700}{37.5} = 72$$

therefore

$$S_h = \frac{\text{field pressure (head)}}{\text{model pressure (head)}} = 72$$

A typical model test selected from Table II was run at an excess pressure (head) of 15.1 cm of water, and gave a transport time for water flow of 17.0 seconds, when the capillary spacing was 0.05 cm. This model pressure head represents 10.9 metres (or 1.09 kg/cm^2) in the field. The transport time for water is converted to that for steady state air flow by the difference in viscosities between air and water, provided the intrinsic permeability K (cm^2) remains the same for air and water flow. At 10 °C this viscosity difference is approximately 73. Therefore the transport time for air flow at the same model pressure would be 17.0/73 = 0.233 sec.

The time scale converting events in the model to equivalent events in the field is obtained from the following relationship, which is given by Aravin and Numerov (15):

$$S_t = \frac{S_g \cdot S_n}{S_k} \qquad (8)$$

where S_t = time scale, S_g = geometric scale, S_n = porosity scale, S_k = permeability scale.

Firstly the equivalent porous medium analogy will be considered and secondly the distorted scale model.

(i) Equivalent porous medium

$$S_k = \frac{0.67 \cdot 1.3 \cdot 10^{-10}}{1/12(0.05)^2} = 4.18 \cdot 10^{-7}$$

$$S_n = \frac{0.000081}{1.0} = 8.1 \cdot 10^{-5}$$

(0.000081 is the mean statistical result (Snow (9).) from table III).

$$S_t = \frac{72 \cdot 8.1 \cdot 10^{-5}}{4.18 \cdot 10^{-7}} = 13960$$

(ii) Distorted scale model of single joint

$$S_k = \frac{1/12 \cdot (0.0062)^2}{1/12 \cdot (0.050\ )^2} = 1.54 \cdot 10^{-2}$$

(from mean of table III results)

$$S_n = \frac{1.0}{1.0} = 1.0$$

$$S_t = \frac{72 \cdot 1.0}{1.54 \cdot 10^{-2}} = 4670$$

Transport time predictions:

(i) equivalent porous medium

$t = 13960 \cdot 0.233 = 3250$ seconds = 54.2 minutes

(ii) distorted scale model of single joint

$t = 4670 \cdot 0.233 = 1090$ seconds = 18.2 minutes

The steady state air tracer field tests performed in the zone from 42.6 to 45.6 metres gave a transport time of 14 minutes for an excess pressure of 1.0 kg/cm^2, which is comparable with the 1.09 kg/cm^2 of the scaled model. The closeness of the distorted scale model prediction and the inaccuracy of the porous medium analogy illustrates a most important feature of model interpretation. It is obviously incorrect to apply porous medium porosity concepts to the calculation of transport time through rock masses, when the tracer is timed in a direction which coincides with a particular joint set, in this case near vertical. The wide joint spacing (approximately 2.5 metres for water conducting joints) and the relative smallness of the borehole diameter invalidate the use of a porous medium analogy.

It is interesting to note that the predicted transport times are in a ratio of 3 to 1. This is an exact reflection of the ratio of porosities of a rock mass with a cubic joint system, and a rock mass with only one joint set of the same spacing and opening.

It may be unwize to try to explain the small difference between that predicted by the distorted scale model (18.2 minutes) and the field result (14.0 minutes), since the times are much closer than theory and practice normally come in this complex area of geotechnical testing. However, the presence of water in the rock mass should be mentioned as a complication. Although the air injection tests that were performed in the field were steady state, so that some form of opened flow path would probably have developed, the surrounding water would undoubtedly have concentrated the "flow lines" (just as "closed" model boundaries do) and thereby probably have reduced the transport time. The theoretical prediction of 18.2 minutes for a dry rock mass might therefore be reduced. Most of the remainer of this paper will be concerned with air flow through a saturated rock mass, which is beyond the scope of present theory.

VI. Air flow from a borehole groundwater level

The rate of air leakage from a large underground opening such as a compressed air surge chamber is obviously dependent on the position of the ground water level relative to the chamber elevation and air pressure. Instances of dry, fully drained rock masses must be uncommon and consequently the air leakage problem is one of water displacement and involves all the complications of two phase flow and an unstable interface, since air of low viscosity is displacing water of high viscosity. (Saffmann and Taylor (5).)

At present the simplest design method is to assume that during operation the whole rock mass in the vicinity of the chamber and up to the ground surface will become fully drained through displacement of water. The air leakage through the "dry" rock mass can then be estimated from the results of borehole tests using water injected into the originally saturated rock mass, and by converting this water leakage (water/water flow) to air leakage (air/air flow) by allowing for the difference in viscosity. (The ratio of μ water/μ air is approximately 73/1 at 10 °C). This conservative approach is based on the experimental evidence that the intrinsic permeability K (cm^2) is a constant for a particular porous medium and essentially independent of the fluid used. (Muskat (13).) Obviously in practice there are complications in applying this to fluid flow through rock joints. For air flow the rock mass will never be fully drained, and for water flow never fully saturated. In fact the history of movements of the air/water interface may be important. The interface between air and water moves faster in the wider connected joints than in the finer joints. (De Wiest (16).) In fact the water will be more or less non conducting in the fine joints, although presumably still capable of transmitting pressure.

This reduction in effective flow cross section will be further reduced due to the way that fingers of air leave behind a certain thickness of water to either side, particularly if the flow velocity is low. This has been clearly demonstrated on a macroscopic scale by a series of parallel plate experiments of immiscible flow conducted by Saffmann and Taylor (5). The effect might be more marked for rock joints having characteristically rough surfaces.

Some of these very complicated detailed effects have been investigated on a small scale by Danielsen (17) and in a continuing study at the Geological Institute, Trondheim, Artificial interlocking rock joints were created by longitudinal splitting of rock core. and these joints were tested for air and water leakage in a specially constructed pressure cell. Attempts were made to compare air flow through dry joints with water flow through saturated joints and the important intermediate case of air flow through partially wet joints. The difficulty of assessing the degree of wetness (which changes during air flow) and relating it to the unknown field conditions makes application of the results difficult.

In the present study we are going to assume that joint conductivity (K_j, cm^2) is a constant for a rock mass, whether the permeating fluid is water or air. Attention will therefore be directed to the large scale geometrical effects of air displacing water in the vicinity of openings. It is felt that these large scale effects are of most importance to the steady state leakage of air, although the detailed study of flow through partially saturated joints will have relevance to the initial leakage rates when an air flow path is first being established.

A) Model test results

Figure 13 shows three typical photographs of air transport through the water filled capillary space for a variety of excess air pressures. The exact value of excess pressure operating during each test was unknown as the air/water interfaces moved very rapidly and greatly disturbed the water surface particularly at high pressures. Consequently the only way of estimating the excess pressure was to subtract the head of static water above the borehole (after completion of a test) from the total air pressure recorded by the manometer. Fluctuations of groundwater level in response to air injection were also noted during the field tests in Norway (DiBiagio and Myrvoll (10).) but on a much slower time scale.

The transport of bubbles which was observed at low excess pressures is unlikely to be correctly scaled between the model and field due to surface tension differences and also greater compressibility of air at the much higher field pressures. The bubbling development is an oscillating one: air pressure builds up until the surface tension effects at the borehole entry are

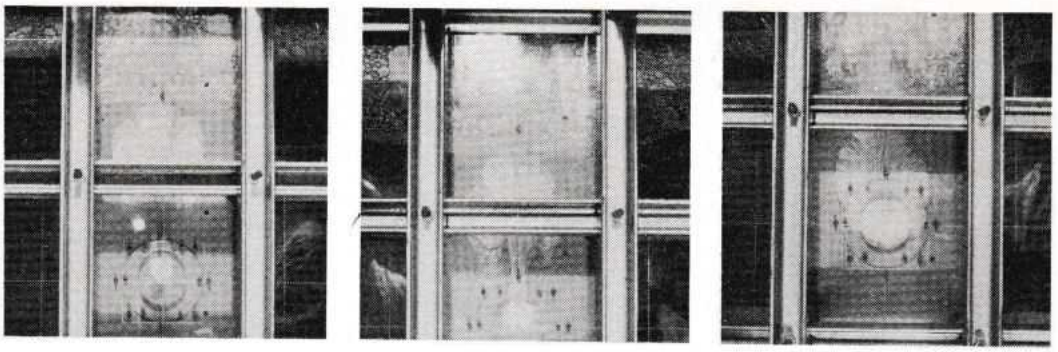


Fig. 13. Characteristics of air transport from model borehole towards a water surface, under excess injection pressures of 0.6, 1.1 and 103 cm of water.

exceeded. The escape of a certain volume of air as a bubble causes a small reduction in pressure in the supply line, and the next bubble will not escape until the pressure again rises. These small pressure oscillations were recorded in the flow metres, where oscillations of a few percent were observed. Similar effects were recorded in the field tests at low injection pressures. (Ref. 10). At higher model pressures the air/water interface shapes were probably quite representative of the mean interface separating air and water in the field. The air flow rate is mostly controlled by the distance to which water is displaced away from the borehole, since it is close to the borehole that most of the pressure is dissipated due to the high velocity of flow. At the highest excess air pressure (103 cm of water) the water was displaced a distance of up to 18 diameters below the model borehole and 25 diameters to each side. At a pressure of 11 cms of water the corresponding distances were only 5 and 9 diameters respectively.

Following this series of air/water tests a comparative sequence of air/air tests were performed, using the same plate spacing and injecting air into the dry capillary space. The air flow temperature was measured during both classes of test and a careful check was made on the plate spacing. No temperature correction proved necessary, but a small correction to flow rate was made to allow for the slight increase in capillary spacing when the space was water filled for the air/water tests. The correction was based on the cubic relationship between capillary spacing and flow rate, which is illustrated by equation 4. Comparison of flow rates for the same air pressure revealed that the presence of water reduced the air flow by only about 15 to 20 % at high pressure.

Figure 14 shows the flow rate/pressure relationships for the two classes of test. The curvature of the two plots is a reflection of the onset of turbulent flow. However, the additional pressure

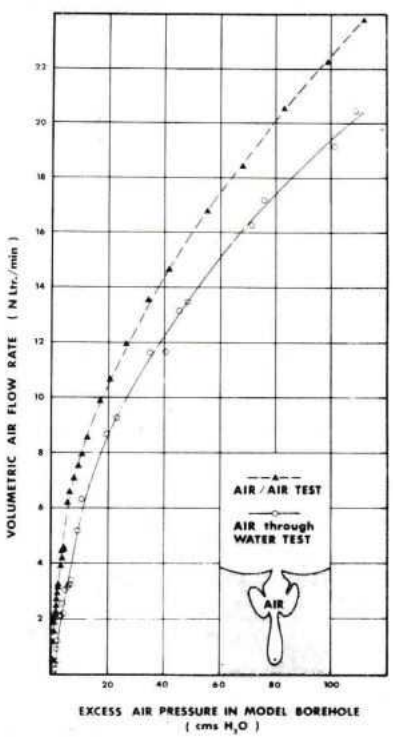


Fig. 14. Flow rate-pressure relationships for air/air test and air through water test showing the onset of turbulent flow at pressures above 10 cm of water.

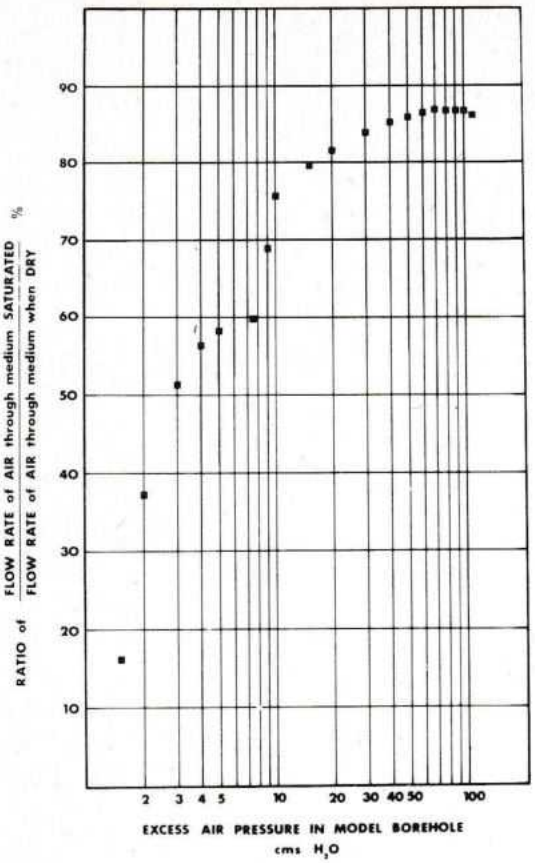


Fig. 15. Percentage reduction of air flow rate due to the presence of water.

losses induced by turbulence will be almost the same at equal flow rates, and so the results can be compared. (Even in the laminar range a plot of flow rate versus pressure is curved for air flow, unless the flow rate is expressed in litres/min. per mean flow pressure (Muskat (13).) in place of the conventional normal litres/min.)

Figure 15 shows the air/water flow expressed as a percentage of the air/air flow rate. At low pressures when the water is hardly displaced from the borehole the reduction in flow rate is obviously large. However, at high air pressures there is only a 14 % reduction in flow rate due to the presence of water. The zone within 20 diameters of a borehole pumping test is obviously all important, no matter how the air is conducted outside this zone.

B) Comparison with field tests

The air injection field tests, reported by DiBiagio (11) have been referred to earlier in connection with transport times. The zones chosen for air injection tests were individually water tested before conducting the air tests. The heavy lines marked (W) shown in Figure 16 are the results of the water tests that were performed in zones 53.0–56.0 and 38.4–40.4 m over the pressure range 0 to 2.5 kg/cm^2. (Most of the water test data (10) is for higher pressures, but it has been assumed here that a linear extrapolation to zero pressure is justified).

The lines marked (T) were obtained from the above by first multiplying the water flow rates by 80, which is the ratio or viscosities for water and air at a temperature of 8 °C, representing field conditions. The air flow rate obtained is in litres/min. and is the theoretical flow rate at the mean flow pressure for air flowing through the same rock mass when dry (Muskat (13).) This flow rate was corrected to normal litres to give the lines marked (T) in Figure 16.

The dotted lines marked (A) are the result of two series of air injection tests that were performed at different times during the summer of 1971. It is interesting to see that these lines lie a little below the theoretical air/air lines. These field results therefore compare in broad terms with the model results. For some reason the air injection tests performed in the zone between 42.6 and 45.6 metres showed flow rates for air through water which were considerably higher than the theoretical air/air flow rates. Blowing out of joint in-fillings might be one of several possible reasons for this anomalous result.

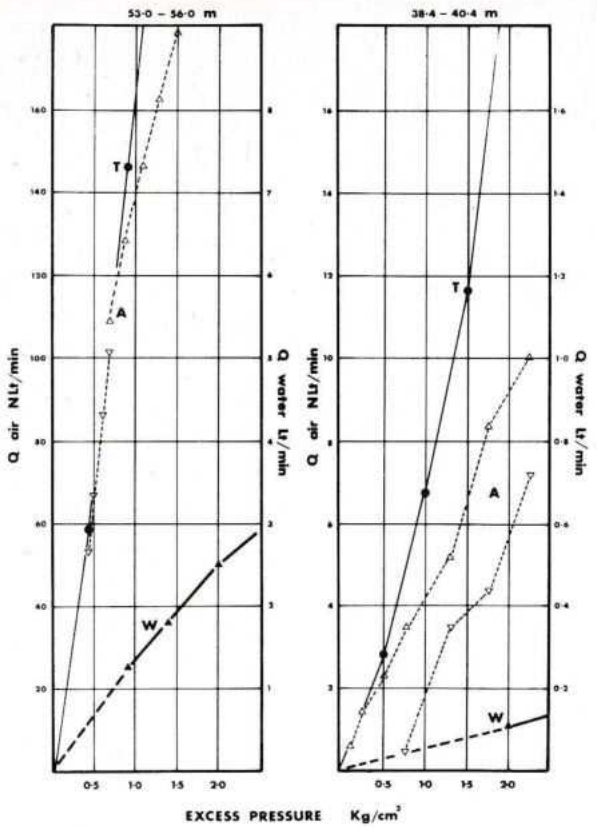


Fig. 16. Comparison of theoretical (T) air/air flow rates, which are obtained from the water/water (W) tests, with the field measurements of air/water flow (A) which were reported by DiBiagio and Myrvoll (10).

The remainder of this paper will be concerned with air leakage from large underground openings, in which field there is unfortunately no data available for comparison with the model results. For these tests the model borehole was increased in diameter to 3.0 cm, and increased model scales were used to convert this to a realistic prototype dimension.

VII. Drawdown of groundwater level above near surface openings

Large underground openings located near to the ground surface, such as those that may be used for housing nuclear power plants, require a relatively impermeable roof of rock to control both the leakage rate and transport time of any possible radioactive gases that might be released into the openings in case of accidents. Blow out pressures in the region of 2 atmospheres have been considered in this context.

The presence of a ground water surface above these openings obviously improves their safety enormously. A ground water level only 20 metres above the roof of the opening would be sufficient to contain the above gas pressure. Locating the roof of the opening at a depth of 40 metres below surface in a rock mass which was more or less saturated up to the surface would seem to remove the possibility of any leakage of radioactive gases.

However, unless the near surface openings are lined to prevent any groundwater leaving the rock mass there will be a significant draw down of the ground water above the openings. In a regularly jointed rock mass the problem is a purely geometric one. An unlined opening of a certain diameter located a certain distance below the water table will cause a given amount of draw down above its roof, no matter if the rock is extremely impermeable or permeable. A very impermeable rock mass will simply produce less inflow of water. The amount of draw down will remain constant provided there is constant replenishment of water at a distance from the opening. If there is little replenishment then obviously the ground water level in the whole area will be gradually lowered.

Figure 17 shows the 3.0 cm diameter model opening that was bored in place of the model borehole. When opened to atmospheric pressure to allow drainage, an undisturbed water surface located 1.66 diameters above the centre of the opening will just be drawn down to the roof of the

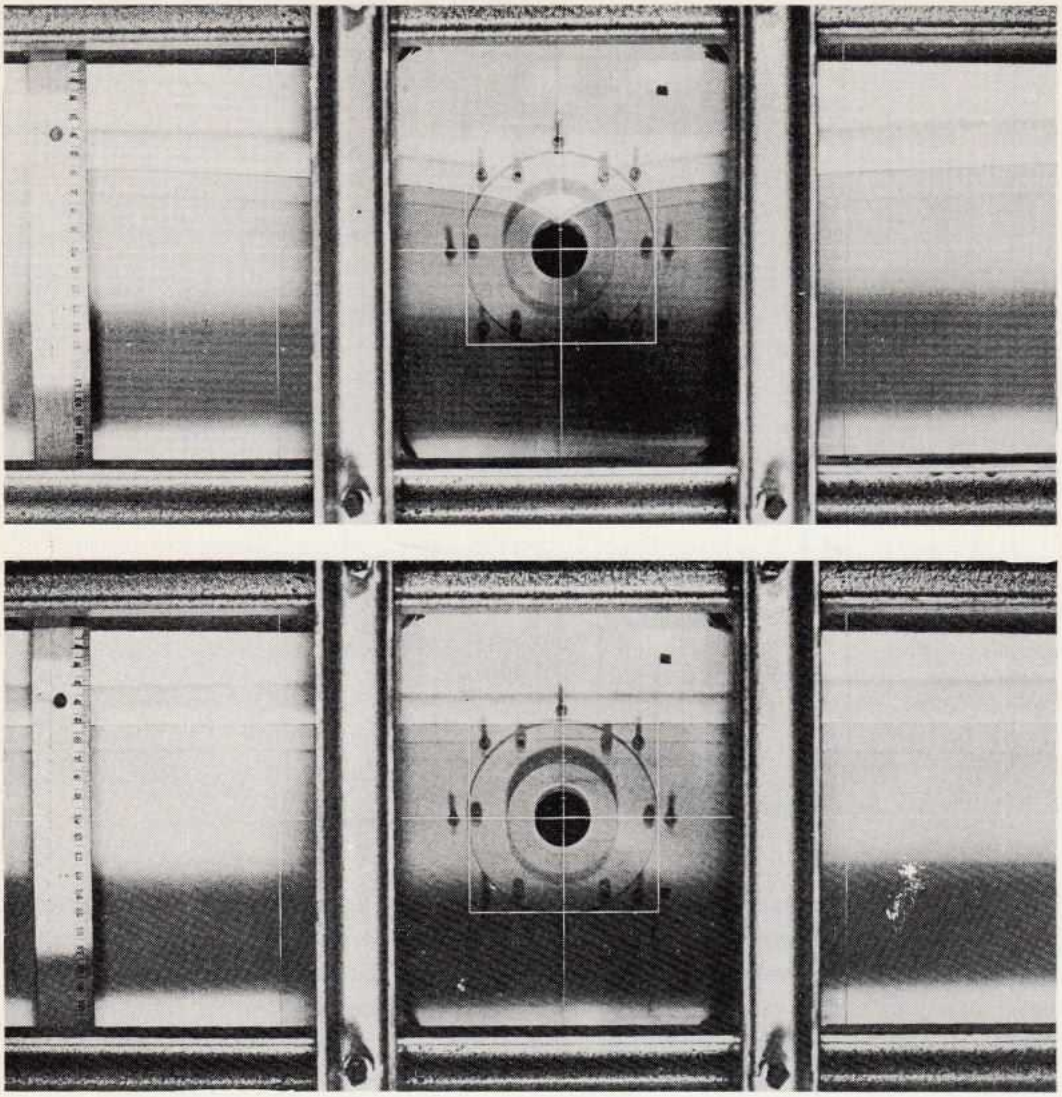


Fig. 17. Level of undisturbed groundwater that is just drawn down to the roof of an unlined circular opening located in an isotropic permeable medium.

opening. The "undisturbed" water level was measured at the extremities of the model (a distance of 20 diameters) during steady state draw down.

A series of draw down tests were performed using a special arrangement in the boundaries, which supplied water from each side and controlled the level of the "undisturbed" water surface. Two of these tests are shown in Figure 18. The results of the whole series are presented in dimensionless form in Figure 19.

As an example we will use the results to estimate what depth an idealized circular opening needs to be located below the undisturbed ground water level for the drawn-down level to just apply a 2 atmospheres water pressure at the roof of the opening. It is assumed that the rock mass (or single vertical major joint) has isotropic permeability, and that the opening is open to atmospheric pressure.

Assume d = 30 metres
h = 35 metres
h/d = 1.167

Figure 19 shows H/d = 2.06, H = 61.8 metres.

These results suggest that the roof of the opening will need to be 46.8 metres below the undisturbed ground water level, for a sufficient head of water to be left above the roof to prevent the gas leakage referred to earlier.

Obviously in practice there are additional complications due to reverse capillary forces, drawing water into the air filled opening due to the interface effect. As can be seen from the photographs the model opening remained full of water during the tests. There were thus no such additional capillary problems in the model.

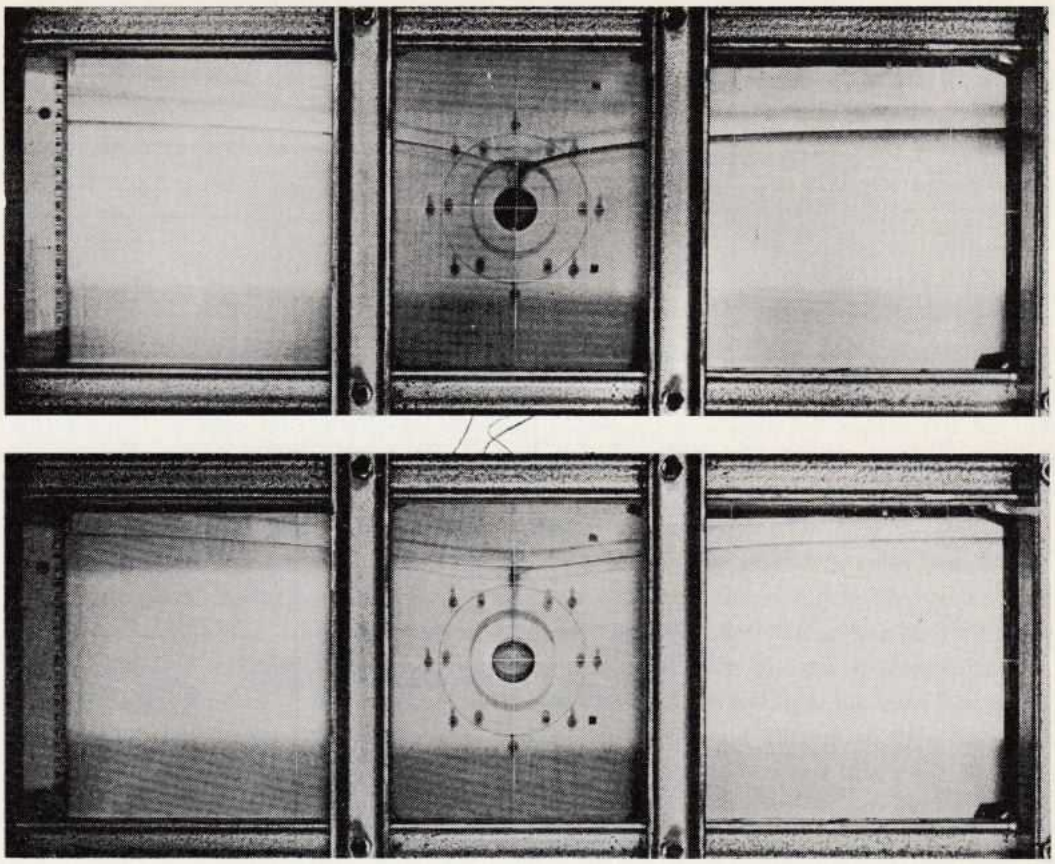


Fig. 18. Two typical steady state draw down tests in which the undisturbed water level was too high to allow complete drawdown above the opening.

There is no exact mathematical solution which can be used to replace experimental results such as those presented. Just as for conventional draw-down problems with vertical wells, solutions can only be obtained by ignoring the phreatic curvature and vertical flow components as in the Dupuit-Forcheimer well discharge formula. (Bear et al. Reference (3), Ch. 12).

The same problem has been considered by Wittke and Louis (18) who presented some equations for flow rate to a horizontal underground opening in rock. However, their formulation did not include the dimensions of the opening. This was accounted for in the radius (R) representing the distance from the opening of undisturbed ground water conditions. This was

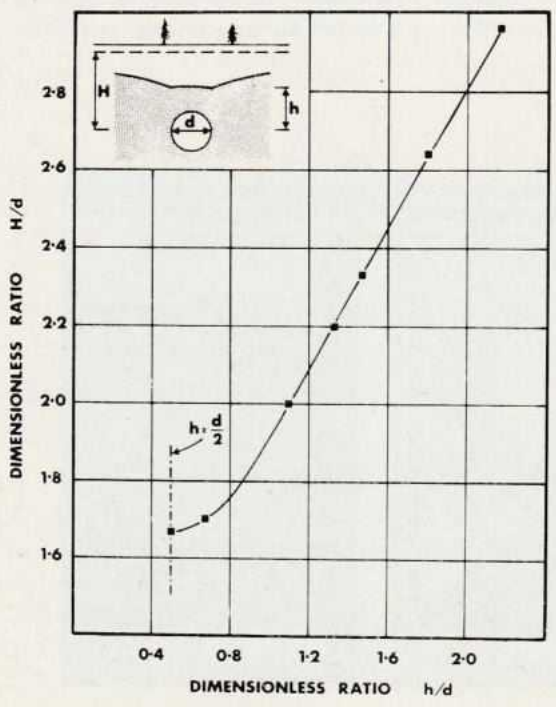


Fig. 19. Dimensionless plot of model drawdown tests for estimating the head of water above the roof of a near surface opening.

taken as 100 metres in one numerical example, which is probably a serious underestimate. In view of the fact that (R) does not enter the equation in logarithmic form, large errors are possible. Admittedly the experimental results presented in Figure 19 must be a few per cent inaccurate due to the limited distance of the model boundaries which should theoretically be infinitely far away. However, the results are based on opening dimensions and water levels and consequently no guesswork is involved.

VIII. Air leakage from openings below ground water level

In the event that the ground water level is drawn down excessively, or that the opening is insufficiently deep compared to the water table, the radioactive gases will probably blow a clear path to the surface by displacing the water from the vicinity of the opening. Thus in the hypothetical case where precautions are not taken against gas leakage, considerable flows may reach the surface.

The series of tests to be described in this section were designed to compare these gas flow rates (air was used here) with those that would occur if the medium was quite dry. This method is the same as that used earlier in presenting the results of the model borehole tests. The information is utilized in field problems by following the flow chart shown in Figure 2.

Unfortunately it was not possible to combine draw down and subsequent air leakage in the same model test, as the model response time was so small. Consequently the air leakage tests were performed with an initially horizontal, undisturbed water surface. At the end of each test the height of the static water level above the centre of the opening was recorded. This head was subtracted from the total air pressure head to obtain an estimate of excess air pressure.

Figure 20 shows one typical result of these water displacement tests. The whole series of tests has been described in more detail elsewhere. (Barton (19).) It will be noticed from the photograph that close to the opening the water was blown up above the local displaced water level. However, this was only a localized effect. The general tendency was for the water to be piled up towards the boundaries, rather as if a severe draw down test was being conducted. This emphasises the problem of estimating the relevant excess air pressure operating during any particular test.

Figure 21 shows the flow rate – pressure relationships for three different model ground water levels, together with the results of the air/air tests. The three series of tests can be converted to hypothetical field scales by selecting a realistic diameter for the full scale openings (say 30 metres) and using this same geometric scale (30 m/3.0 cm = 1000/1) to convert the air pressures, which were expressed as equivalent heads of water. Thus taking the test shown in Figure 20 as an example, the model air pressure becomes 4.0 atmospheres at full scale. The centre of the opening is 2.7 diameters below the static mean water level, which can alternatively be expressed as a depth of 82 metres.

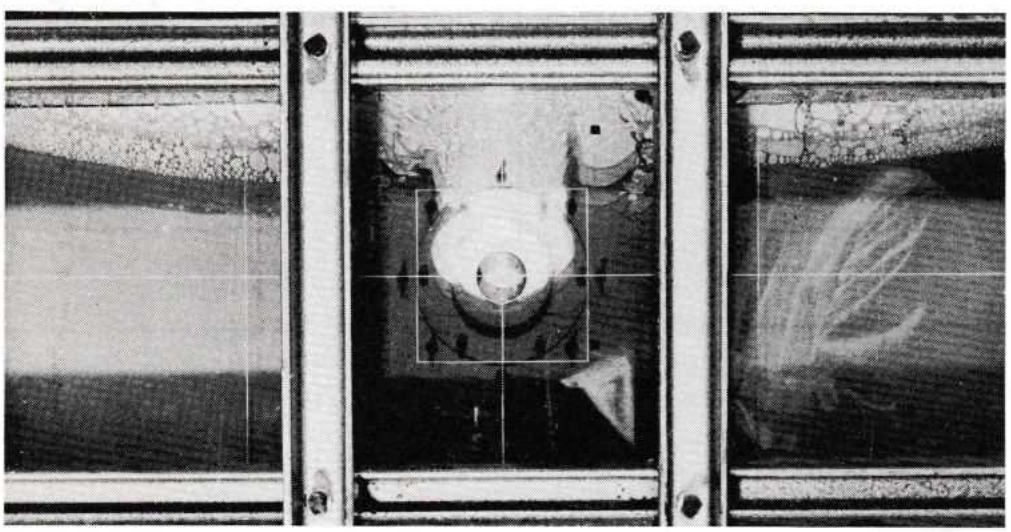


Fig. 20. Water displacement resulting from an excess air pressure equal to 4.0 cm of water. Static water level 2.7 diameters (8.2 cm) above centre of opening.

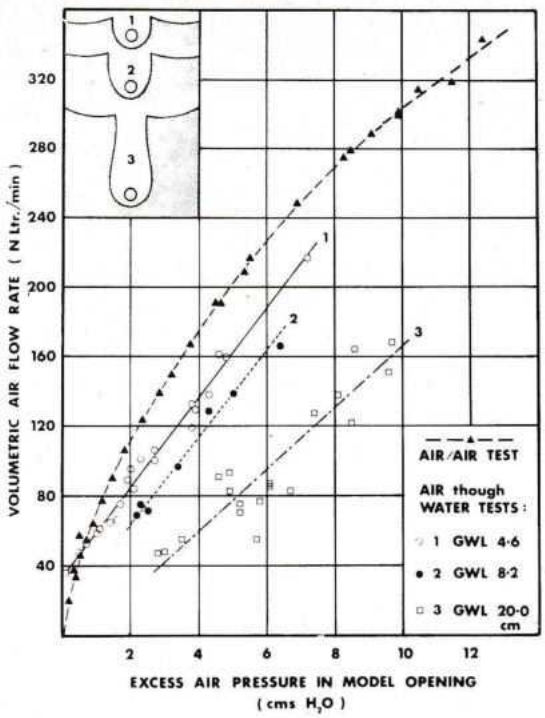


Fig. 21. Flow rate-pressure relationships for water displacement tests using three different water levels.

The reason for the leakage from the opening not being closer to the flow rate through the medium when dry is that the water is displaced below the opening little more than one diameter at the highest air pressures. By comparison the model borehole tests showed that water was displaced approximately 14 borehole diameters below the hole when at a comparable air pressure. As indicated earlier the permeability of the zone close to a borehole completely determines the overall flow characteristics. The effect is less marked for flow from a large opening due to the less severe pressure gradients.

Figure 22 shows the percentage reduction in flow for all three depths below the water surface. The results for the model opening should be compared with those given in Figure 15, for the model borehole tests. Table IV shows that the predicted results of leakage from borehole tests are surprisingly similar to those of a shallow opening.

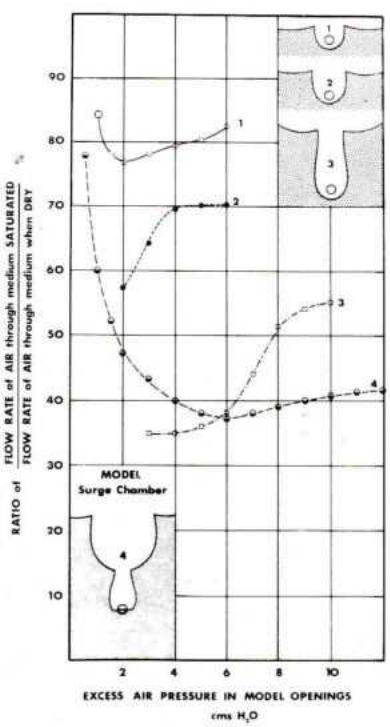


Fig. 22. Comparison of percentage reductions in air flow rate due to the presence of water.

Quantity	Model		Scales		Field predictions	
	Borehole	Opening	Borehole	Opening	Borehole	Opening
Diameter	0.20 cm	3.0 cm	100	1000	20 cm	30 m
Depth below water level	30 cm	4.6 cm	100	1000	30 m	46 m
Excess air pressure	(i) 20 cm (ii) 60 cm	2.0 cm 6.0 cm	100	1000	2 kg/cm² 6 kg/cm²	2 kg/cm² 6 kg/cm²
Reduction of flow due to presence of water	(i) 18.5 % (ii) 14 %	23.5 % 17.5 %	1/1	1/1	18.5 % 14 %	23.5 % 17.5 %

Table IV. Comparison of predicted air leakage reduction for a borehole and large opening in the field.

IX. Air leakage from compressed air surge chambers

This problem was discussed in the introduction and is illustrated in Figure 1 (A). Unlike in the previous problem where air displaced water and leaked from all parts of the opening, here we are concerned with air leakage only from the upper half of the opening. The compressed air is pressurized by the total head of water between the air/water interface and the top reservoir, therefore both water and air will in this case leak from the opening. Both the air and the water are at the same elevated pressure compared to the surrounding hydrostatic joint water pressure.

In pratice there are additional complications since the surge chamber is normally located close to the main water pressure tunnel. The hydrostatic joint water pressure is therefore elevated locally, within the logarithmic pressure decay zone surrounding the pressure tunnel. This is obviously an important method which can be used to reduce the air leakage rate. A long chamber of small diameter located parallel and close to the main pressure tunnel will reduce the pressure differential appreciably.

However in the present model study such complications were ignored. The hydrostatic joint water pressure was modelled by filling the capillary space with water. This hydrostatic distribution was only distorted by the $^1/_2$ air/$^1/_2$ water flow from the single model surge chamber. More complicated tests using two openings, one water filled to represent the pressure tunnel, and the other filled with half air and half water, could be performed at a later date.

After preliminary trials and modifications to the water supply pipes it proved quite easy to keep the air/water interface close to the centre of the chamber. Figure 23 shows the interface a little above the centre. A small increase in air pressure (and therefore flow rate) was needed to

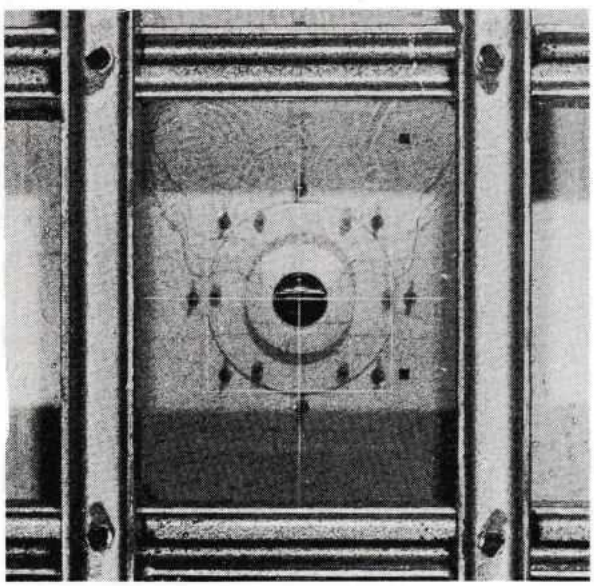


Fig. 23. Model compressed air surge chamber showing the air/water interface slightly above the mid-height of the opening.

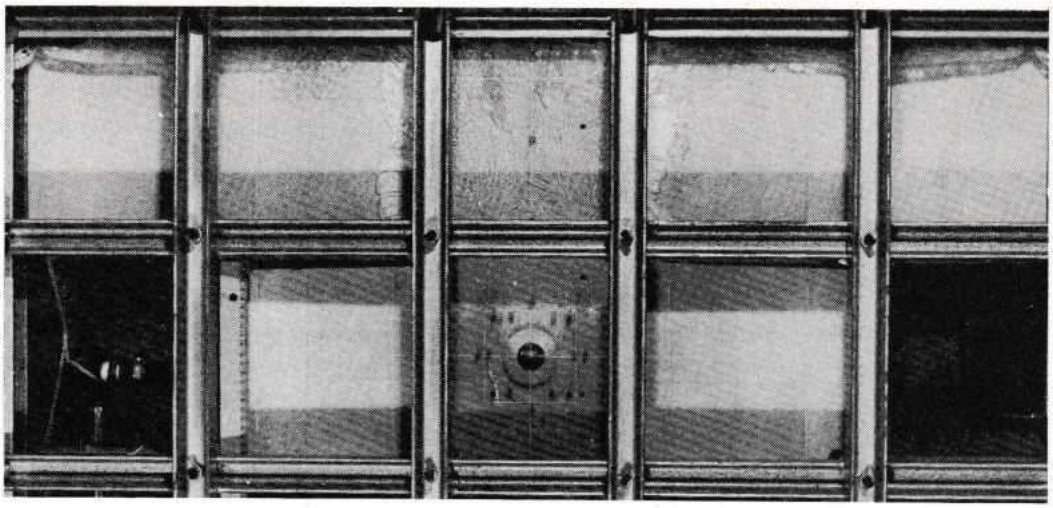


Fig. 24. Model compressed air surge chamber operating at an interface pressure equal to 7.5 cm of water.

press the water level down and maintain it at the centre. The air supply to the upper half of the valve chamber was measured for pressure, temperature and flow rate when the interface was stabilized at the mid height of the chamber.

Figure 24 shows one of the tests in operation. The whole series of tests were run at a range of excess pressures of 0.6 to 11.6 cm of water. If the 3.0 cm diameter model chamber is converted to a full scale of 15 metres using a geometric scale of 1/500, this range of model pressures represents 0.3 to 5.8 atmospheres. The mean model depth below the water surface of 29.5 cm converts to 147.5 metres at full scale. The two compressed air chambers which have been constructed in Norway are both situated at greater depths below surface. However, pre-construction joint water pressure measurements at Jukla (DiBiagio (11).) indicated an effective head in the region of 150 metres, as modelled.

Figure 25 shows the results of all the surge chamber tests, with the air leakage rates again compared with the air/air tests. The ratio of the air flow rates between saturated and dry tests were given in the collective plot of Figure 22. Despite the fact that air can only displace the water around the upper half of the opening in the present test (curve No. 4) the results are seen to be quite similar to those in which air flow occurred from the whole opening (curve No. 3). The reason for this is that displacement of water from below the opening (test No. 3) is partly wasted potential since the air has to flow upwards eventually.

An interesting analysis of the surge chamber problem has recently been performed by Tokheim

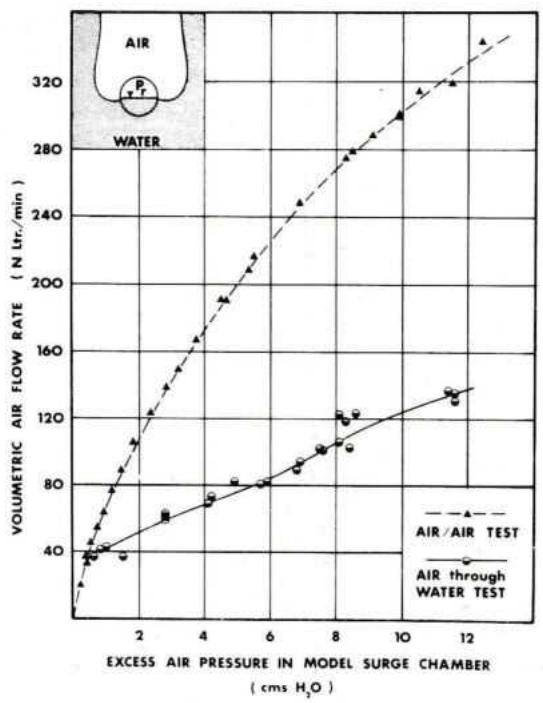


Fig. 25. Flow rate-pressure relationships for a series of model surge chamber tests.

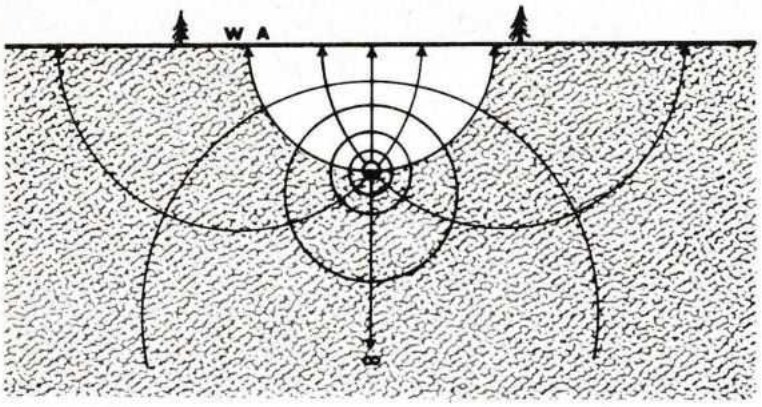


Fig. 26. Hypothetical air/water interface for an air leakage rate 50 % of the dry case.

(20). His method is based on the evaluation of equations 1 and 2 in an attempt to obtain the equilibrium interface between air and water. This approach is most easily communicated by referring to Figure 26.

The hypothetical air/water interface marked W/A would be obtained if the distribution of total pressure along flow line W/A was identical for air flowing through the dry medium, and for water flowing through the saturated medium. If this was possible, the air leakage rate would be reduced exactly 50 % by the presence of water, since flow line W/A is the theoretical median flow path.

However the total pressures of air or water (flowing separately) do not equilibrate exactly across the hypothetical interface W/A. Tokheim (20) developed a simple computer programme to calculate the actual equilibrium position. Depending upon the pressure level, the water may be at a higher or lower total pressure than the air, along W/A in the vicinity of the opening. Consequently the equilibrium interface either moves inwards or outwards in this region. It was found that the air leakage rate from the hypothetical surge chamber was some 40 % of the value obtained when the medium was dry. This happens to be very close to the value obtained at the highest pressures, as shown in Figure 22 (curve no. 4). However at higher pressures (up to 50 atmospheres) the value obtained by Tokheim was in the region of 70 %.

It would be unwize to attach too much importance to the closeness of model and theoretical results since both are approximations. Due to the low pressures that have to be used in the model it is necessary to apply scale factors. There are inevitably some problems concerning the scaling of compressibility effects. Likewise the analytical method used by Tokheim (20) is necessarily an approximation, since it is not possible (in any simple treatment) to modify equations 1 and 2 to account for the deforming air/water interface when compared to the assumed median flow line W/A.

For practical purposes a value between 40 and 50 % may prove to be quite realistic. It should not be forgotten that the main source of error will arise in the estimations of rock mass permeability (or joint conductivity) which are to be obtained from borehole pumping tests using water.

Prediction of chamber leakage from the results of borehole field tests

In a previous report (Barton (19).) two hypothetical but realistic examples were given to illustrate how the results of water leakage tests (from boreholes) could be utilized in obtaining an approximate estimate of air leakage rate from a compressed air surge chamber located in the same rock mass.

Firstly it was assumed that the dimensions of the hypothetical surge chamber (15 metres diameter and 50 metres long) were large enough for the rock mass to be treated in approximate terms as an isotropic permeable medium. A Lugeon value of 0.01 (equivalent to a mass permeability (K_m) of 1.3×10^{-12} cm^2) was used to arrive at an estimate of air-leakage from the surge chamber. Secondly, it was assumed that instead of an isotropic permeable rock mass, there was just one major vertical joint which intersected the borehole perpendicularly, and later intersected the long axis of the surge chamber which was to be excavated along the borehole axis.

The air leakage rate predicted for the 50 metres length of surge chamber when the interface pressure was 10 kg/cm^2 above the local ground water pressure, was 89 normal litres per minute,

when based on the water leakage of 0.01 Lugeon. For simplicity no account was taken of hemispherical end effects.

To make the second example comparable to the first it was assumed that the mean opening of the single major joint was equal to the sum of the openings of all the joints intersected in the 50 metres length of borehole in the previous example. The statistical method of analysing borehole test results developed by Snow (9) was used to estimate the spacing and opening of the equivalent cubic arrangement of water conducting joints which had the same overall permeability (0.01 Lugeon) as that of the tested rock mass.

It was assumed that 40 % of the 3 metre long test stages showed zero flow at the test pressure of 10 kg/cm^2. The average number of joint intersections per test length is 0.9, when the percentage of stages showing zero water leakage is 40 %. The equivalent joint spacing is therefore equal to 3.34 metres. The porosity of the equivalent cubic rock structure representing the water conducting joints is equal to 0.0000124, and the equivalent joint opening (e) is equal to 0.00138 cm (13.8 μ). Fifteen joints of 0.00138 cm opening per 50 metres length of borehole give a total opening of 0.0209 cm (209 μ), which was taken as the mean opening of the single major joint.

joint.

The air leakage rate from the surge chamber was in this case estimated to be 10400 normal litres per minute. It is obvious that such a leakage rate would be intolerable compared to the leakage rate obtained in the case of the uniformly jointed example. Individual treatment of major joints would be required, which would fortunately be much cheaper than attempting to artificially line all the upper half of the chamber.

Concluding remarks

The detection of the major or minor joints which are likely to have important conducting properties will normally be faciliated by the inward seepages which can often be observed from several points round the exposed joints. The fact that seepage often occurs from only a few points instead of from right round the exposure is a complication, and suggests that in some cases where joints are very tight, conduction is likely to be occuring aling meandering channels within the joint plane. This type of conduction was discussed by Sabarly et al. (21). It has actually been demonstrated by Maini (7), who showed dye traces being deflected during flow through transparent replicas of rough rock joints, which were moulded with clear epoxy resins. Stagnant or dead water areas seem to occur in "closed" joints, since stress transfer may occur at many points when the normal stresses are sufficiently high.

A further complication in the interpretation of flow through individual joints in rock is the additional resistance to viscous flow caused by the wall roughness. The theoretical smooth wall opening (e) assumed to represent the rock joint is approximately correct from the point of view of conducting properties but is physically an underestimate of the real opening. It should be much easier to visually detect fine fissures than indicated by the extremely small equivalent smooth wall openings.

The results of the joint flow experiments performed by Danielsen (17) were analysed so that true openings (relative to the closed position) could be compared with the theoretical smooth wall openings. His experiments with true openings of 0.02, 0.01 and 0.005 cm (200, 100 and 50 μ respectively) gave flow rates equivalent to smooth wall openings of only 100, 27 and 8 μ respectively. These fresh, unweathered tension fractures could be completely closed, unlike the weathered joint in porphory which was studied by Sharp (22). This natural, slightly weathered joint did not have asperities which completely interlocked with each other. Consequently when "closed" it still conducted water. Sharp found that the equivalent smooth wall opening of the joint was as much as 0.039 cm (390 μ). When this "closed" value was added to his increments of opening (0.025, 0.050 and 0.125 cm) the combined opening gave close agreement with the theoretical smooth wall opening, obtained from the flow tests. The results plotted in Figure 27 show the ratio of actual opening and equivalent smooth wall opening for a range of smooth wall openings from 10 to 1000 μ. The three circular points were derived from Danielsen's experiments (17), and the three squares from Sharp's results (22).

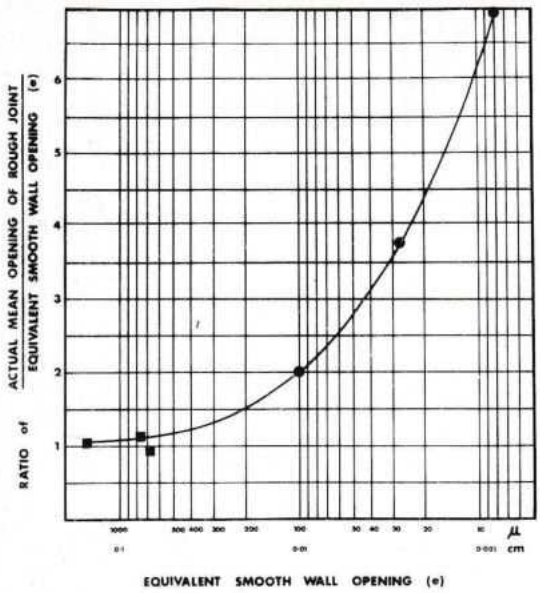


Fig. 27. The ratio of actual joint openings and their equivalent smooth wall openings, both having equal conducting properties.

This underestimate of true opening will be most marked in cases where the joints are very tight and rough walled. In more planar, weathered and more open joints the smooth wall opening may be a good estimate of both conductivity and true opening. In such cases the development of non linear laminar and turbulent flow at small gradients, as noted by Sharp (22), will be an additional complication in the interpretation of all the foregoing results of air leakage. However the total joint openings studied by Sharp (0.063, 0.089, 0.165 cm) are very large in comparison to most Norwegian experiences (excepting clay filled joints). It is for this very reason that operation of unlined compressed air surge chambers is considered feasable.

Consequently the current emphasis on the early onset of non linear flow (and the resulting breakdown of our linear Darcy assumptions) is unlikely to be relevant to the present problems, where joints are generally tight, and gradients are limited due to the size of the openings considered.

References

1. *Morfeldt, C. -O.* (1969). Significance of groundwater at rock constructions of different types. International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, p. 305–317.
2. *Barton, N. R.* (1972). Estimation of leakage rate and transport time for fluid flow from underground openings in jointed rock. Oslo. 48p. Norwegian Geotechnical Institute. Internal report, 54203–1
3. *Bear, J., D. Zaslavsky* and *S. Irmay* (1968). Physical principles of water percolation and seepage. Paris, UNESCO. p. 351–394: Ch. 12. Models and analogues. p. 395–433: Ch. 13. Hydraulics of wells.
4. *Hele-Shaw, H. S.* (1898). Experiments on the nature of surface resistance of water and of streamline motion under certain experimental conditions. Institution of Naval Achitects. Transactions, Vol. 40, p. 21–46.
5. *Saffman, P. G.* and *G. Taylor* (1958). The penetration of a fluid into a porous medium or Hele-Shaw cell containing a more viscous liquid. Royal Society, London. Proceedings. Series A, Vol. 245, p. 312–329.
6. *Baker, W. J.* (1955). Flow in fissured formations. World Petroleum Congress, 4. Rome 1955. Proceedings, Sec. II/E, Paper 7, p. 379–393.
7. *Maini, Y. N. T.* (1971). In situ hydraulic parameters in jointed rock; their measurement and interpretation. Ph. D. Thesis. University of London, 312p.
8. *Wilson, C. R.* and *P. A. Witherspoon* (1970). An investigation of laminar flow in fractured porous rock. Berkely. 178p. University of California. Geotechnical Engineering. Publication, 70–6.
9. *Snow, D. T.* (1968). Rock fracture spacing, opening, and porosities. American Society of Civil Engineers, Proceedings, Vol. 94, No. SM 1, p. 73–91.

10. *DiBiagio, E.* and *F. Myrvoll* (1972). Feltforsøk med måling av vann- og luftgjennomgang i fjell. Borehull II, Brenntangen. (Field measurements of water and air leakage in rock. Borehole II. Brenntangen). Norwegian Geotechnical Institute. Internal report, 71605–1.
11. *DiBiagio, E.* (1972). In situ test for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings. To be publ. in Symposium on Percolation through fissured Rock. Stuttgart 1972. Theme I.
12. *Fredriksen, U.* (1971). Personal communications. Norwegian Geotechnical Institute.
13. *Muskat, M.* (1937). The flow of homogeneous fluid through porous media. New York, McGraw-Hill. Reprinted 1946 by Edwards Inc., Ann Arbor, Michigan. 763p.
14. *Jacob, C. E.* (1950). Flow of ground water. Rouse, H. (editor). Engineering hydraulics: proceedings of the Fourth Hydraulics Conference, Iowa Institute of Hydraulic Research 1949. New York, Wiley & Sons Inc. p. 321–386.
15. *Aravin, V. I.* and *S. N. Numerov* (1965). Theory of fluid flow in undeformable porous media. Jerusalem, Israel Programme for Scientific Translations. p. 439–460: Ch. 13. Laboratory and field methods for the investigation of seepage.
16. *Morel-Seytoux, H. S.* (1969). Introduction to flow of immiscible liquids in porous media. Flow through porous media. Ed. by R. J. M. De Wiest. New York/London, Academic Press. p. 455–516.
17. *Danielsen, S. W.* (1971). Sprekkpermeabilitet. Hovedoppgave i faget ingeniørgeologi. (Joint permeability. Dissertation.) Trondheim, Norges tekniske høgskole. 125p.
18. *Wittke, W.* and *C. Louis* (1970). Anströmung von Hohlräumen im Fels. (Flow to underground openings in rock). International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, p. 291–303.
19. *Barton, N. R.* (1972). A parallel plate model study of air leakage from underground openings situated beneath ground water level. 63p. Norwegian Geotechnical Institute. Internal Report, 54203–2.
20. *Tokheim, O.* (1972). Private communication. Geotechnical Institute, Trondheim.
21. *Sabarly, F., A. Pautre* and *P. Londe* (1970). Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux. (Some considerations on drainability of rock masses.) International Society of Rock Mechanics. 2. Congress. Beograd 1970. Proceedings, Vol. 3 Theme 6–12. 5p.
22. *Sharp, J. C.* (1970). Fluid flow through fissured media. Ph. D. Thesis. London, University of London. 181p.

Vann- og luftlekkasjer gjennom sprekker i bergartsstykker

Water and Air Leakage through Fissures in Rock Specimens

Siviling. Per Heimli – Geologisk Institutt, N.T.H.

I det foregående innlegg har Nic. Barton i hovedsak betraktet problemene med luftlekkasjer med utgangspunkt i geometriske forhold i stor skala, mens jeg vil forsøke å nærme meg problemet ved å betrakte lekkasjeforholdene i den enkelte tynne sprekken.

Et utgangspunkt for de modellforsøkene jeg skal omtale er at vi kan regne med at de fleste naturlige sprekker i fjell rent strømningsteknisk vil være lite definerbare kanaler med varierende åpning, ruhet og orientering. Som et resultat av en slik komplisert detaljgeometri vil det derfor oppstå en ujevn strømning innen sprekken. Vanligvis kan vi anta at en strømning vil være begrenset til uregelmessige kanaler slik at det oppstår et slags nettverk av strømkanaler.

For å finne frem til relevante strømningskarakteristikker for slike sprekker, er det i praksis umulig å basere seg på rent teoretiske beregninger. Den eneste vegen å gå må være å utføre lekkasjeforsøk på så nær naturlige sprekker som mulig. Slike sprekker har vi ved Geologisk Institutt, N.T.H., forsøkt å oppnå ved en longitudinal splitting av borkjerner med diameter på 62 mm. Når vi setter sammen de to halvkjernene igjen, har vi oppnådd å få en ren tensjonssprekk med meget stor relativ ruhet. Ved en spesiell festeanordning har vi muligheten for å variere åpningen på sprekken. Disse sprekkene har vi så testet for luft- og vannlekkasjer i en spesialkonstruert trykkcelle av rustfritt stål. (Fig. 1). Cellen er konstruert for å teste kjerner med 20 cm lengde. Ved hjelp av to O-ringer blir systemet delt inn i 3 atskilte trykkamre. Selve kjernen er omgitt av en tettsittende tynn gummihud. Langs begge sprekkegeneratrisene er det lagt på lim for å hindre uønsket lekkasje. En ytterligere sikring er at trykket i det midtre kammeret bestandig holdes høyere enn trykket inne i sprekken. Fig. 2 viser en del av oppstillingen i laboratoriet. Hittil har vi utført lekkasjeforsøk med sprekkeåpninger på 0,2 – 0,1 og 0,05 mm. Jeg må her bemerke at dette er å betrakte som veiledende størrelser, spesielt m.h.t. den tynneste sprekken som er et resultat av en temmelig hard sammenpresning av de to kjernehalvdelene. Problemet med sprekkenes egentlige størrelse vil jeg komme tilbake til etter å ha vist noen resultater fra våre målinger.

Fig. 3 viser resultatet av lekkasjemålinger gjennom en sprekk med åpning ca. 0,1 mm. Jeg har valgt å presentere resultatene i form av gjennomstrømmet volum som funksjon av gradienten. Det volum som er angitt for luftlekkasjene gjelder for et

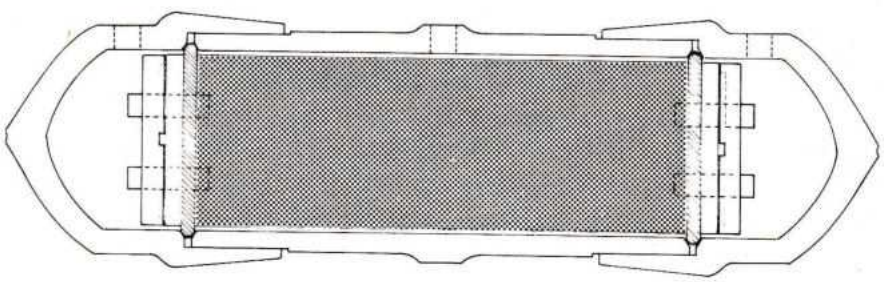


Fig. 1. Prinsippskisse av trykkcelle.

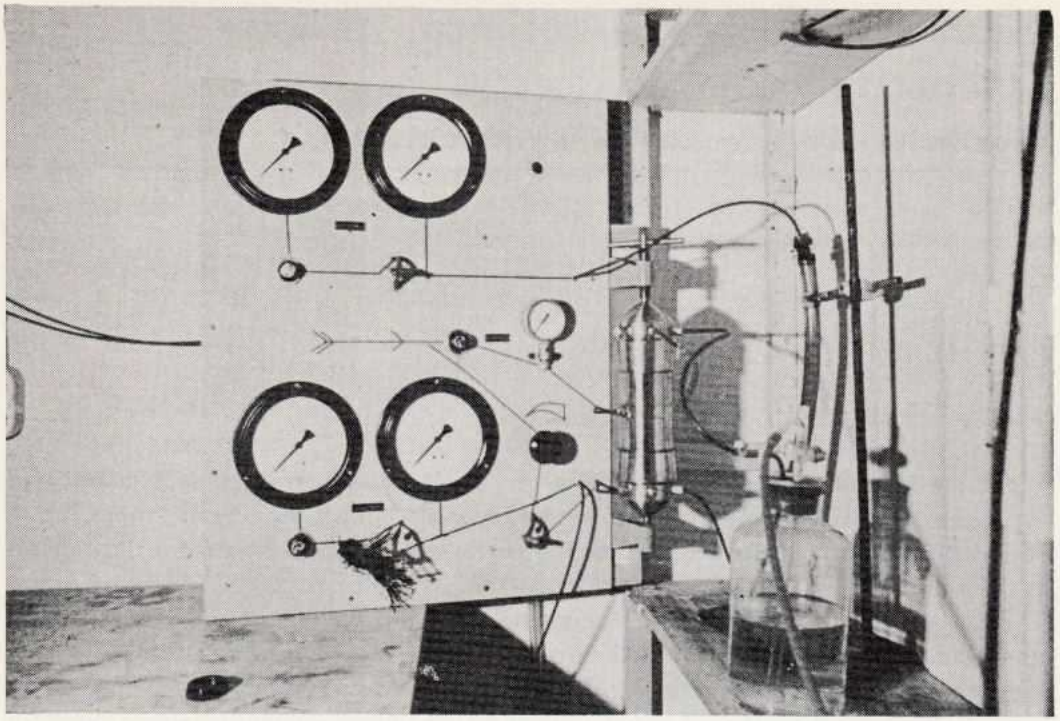


Fig. 2. Oppstilling i laboratoriet.

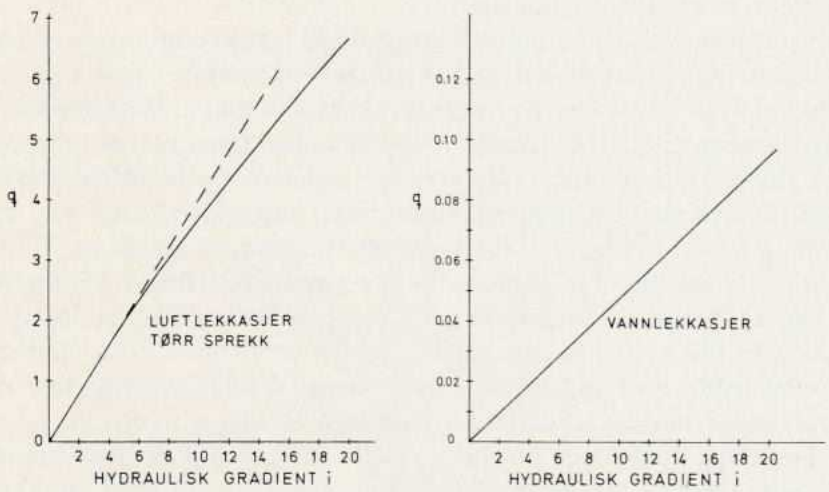
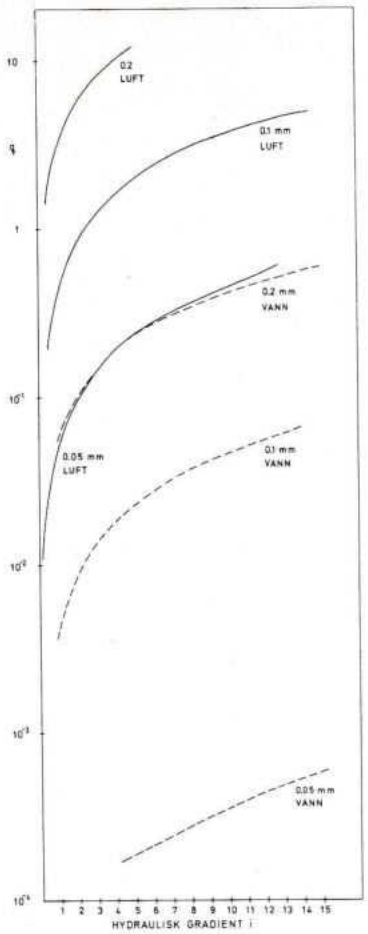


Fig. 3. Lekkasjer gjennom 0,1 mm sprekk (q = cm³ / sek. pr. cm av sprekkens utgående).

midlere trykknivå, altså $p = \frac{p_1 + p_2}{2}$. Tilsvarende luftvolumer ved 1 atm. trykk finnes ved omregning via tilstandsligningen og resultatet blir selvsagt helt avhengig av ved hvilket trykknivå en bestemt gradient er etablert.

Ser vi på vannlekkasjemålingene, har vi et lineært forhold mellom gradient og volum, dvs. at strømningen følger Darcy's lov. Dette er øyensynlig ikke tilfelle for luftstrømning. Her har vi et lineært forhold bare ved de laveste gradientene. Den uregelmessigheten som fremgår av figuren representerer dessverre det vanlige tilfellet hva angår strømning gjennom naturlige, tynne sprekker. Hvor stort avviket er fra Darcy's lov og hvor i gradientområdet det begynner å bli merkbart, kan bare avgjøres eksperimentelt ved forskjellige sprekkeåpninger. Ved noe større sprekkeåpninger enn 0,1 mm vil også vannlekkasjene få samme kurveform som luftlekkasjene. Hvorfor det i denne sammenheng er forskjell på luft og vann skyldes nok i høy grad forskjellen i viskositet som igjen bevirker forskjeller i strømningsbildet; avhengig av strømningshastighet og sprekkenes realtive ruhet. Ved de små sprekkeåpningene det her er snakk om, kan vi ikke regne med at det krumme kurveforløpet skyldes overgang fra laminær til turbulent strømning.

Fig. 4. Resultat av lekkasjemålinger.



Neste figur (fig. 4) er en sammenstilling av måleresultater på tre forskjellige sprekkeåpninger. For å få med alt må det benyttes halvlogaritmisk skala slik at vi dessverre mister eventuelt interessante kurveformer, men vi oppnår til gjengjeld en bedre oversikt for de aktuelle sprekkers strømningskarakteristikker. Det vil her være naturlig å sammenligne disse kurvene med hva teorien ville gitt oss. Vi kan først se på forholdet mellom luft- og vannlekkasjer. Teoretisk sett skal vi ha forholdstallet $q_{luft}/q_{vann} = 55$ ved 20 °C. Ved en sprekkeåpning på 0,2 mm har vi et forhold mellom 50–55, litt avhengig av gradienten, hvilket stemmer svært bra med teorien. I den alt overveiende del av litteraturen blir da også dette forholdstall mellom viskositetene for vann og luft brukt; en må bare huske å korrigere for temperaturvariasjoner.

Ser vi på det samme forholdet q_{luft}/q_{vann} for 0,1 mm sprekk, så varierer dette fra ca. 90 til ca. 70 ved gradienter på henholdsvis 1 og 15. Ut fra de målingene vi har utført kan det trekkes den konklusjonen at det blir et stadig større avvik mellom luft- og vannstrømning dess tynnere sprekkene blir. Vi kan se dette ekstremt utviklet ved den tynneste sprekken (0,05 mm) hvor gjennomstrømmet luftvolum er ca. 1200 ganger større enn vann ved samme gradient.

Dersom vi nå beregner hvilke teoretiske glattveggede sprekker som ville gitt samme strømningsvolum som fig. 4 viser, får vi et forhold som vist på fig. 5. Det viser seg altså at de to største sprekkene gir lekkasjemengder som stemmer noenlunde bra med teorien, mens vi for den minste sprekken får svært stor forskjell mellom beregningene basert på vann- og luftstrømning. Ser vi på kurven som er basert på luftstrømning, så er overensstemmelsen mellom teori og praksis antagelig urealistisk god for 0,05 mm sprekk.

De eksperimentelle lekkasjedata som er presentert kan diskuteres langt grundigere enn det som er gjort her, noe som imidlertid vil måtte gå langt ut over rammen for denne korte presentasjonen.

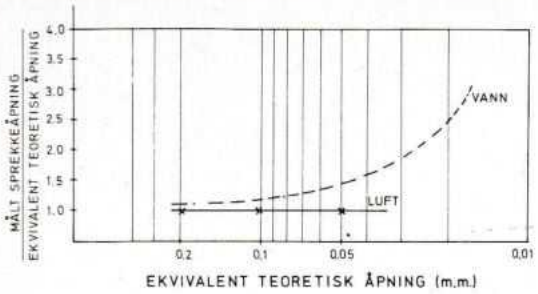


Fig. 5. Forholdet mellom målte sprekkeåpninger og tilsvarende teoretiske åpninger.

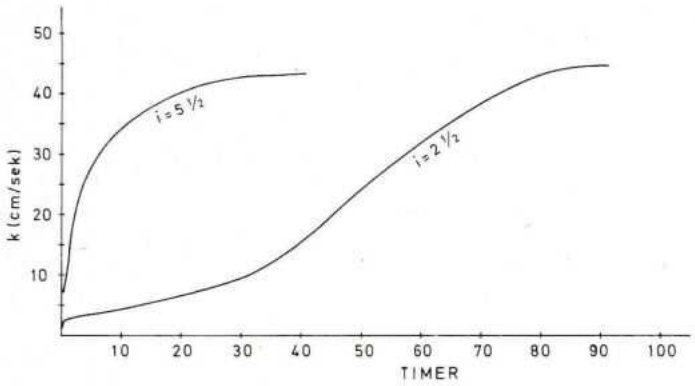


Fig. 6. Luftlekkasjer gjennom vannfylt sprekk (0,1 mm). Tidsavhengigheten.

Det er en serie forsøk jeg ikke har nevnt hittil og det gjelder luftstrømning gjennom vannfylte sprekker. Det er vel akkurat den situasjonen en har tenkt seg som den mest sannsynlige i praksis. Fordi dette er en to-fase-strømning, er det også det mest kompliserte tilfelle å behandle, både teoretisk og eksperimentelt. De første forsøkene vi kjørte i laboratoriet viste forsåvidt det vi kunne vente, nemlig at luftpermeabiliteten for den enkelte sprekk økte med økende gradient. Dette kan lett forklares med at det blir dannet stadig flere og større luftkanaler etter som strømningshastigheten øker. Permeabilitetene for luftstrømning gjennom vannfylt sprekk ligger naturlig nok bestandig et eller annet sted mellom verdiene for vannstrømning og luftstrømning på helt tørr sprekk.

Nå viser det seg imidlertid at luftpermeabiliteten på vannfylt sprekk ikke bare er gradientavhengig, men også tidsavhengig. Et typisk eksempel er vist på fig. 6. Dette tyder på at sprekken sakte og sikkert blir blåst fri for vann. Den kurven som er satt opp for en gradient på 2,5 viser faktisk permeabiliteter som går helt fra ren vannpermeabilitet og opp til luftpermeabilitet på tørr sprekk etter ca. 90 timer.

Et annet interessant fenomen i forbindelse med luftlekkasjer gjennom en vannfylt sprekk er at det må etableres et visst luftovertrykk før gjennomstrømning i det hele tatt kan komme i stand. Det nødvendige overtrykk før vi oppnår luftgjennombrudd er avhengig av sprekkeåpningen. Ved en sprekk på 0,1 mm har vi funnet at nødvendig luftovertrykk er ca. 40 cm v.s. ved vertikaltstående sprekk. Trekker vi nå fra de ca. 20 cm vannsøyle som står i sprekken, har vi at denne sprekkens kapillære stigehøyde er ca. 20 cm, som stemmer noenlunde bra med teorien. Fig. 7 viser hvor lang tid det tar før vi oppnår luftgjennombrudd ved forskjellige gradienter for 0,1 mm sprekk.

I forbindelse med kapillaritet vil jeg nevne et par ord angående spekulasjonene om hvorvidt det er mulig at vannet kan virke som et effektivt tetningsmedium mot luftlekkasjer. Selvsagt er det teoretisk sett mulig, men det vil neppe ha noen praktisk interesse fordi sprekkene må være uhyre tynne før vi får en merkbar effekt. Eksempelvis nevnes at en sprekk med åpning 10 μ vil ha en kapillær stigehøyde i størrelsesorden 1,5 m. En sprekk på 10 μ har vi vel i praksis neppe muligheter for å injisere heller.

Dersom vi så tenker på tykkelsen av det bundne vannskikt på mineraloverflater, blir ikke situasjonen stort bedre; i beste fall kan en anta et effektivt bundet vann-

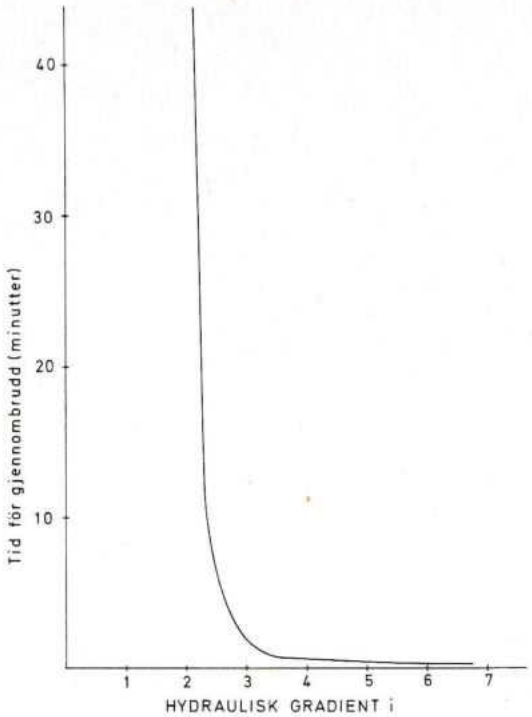


Fig. 7. Tid for luftgjennom brudd på vannfylt sprekk (0,1 mm).

skikt på ca. 50 molekyllag. En sprekk som bare inneholder slikt bundet vann ville da ikke ha større åpning enn 100 molekyllag, eller ca. 360 Å (0,036 μ).

Konsekvensen av dette blir derfor at hvis en bestemmer seg for å tette fjellet omkring et luftputekammer ved injisering, så vil en neppe klare å tette sprekker som er tynnere enn ca. 0,03–0,05 mm og enda er det langt igjen før sprekkene blir så tynne at vannet virker som et effektivt tetningsmedium mot luftlekkasjer.

Med grunnlag i de måleresultatene vi har fått i laboratoriet vil jeg til slutt forsøke å skissere opp et alternativ for å beregne lekkasjer ut fra et luftputekammer. Videregående teoretiske studier bl.a. av to-fasestrømning vil muligens vise at det etterfølgende eksempel er alt for enkelt bygd opp. Eksemplet er da heller ikke ment å være en slags endelig løsning på problemet. Det er antatt et luftputekammer med et arbeidstrykk på 50 atm., og at det er foretatt en injisering av alle lekkasjeførende sprekker i en sone på 30 meter opp fra taket i kammeret. Vi antar at alt sprekkevann i det injiserte parti med tiden er presset ut av lekkasjeluften, men at sprekkene utenfor den injiserte sonen er såpass store at den videre luftlekkasjen vil foregå som bobling, eventuelt oscillerende slik at grunnvannet stadig mates tilbake "på plass" i sprekkene. Vi ville da i prinsippet ha en situasjon som vist på fig. 8.

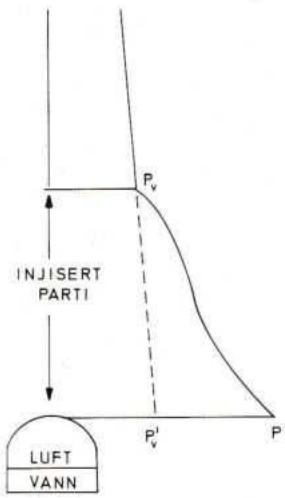


Fig. 8. Modell for regneeksempel.

Ved plasseringen av et luftputekammer må selvsagt kravet til fjelloverdekning være tilfredsstilt. Minste tillatte vertikale overdekning kan vi sette lik 0,6 ganger lufttrykket, m.a.o. 0,6 · 500 = 300 meter. Som eksempel kan vi nå tenke oss tre forskjellige situasjoner:

a) Grunnvannsnivået i dagen, b) senket 100 meter og c) senket 200 meter. Dette vil gi midlere gradienter for luftlekkasjer gjennom det injiserte parti på henholdsvis 7,7, 11 og 14,3. Ved å bruke data fra lekkasjemålingene i laboratoriet (fig. 4), kan vi beregne hvor store luftlekkasjene vil bli ut fra dette fjellrom. Dette er gjort på fig. 9 som viser luftlekkasjer i N liter/time pr. cm av sprekkens utgående som en funksjon av gradienten. Dersom vi nå kan stole på injiseringsarbeidet og anta at største lekkasjeførende sprekk ikke er større enn 0,05 mm, så vil vi ved en gradient på 11 (gr.vannet senket 100 m) se at lekkasjen ut blir 60 N liter pr. time. Problemet blir nå å anslå hvor stor del av disse tynne sprekkene som egentlig er åpne. For å fullstendiggjøre eksemplet kan vi si at totalt 10 meter av sprekkens utgående er åpen. Dette gir da en lekkasje på 60 N m^3/time.

Dersom vi snur problemet og vil vite hvor stor vannlekkasje vi får inn i hallen (før driften settes i gang) gjennom 10 meter av samme sprekken, må vi gå tilbake til data

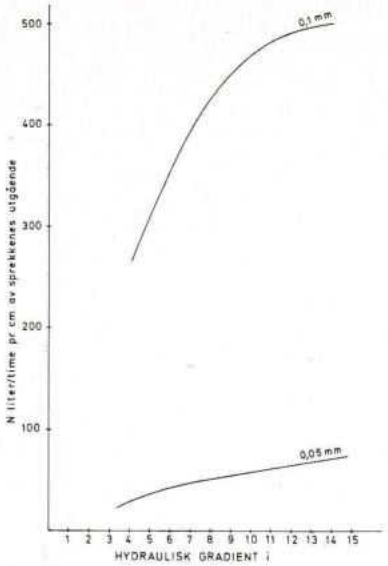


Fig. 9. Luftlekkasjer for regneeksempel.

fra laboratoriemålingene. Dersom vi antar at vi har et fullt utviklet poretrykk på 20 kp/cm^2 5 meter opp fra taket, får vi en gradient inn på ca. 40. Dette gir en total vannlekkasje på ca. 1,4 cm^3/sek. eller ca. 1 dråpe/sek. pr. meter av sprekken.

Sluttbemerkninger

Problemet med å beregne luftlekkasjer i fjell er langt fra endelig løst idag. Hovedårsaken til dette er at vi ennå ikke har pålitelig erfaringsdata for flere av de parametre som inngår i et teoretisk formelapparat. Derfor er det svært viktig å utføre poretrykksmålinger og vanninnpresningsforsøk også i forbindelse med frisprengningen av kammeret. Videre er det viktig å være klar over kvaliteten av et eventuelt injiseringsarbeid fordi dette vil ha betydning når vi skal anslå størrelsen av de lekkasjeførende sprekkene. (En direkte visuell metode for å bestemme størrelsen av tynne stikk og riss i fjellet mangler vi idag).

Det første anlegget hvor vi kan vente å få en viss erfaring hva angår luftlekkasjer er Jukla hvor det allerede er utført et omfattende måleprogram. Fra et erfaringsmessig synspunkt vil Jukla være interessant fordi vi der vil få lufttrykk som er større enn poretrykket i fjellet. Vi må sannsynligvis avskrive Driva som et interessant prosjekt fordi det der høyst sannsynlig er et poretrykk som langt overskrider trykket i kammeret slik at en luftlekkasje neppe vil kunne forekomme.

Summary

The paper describes a laboratory method for the leakage conditions through a single fissure in a rock specimen. The fissure, although it is artificially produced by splitting a rock core, retains the roughness and other features of a natural fissure. The special pressure cell used in the experiments is described and the results of both air and water leakage tests are presented and discussed.

Insitu tests for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings

E. DiBiagio and F. Myrvoll, Civil Engineers Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

The major portion of the manuscript given below is extracted from a paper presented at the "Symposium on Percolation Through Fissured Rocks" sponsored by the International Society for Rock Mechanics, Stuttgart 1972, and is published in the proceedings of the symposium.

Abstract

The utilization of underground openings in rock for containment or storage of gases in Norway has not been practiced except for a few isolated instances in the mining industry where compressed air has been stored in unlined chambers in rock. Recently, however, two different types of engineering works being planned for in Norway – nuclear power plants and compressed air surge chambers – have required that engineers and geologists study in detail the feasibility of and the problems associated with the use of underground chambers for the containment of compressed gases. Practical problems associated with the use of openings in rock for storage of gas are at present being investigated by a number of agencies in Norway. These investigations include theoretical studies and model tests as well as field permeability tests. A brief review of these problems and current research activities in Norway is given.

Results of borehole permeability tests that were made using both water and compressed air will be presented. These tests were recently carried out at Brenntangen which is one of the sites being considered for an underground nuclear plant.

The basic objective of the field tests was to obtain both quantitative and qualitative information regarding the flow of compressed air in the joints of the rock and especially to determine if one could make any correlation between the water permeability of the rock mass and the gas permeability which theoretically should be related according to the viscosity ratios of the two types of fluids.

Introduction

The utilization of underground openings in rock for containment or storage of gases has not been practiced in Norway except for a few isolated instances in the mining industry, where compressed air has been stored in unlined chambers in rock. Recently however, two different types of engineering works being planned for in Norway – nuclear power plants and compressed air surge chambers – have required that engineers and geologists study in detail the feasibility of and the problems associated with the use of underground chambers for the containment of compressed gases.

Current studies being made for Norway's first nuclear power station include a comparative evaluation of surface installations as well as plants placed wholly underground in rock. One of the points relevant to the feasibility of the underground plants is whether or not the rock mass surrounding an unlined opening is impervious enough so that the rock mass can serve as a leakage barrier and thereby provide the same function as the so-called secondary containment constructed around the reactor in a conventional surface plant. For the type of plant being considered the role of the secondary containment is to prevent or control the leakage of radioactive steam from the

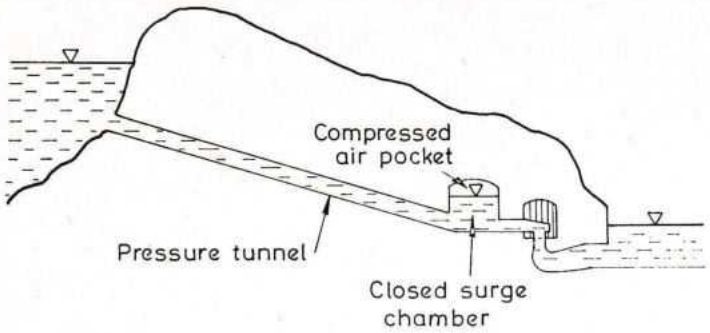


Fig. 1. Principle of compressed air surge chamber.

plant which would occur for example in case of an accidental rupture in the primary steam circuit or a failure in the reactor cooling water system. For openings of the size being considered, approximately 200000 m^3, an accident of the type mentioned above could cause the chamber to be filled with radioactive steam which could rise rapidly to an initial peak pressure of 1–4 kg/cm^2 and then decrease with time as the temperature dropped. Both the magnitude of the initial pressure and the rate of pressure drop depend on details of the installation. The safety requirements that the containment system must satisfy are based on the time necessary for the gas to reach the ground surface, i.e. the transport time, and the total rate of escape of gas from the chamber. Exact requirements are somewhat debateable, but the orders of magnitude of acceptable maximum values are a few hours for transport time and anywhere from about 0.1 % to 5 % of the volume of the chamber per day for the total leakage rate.

Whereas in the case of the underground nuclear power plant the pressure of the gas to be confined is quite small and the installation is relatively near the surface, the situation is just the opposite for the compressed air surge chambers. On a number of hydroelectric projects now being designed and built in Norway the conventional surge shaft that is open at the top to atmospheric pressure is being replaced for economical and technical reasons by a deep closed surge chamber that contains a large bubble of compressed air which functions as a shock absorber to reduce the dynamic pressures that occur in the pressure tunnel when the loading on the turbines changes. A sketch of such an installation is shown in Fig. 1. Projects are now being designed which require chambers that vary in size from 2500 to 10000 m^3 and have working pressures up to 50 kg/cm^2.

Since an estimate must be made of the rate at which the compressed air escapes from the chamber, the gas permeability of the rock mass surrounding the chamber must be known. On the basis of this information a compressor plant of sufficient capacity to maintain the required volume of compressed air can be selected and a decision made as to whether some type of lining or surface treatment is required to reduce the leakage to an acceptable value.

Current studies being made in Norway

Practical problems associated with the use of openings in rock for storage of gas are at present being investigated by a number of agencies in Norway. These investigations include theoretical studies and model tests as well as field permeability tests.

In 1971 a committee was appointed by the Norwegian Water Resources and Electricity Board (NVE) to study the practical problems associated with the design and construction of compressed air surge chambers. This committee, which consisted of Professor R. Selmer Olsen from the Institute of Geology at the Technical University of Norway (NTH), Chief Engineer B. Kjærnsli from the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) and A. Eggen (secretary) from the Rivers and Harbor Laboratory at NTH. The committee was charged not only with the task of pointing out the relevant engineering problems, but they were also requested to make recommendations for a program of further study and research that was felt necessary in order to arrive at acceptable design procedures for these projects. In their first report, the committee specified the following principal problem areas:

a) There was the need for a procedure for predicting the leakage of compressed air from an underground storage facility in jointed rock mass.
b) There was a need for a technical and economical study of various methods of reducing leakage from an underground storage facility either by the construction of liners and coatings, by ground water control, or by decreasing the permeability of the surrounding rock by means of grouting.
c) The size and shape of the chamber, its orientation in the existing stress field, the overburden and overall stability of the surrounding rock mass were pointed out to be important design considerations.
d) The problem of estimating the leakage resulting from the absorption of air by the water in contact with the air in the surge chamber needed to be clarified.

Research projects, theoretical studies and field measurements are currently being undertaken in Norway in order to investigate the problem areas pointed out by the committee. Some of the work is just getting started and, therefore, very little information about this work has been published to date. It is obvious, however, that in the near future there will be accumulated a great deal of information, experience and know-how in Norway on these topics. In order to indicate the scope of this work, the following spesific projects are outlined:

a) *Theoretical studies*

Theoretical studies are being made by three institutes at NTH. The Institute for Geotechnique is making a theoretical study of the flow of air through jointed rock with the ultimate goal of providing a means of computing leakage on the basis of borehole pumping tests with water or compressed air. The Institute for Geology is concentrating on theoretical studies related to the stability of the compressed air surge chambers and the Rivers and Harbor Laboratory is investigating the air absorption problem and means of reducing this type of leakage. Both the Institute for Geology and NGI are evaluating methods and materials for grouting or otherwise sealing the chambers.

b) *Laboratory studies*

Permeability tests with split diamond-core rock sample are being made by the Institute for Geology in order to evaluate the effects of roughness, moisture and joint width on the flow characteristics for both water and air.

Laboratory tests with a Hele-Shaw parallel plate model are being carried out at NGI in order to study the flow of air and water through a single joint from either a borehole or from an underground chamber. The principal aim of the study was to determine the influence of ground water on the flow of air from large underground openings in jointed rock. The same model is also being used to estimate transport times and an attempt is being made to compare these results with data obtained from borehole pumping in the field. A complete description of this model and the test results are given by Barton (1972).

c) *Field measurements*

Field measurements are being carried out by NGI using borehole pumping tests to determine the flow of water and compressed air through jointed rock. Furthermore, since the flow of air through a saturated rock mass will depend on the pore pressure in the rock, techniques have been developed and a number of projects have been instrumented so that the pore pressure can be measured.

This article contains the results of borehole permeability tests that were made using both water and compressed air. These tests were recently carried out at Brenntangen which is one of the sites being considered for an underground nuclear plant. The testing program at this site was not an elaborate one, and this article, at best contains a limited amount of practical information. Nevertheless, the authors feel that it should be of interest to members of the symposium because of the small amount of field data dealing with the gas permeability of rock reported in the literature. Bernell and Lindbo (1965) report on an interesting series of tests at Rävfjäll in Sweden where flow and transport time were measured as compressed air was pumped into a granitic rock mass from a long horizontal borehole. The principal difference between these tests and the ones reported here is that at Rävfjäll the rock was more or less dry.

The basic objective of the permeability tests reported herein was to obtain both quantitative

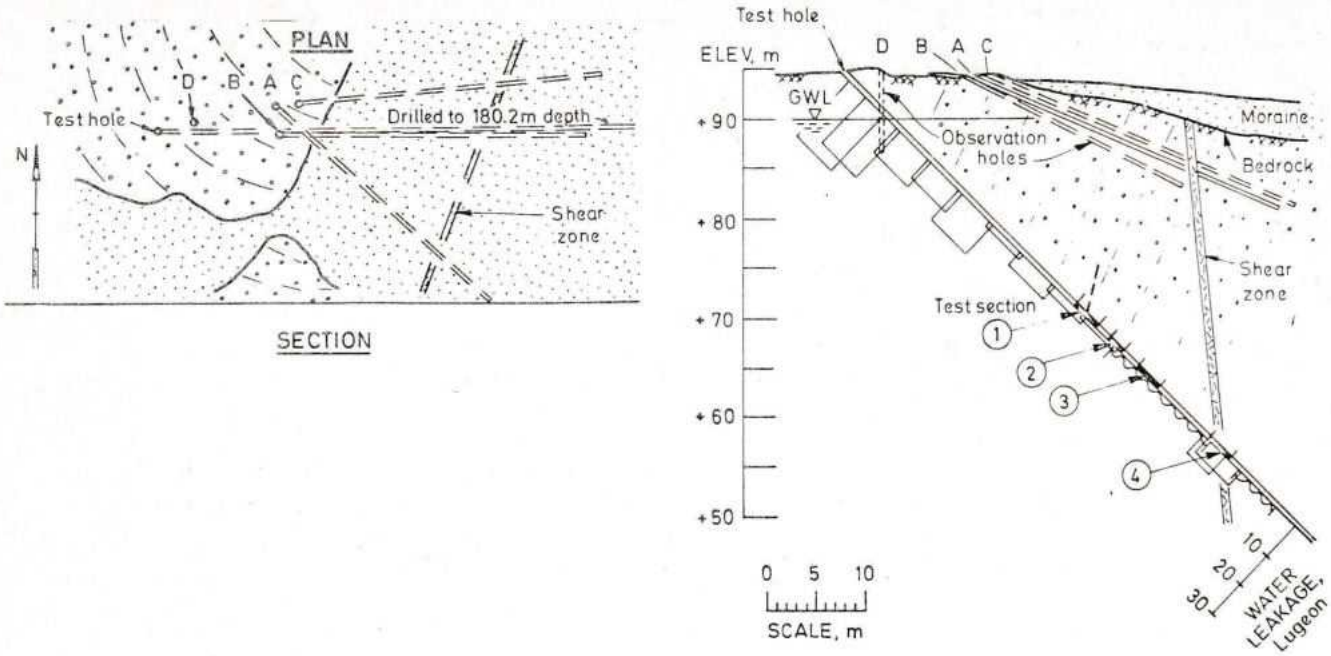


Fig. 2. Location of test holes at Brenntangen.

and qualitative information regarding the flow of compressed air through the jointed rock and especially to determine if one could make any correlation between the flow rates of water and gas through the rock mass which theoretically should be related according to the viscosity ratios of the two types of fluid. Actually the permeability, when measured in units of area (cm^2) is theoretically independent of the fluid used in a test, whether air or water, provided the whole medium is saturated with the same fluid as used in the particular test. The complication with the tests reported here is that air leakage was occuring through a water saturated rock mass.

Borehole pressure tests at Brenntangen

These measurements were carried out at one of the sites near Oslo which is being considered for an underground nuclear power station. The permeability tests were carried out in a 48 mm diamond core boring, inclined at an angle of 45°, which was made as part of the routine geological study of the site. Because the rock-cover over an underground opening at this site is anticipated to be about 40 m, the permeability tests were limited to this depth.

During the course of the tests three nearly horizontal observation holes and one vertical hole were drilled just below the surface of the rock in order to intercept the flow of compressed air as it escaped to the surface from the primary test hole.

The rock mass at Brenntangen consists chiefly of pre-Cambrian gneiss of granitic composition, with light coloured bands of quartz and feldspar and dark bands of amphibole and mica. In general the rock is hard, massive and coarse grained. Field observations reveal the presence of three principal joint sets, two of them striking approximately N-S, one with a steep dip and the other a flat or low foliation set. The third joint set strikes approximately E-W with a steep dip. These three sets together result in approximately cubic or more strictly parallelpiped rock blocks.

This idealized representation is complicated somewhat by the folding resulting from at least three periods of deformation of southern Norway. The most distinctive tectonic elements of Brenntangen are the several steeply dipping or vertical faults which strike approximately N-S across the test area. These, and some of the associated jointing, presumably owe their formation to a major N-S fault of at least 100 metres throw approximately 0.5 km west of the test area. In general the upper 50 metres is more completely jointed than at depth, and results in higher water conductivity. The removal of glacial load at the end of the last glacial period caused isostatic uplift of the land mass, and subsequent relief jointing in the upper levels.

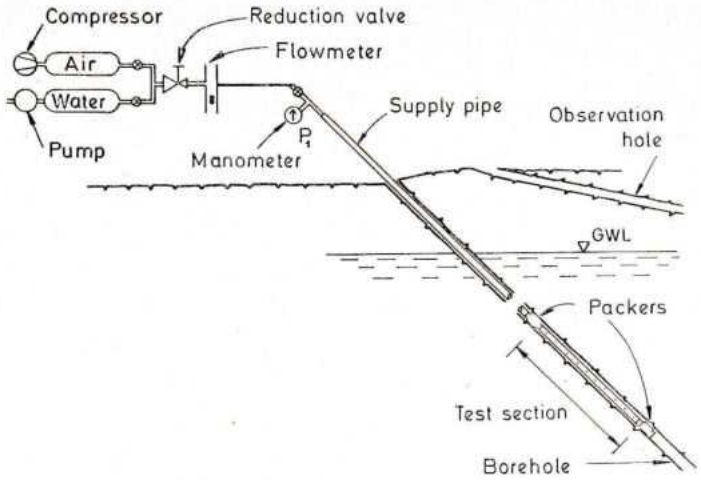


Fig. 3. Test arrangement at Brenntangen.

Test program

The first step in the program was to carry out conventional water pressure tests in the hole using double packers spaced at 5 m intervals. The results of the initial water pressure tests, expressed in Lugeon units are shown in Fig. 2. On the basis of this information several sections of the hole which exhibited quite different permeabilities were selected for detailed testing. The locations of these test sections are indicated in Fig. 2. Each of these test sections was sealed off by double packers and tested extensively again using both water and compressed air. For each section an attempt was made to measure the flow of air and water as a function of the injection pressure and in the case of the tests with compressed air the flow was measured as a function of time over an interval of up to 12 days. Furthermore a limited number of tests were carried out in an attempt to measure the transport time for the compressed air to first reach the ground surface. This was done by injecting a pulse of radioactive tracer along with the compressed air and using detectors at the ground surface or connected to the observation holes just below the surface of the rock.

A diagram showing the equipment used for the permeability tests at Brenntangen is shown in Fig. 3. Both mechanical and inflatable packers were used to seal the hole. The 25 cm long mechanical packers were made of rubber and were expanded by a set of concentric pipes attached respectively to the top and bottom of the packer. Hydraulic or inflatable rubber packers, 1.5 m long, were also used; these have the advantage of requiring only a small hydraulic line to expand the packer thus the system is lighter and easier to install. Furthermore, their length provides a more reliable seal.

Test results

The initial water pressure tests shown in Fig. 2 were supplemented by additional tests wherein the hole was sealed off in 2 m sections by means of the long inflatable packers and permeability tests were carried out using both compressed air and water. For these tests an over-pressure of 2 kg/cm^2 was used, i.e. the injection pressure in the center of each test section was 2 kg/cm^2 greater than the static ground water pressure at the same point. The results of these tests are shown in Fig. 4, which compares the measured flow of air and water. The flow rate for the air injection tests is reduced to the equivalent volume of air at atmospheric pressure and is expressed in normal litres per minute or Nl/min.

In the following part of this paper the air and water permeability tests will be summarized separately for each of the four test sections. The depth given for each of the test sections are measured along the inclined test hole.

Test section 1 (Depth 33.6 to 36.6 m)

This part of the test hole consists of light granitic gneiss which has a joint frequency of approximately 5 per meter. Furthermore a core loss of 3 cm was encountered during drilling at a

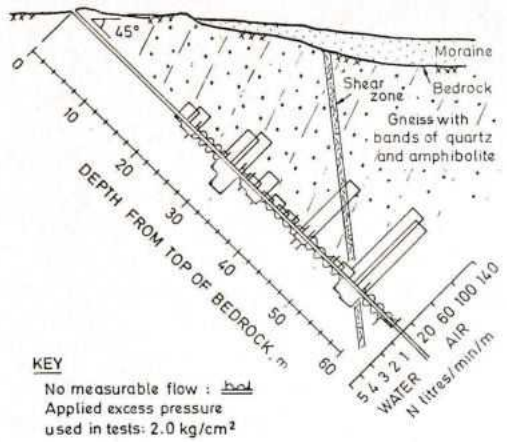


Fig. 4. Comparative results of air and water pressure tests.

depth of 34.92 m to 34.95 m and subsequent detailed study of the rock cores indicates that this joint opening was probably filled with chlorite.

Water pressure tests carried out in test section 1 with excess pressures from 2 to 10 kg/cm^2 showed considerable variation in permeability. Expressed in Lugeon values they varied from about 0.8 to 3.0.

A total of six different tests with compressed air were performed in this zone. These included air injection tests that lasted from about 6 hours to 4.5 days with excess pressures that ranged up to 2 kg/cm^2. In Fig. 5 the measured flow of air and supply pressure are shown for the longest test. As can be seen in the figure the flow increased gradually for about 2 days then leveled off at a nearly constant value of 12 Nl/min. for an excess pressure of 0.4 kg/cm^2. In order to get a feeling for the magnitude of this flow one can by comparison note that the average person expells air at a rate of about 5 Nl/min. during normal breathing.

In Fig. 6 the flow of air in test section 1 is shown as a function of excess pressure. The data were obtained by increasing the pressure in steps and measuring the flow after 10 min. at each pressure level. The curve for water in Fig. 6 was obtained by starting at an excess pressure of 9.4 kg/cm^2 and thereafter reducing the pressure in steps and measuring the flow over a 5 min. interval. This was the procedure generally followed for the test with water.

A number of times during this test the input valve at the top of the test hole was closed and the resulting decay in pressure in the borehole was measured over a short period of time in order to investigate the storage capability of the rock. A typical pressure decay curve obtained in this manner will be shown later.

Near the end of the test shown in Fig. 5 a radioactive tracer was used in order to localize the areas at the ground surface where the compressed air escaped from the borehole. This was done primarily in order to orient the observation holes which had not yet been drilled. A small amount

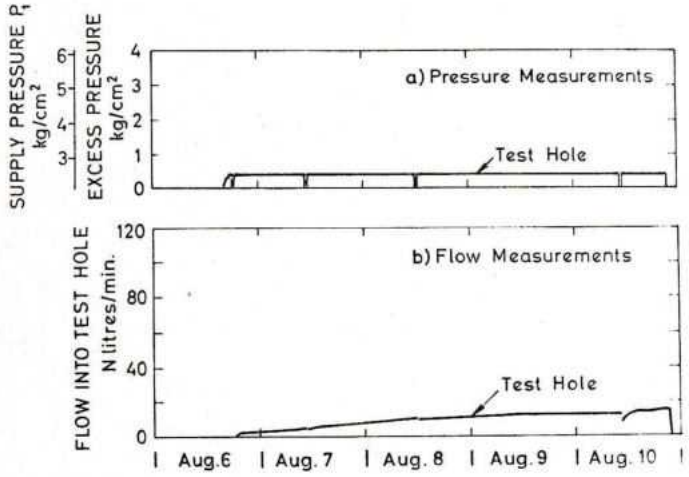


Fig. 5. Results of air permeability test in Test section 1.

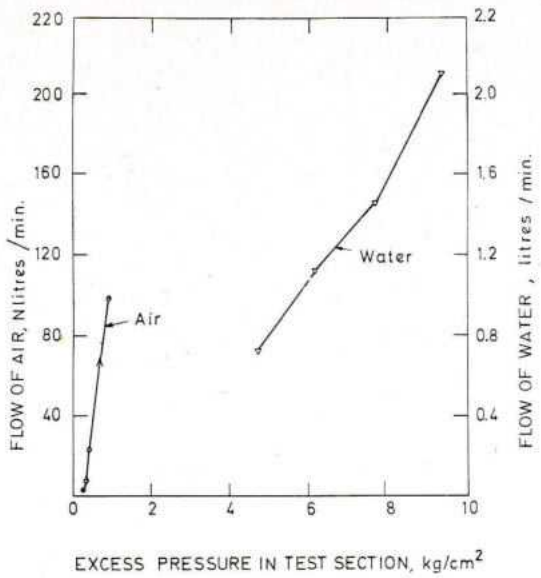


Fig. 6. Flow versus pressure for Test section 1.

of Xenon gas, Xe^{133}, was injected along with the air and a detector was used to survey along a predetermined grid at the ground surface. In spite of the cover of moraine and the dense growth of trees at the site the survey was successful in locating three areas where significant amounts of radioactive particles were detected. On the basis of this information the observation holes, A, B and C in Fig. 2, were orientated so that each of them passes directly beneath one of the areas where the radioactivity had been detected. The time that was required for the tracer to reach the surface was approximately 2 hours; it is estimated that at least 1 hour of this time was required for the gas to difuse through the overlying moraine.

During a subsequent test with air at an excess pressure of 0.4 kg/cm^2 the first bubbling of air could be heard in observation hole C about 1.5 hours after the start of the test. Measurements of the flow out of hole C showed that approximately 2 % of the air pumped into the test hole escaped through hole C. A smaller amount escaped through the other observation holes.

In one test the transport time for steady state flow was determined with the aid of a tracer. The time required for the air to flow from the test section, 19 m vertically below the surface, and up through the joints to observation hole A was found to be 18 min. for an excess pressure of 0.4 kg/cm^2.

Test section 2. (Depth 38.4 to 40.4 m)

This section of the test hole was selected for study because of its exceptionally low permeability; for all practical purposes the rock in this zone is impervious. During the water pressure tests it was not possible to measure any leakage with the meter used for the tests, but on the basis of the reading accuracy of the instrument used it is estimated that the Lugeon value for this test section was of the order of magnitude of 0.2 Lugeon. The rock in test section 2 was amphibolic gneiss.

Two permeability tests were made using compressed air. During these tests air was continuously pumped into the test section for 1.5 days and 12 days respectively. In addition to measurements of flow and pressure in the test hole, fluctuations in the ground water level in the observation holes were recorded as well as the flow of air out of these holes. Typical results for a portion of the 12 days tests are summarized in Fig. 7.

As seen in Fig. 7 (a), for Hole A, pumping air into the test hole caused a slight rise in the ground water level; likewise, a similar rise in water table was observed each time the flow of air in the test section was increased as a result of an increase in the supply pressure. However, as will be shown later, this change in water level, which was noted in all the observation holes during the tests in section 2, is small in comparison to what was observed during the tests in the other sections investigated.

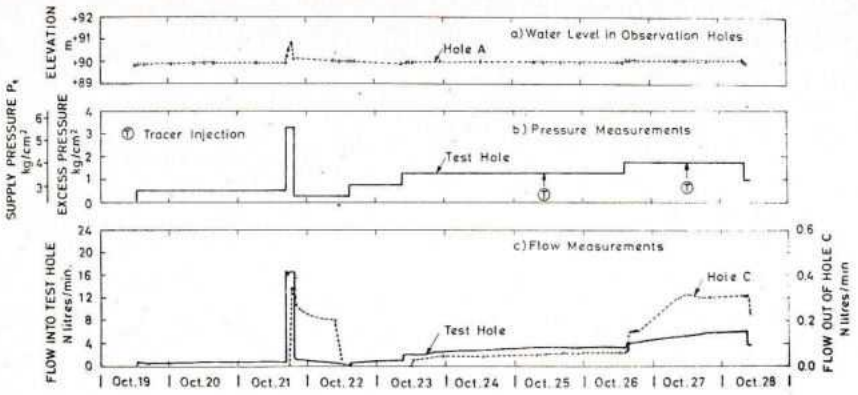


Fig. 7. Results of air permeability test in Test section 2.

In Fig. 7 (b) the air pressure used during the test is shown, and in Fig. 7 (c) the measured flow of air into the test section and out of observation Hole C are plotted to two different scales. As illustrated in the figure there was no flow observed out of Hole C until the excess pressure in the test section was greater than 0.75 kg/cm^2. During the test the flow out of Hole C was approximately 2–5 % of the flow into the test section.

It was noted that any change in flow in the test hole was followed after a definite time-lag by a corresponding change in flow out of Hole C. This effect was studied further in a special test by measuring the flow response in Hole C as a function of time after the supply pressure was rapidly increased by 0.5 kg/cm^2 and then held constant at a point in the test when steady state flow had already been established in the test hole and in Hole C. This sudden increase in pressure caused an immediate increase in flow into the test section but the flow out of Hole C remained unchanged during the following 40–50 min. After this delay, however, the flow out of Hole C increased gradually and a stable value was attained about 75 min. after the supply pressure had been changed. The same measurements were repeated later with the exception that the supply pressure in the test hole was rapidly reduced by 0.75 kg/cm^2. In this case the delay in the flow response for Hole C was 20–25 min. and, as before, the flow out of Hole C reached a stable value approximately 75 min. after the initial drop in pressure in the test hole.

In fig. 8 the flow of air in test section 2 is shown as a function of the excess pressure in the test hole. The measurements were made after air had been pumped into the test hole for approximately one day at an excess pressure of 0.8 kg/cm^2 and a steady state flow condition had been established. Without stopping the flow of air into the hole, the air pressure was increased in small steps and the flow was recorded after an interval of 15 min. for each pressure increment. Likewise the pressure and flow was recorded after an interval of 15 min. for each pressure increment. Likewise the pressure and flow were recorded as the pressure was reduced again. In order to make a comparison between the flow of air and the flow of water, a single point is shown in Fig. 8, which indicates the estimated order of magnitude of the flow of water out of the test section for an excess pressure of 2 kg/cm^2.

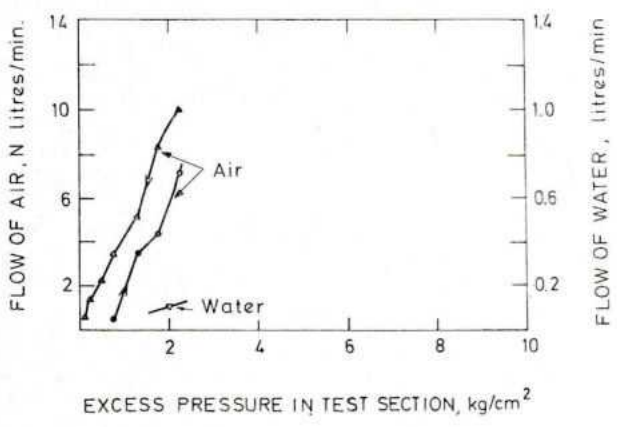


Fig. 8. Flow versus pressure for Test section 2.

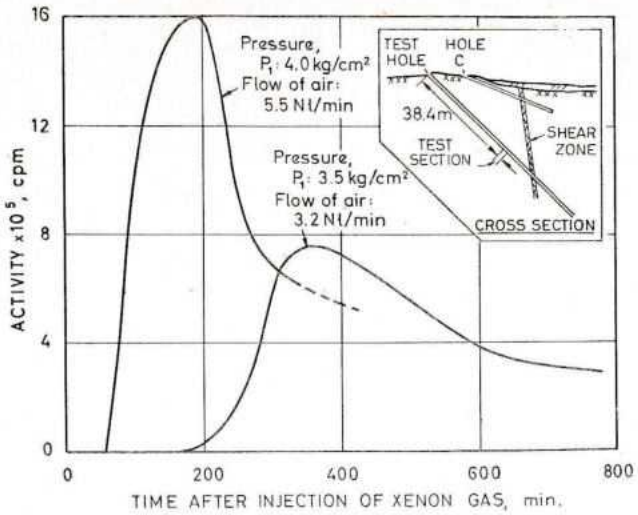


Fig. 9. Activity measurements during tracer tests in Test section 2.

The transport time for approximately steady state flow of air from test section 2, which was 25 m below the ground surface, was determined for two test pressures. The times at which the tracer was injected into the test hole are indicated in Fig. 7. The detector was connected to observation Hole C and the results of the measurements are given in Fig. 9. As seen in the figure the transport time was nearly 1 hour for an excess pressure of 1.75 kg/cm^2 and approximately 3 hours for a test pressure of 1.25 kg/cm^2.

Test section 3. (Depth 42.6 to 45.6 m)

Examination of the amphibolic gneiss cores from the test section indicate a joint frequency of about 2 to 3 per meter. Water pressure tests on 3 occassions gave Lugeon values of 1.0, 0.6 and 2.0 for this region.

During the three air permeability tests that were made, the air was pumped continuously into the test section for 1, 2 and 4.5 days respectively. The observations were identical in scope to those described above for test section 2 but in addition the observation holes were sealed off at times and connected to a manometer thus the pressure developed in the observation holes could be measured. Typical results of the 4.5 day test are presented in Fig. 10.

As can be seen in Fig. 10 the ground water level started to rise significantly in the observation holes as soon as the compressed air was connected to the test section. For the applied excess pressure of 0.6 kg/cm^2 the maximum rise in ground water level occurred about 4 hours after the start of the test. In one of the other permeability tests carried out with an excess pressure of

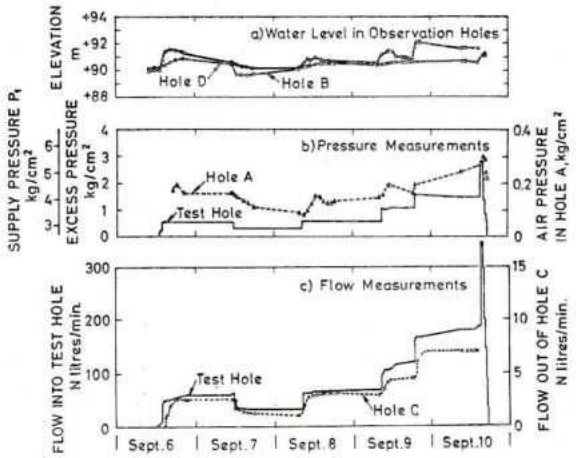


Fig. 10. Results of air permeability test in Test section 3.

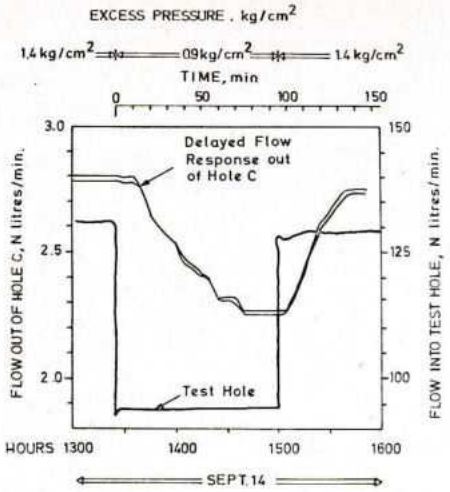


Fig. 11. Relation between flow response in Hole C and Test section 3.

1.4 kg/cm² the maximum ground water level was noted 3 hours after the start of the test. In both cases the first bubbling of air in the observation holes, at Hole C, could be heard at the same time as the ground water level reached its peak value. Immediately thereafter the water level dropped gradually in all the observation holes to a lower value even though the supply air pressure and flow remained constant. In general the ground water leveled off at a stable value somewhere between 0.5 and 1 day after the test started and it remained fairly constant as long as the supply pressure in the test hole was kept unchanged. Any increase or decrease in the supply pressure during the test, however, caused a corresponding change in the observed ground water level.

The curve for Hole A in Fig. 10 (b) shows typically the pressure developed in the observation holes when they were temporarily sealed during the test. The pressures that were measured in the observation holes amounted to from 8 to 40 % of the excess pressure in the test section. As could be expected, any change in the supply pressure caused a corresponding change in the pressure developed in the observation holes. Sealing the hole disturbs the natural pressure decay for air (or water) flow. However the theoretical pressure distribution for steady state air injection from a borehole drilled in a drained (or dry) isotropic medium (Fig. 10, Barton, 1972), does show a relatively high pressure to within a few meters of the surface, which is in direct contrast to the case of water flow.

The flow of air into the test section and the flow out of Hole C are shown in Fig. 10 (c). For this test the flow out of Hole C amounts to about 4 % of the total flow. Once again it is evident that there is a time-lag before any change in the flow into the test hole is detected in the observation hole. A separate test illustrated in Fig. 11 showed that after a rapid reduction in supply pressure of 0.5 kg/cm², the flow out of Hole C remained constant for 10 to 15 min. whereafter it decreased to a stable value 75 min. after the start of the test. Next the supply pressure was suddenly increased by 0.5 kg/cm² to the original value at the start of the test. This resulted in a delay in the response at Hole C of approximately 5 min. and about 35 min. afterwards the flow out of Hole C was stable again and was identical in magnitude to the flow at the very beginning of the test.

During this test the positions of the packers in the observation holes were changed systematically so that the exact points of inflow of air could be established. In Fig. 12 the variation in flow measured along the length of the observation holes is compared to the results or water pressure tests. These measurements show that the air did not enter the observation holes through the most permeable joints or by way of the shear zone.

The results of the permeability tests with water are shown in Fig. 13 as well as the results of three separate tests with compressed air. The first test with air, Test No. 1 in the figure, was carried out just as air was being pumped into test section 3 for the first time when, of course, no air flow pattern had been established in the rock. The points representing Tests 2 and 3 agree fairly well but differ considerably from the first test. These 2 tests were made later in the test program at a time when nearly steady state flow conditions existed and the supply pressures were varied without stopping the flow of air into the hole.

The transport time for nearly steady state flow of air from test section 3, which was 27 m

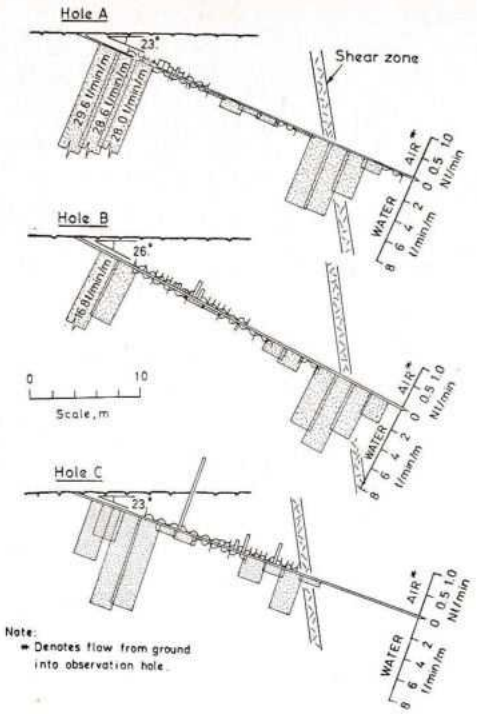


Fig. 12. Flow measurements in observation holes.

below the ground surface was measured for several supply pressures. The time required for the radioactive gas to reach the surface at Hole A was 35 min. for an excess pressure of 1.1 kg/cm^2 in the test section and 24 min. for a pressure of 1.6 kg/cm^2. At Hole C transport times of 28 min. and 12 min. were observed for excess pressures of 0.3 and 1.6 kg/cm^2 in the test section. These last tests make an interesting comparison with the theoretical results of transport time obtained from a parallel plate (Hele-Shaw) apparatus which was used to study some of these problems. (Barton, 1972).

Test section 4. (Depth 53.0 to 56.0 m)

This part of the test hole was selected for study because it crossed a shear zone as can be seen in Fig. 2. The granitic gneiss cores obtained in the region were badly fractured and no cores were recovered between 54.43 and 54.90 m. Because of difficulty in keeping the hole open during drilling this part of the hole was grouted with 100 kg of cement before the remained of the test hole was drilled. Water pressure tests made before and after grouting showed that the leakage rate was reduced from about 25 Lugeon to 3 to 4 Lugeon.

Compressed air was pumped into the test section over one period of 5 days and another of 7 days duration using excess pressures up to 1.8 kg/cm^2. The test program and observations were similar to those described above. A summary of the most significant observations is given in

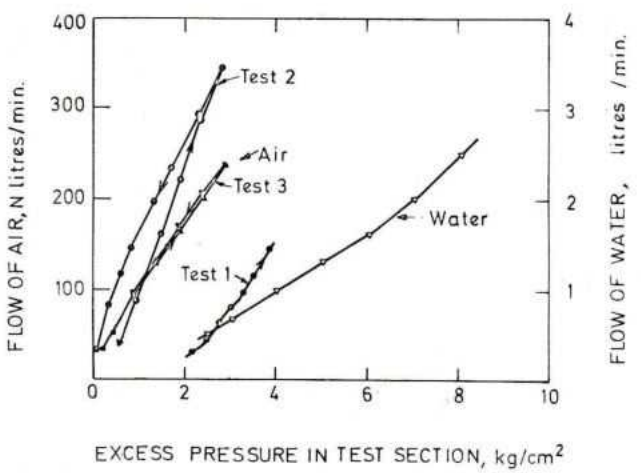


Fig. 13. Flow versus pressure for Test section 3.

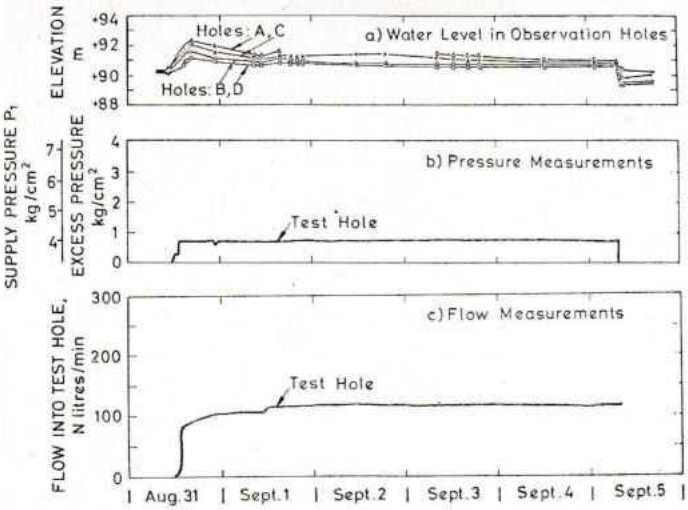


Fig. 14. Results of air permeability test in Test section 4.

Fig. 14. Once again a rise in the ground water level was observed at the start of the test and as can be seen in Fig. 14 (a) the maximum rise in ground water level of 2 m occurred about 5 hours after the start of the test and just before the first bubbling of air in the observation holes could be heard. After about 1 day the ground water level came to equilibrium at a level 0.5 to 1.1 m higher than the original water table.

The results of the permeability tests with water and air are shown in Fig. 15 as a function of the excess pressure in the test section. The results of 3 separate air injection tests agree very well. Both tests 1 and 2 were carried out after a steady state flow had been established in the borehole. During test 1 the supply pressure was increased in steps but in test 2 the pressure was decreased without interrupting the flow of air into the test hole. On the contrary, test 3 was at the very beginning of the test shown in Fig. 14 at a time when steady state flow had not been established in the rock. It can be shown theoretically that the leakage rates of air shown in Fig. 15 are nearly of the same magnitude as they would be if the rock mass was completely dry. In other words the leakage rate of air is not reduced as much as expected by the presence of water. This is presumably due to the fact that water is displaced completely from the immediate neighborhood of the borehole, and this zone more or less controls the overall flow characteristics due to the high pressure gradient. (See Barton, 1972).

Attempts to measure the transport time for the air that escaped from test section 4 were not very successful as it proved impossible to locate significant concentrations of the tracer at the ground surface. Surprisingly, none of the radioactive gas was intercepted by the observation holes. An unusually large dose of tracer was used in one test and although a thorough search was made at

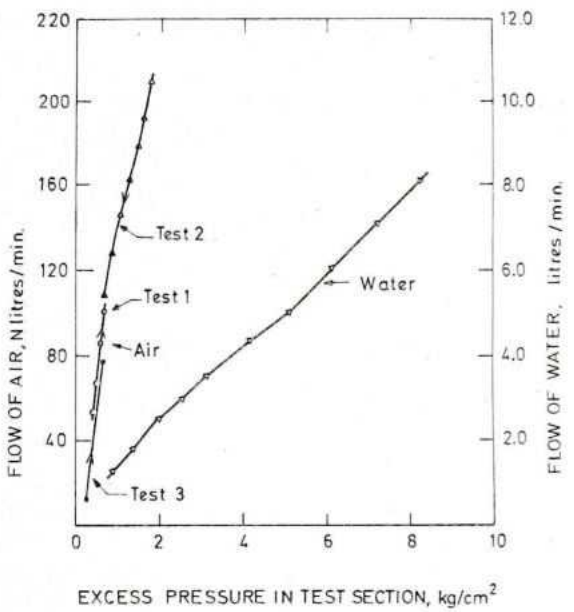


Fig. 15. Flow versus pressure for Test section 4.

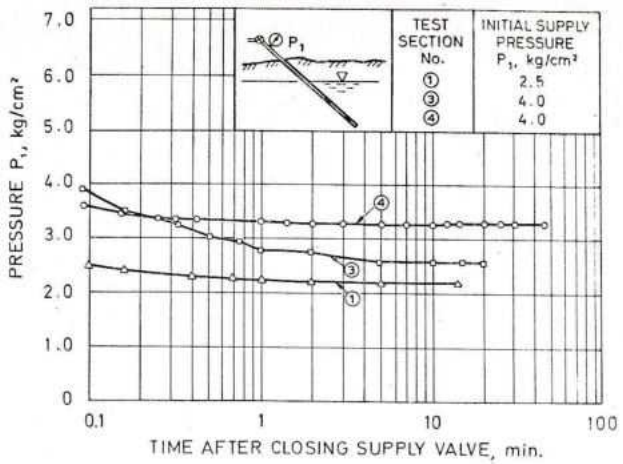


Fig. 16. Pressure in borehole after closing supply valve.

the surface along the strike of the shear zone over a distance of 110 m no significant concentration of the tracer was found. However a small amount of the gas was discovered directly over the test hole where the shear zone intersects the ground surface. With an excess pressure of 0.7 kg/cm^2 in the test section the transport time for the vertical distance of 33.5 m was about 90 min. which includes the time necessary for the difusion of the gas through the 3 m thick layer of moraine at this point.

In Fig. 16 typical curves for three test sections are given that illustrate the observed drop in pressure in the test hole immediately after the input valve at the top of the hole was closed during the air injection tests.

Discussion of results

The permeability tests at Brenntangen, like many other permeability tests, generate more problems in interpretation than they provide solutions to problems. Even the water pressure tests which are more or less a routine type test did not always give consistent results; thus it is not surprising that the tests involving compressible flow also gave inconsistent results that included at times a lot of scatter.

The flow versus time data for the four test sections show that as air was pumped into the borehole the flow increased rapidly initially but soon leveled off and remained constant as long as the supply pressure was left unchanged. Before these tests were started it was anticipated that at some time after the start of a test as the air worked its way upwards it would press the ground water aside and eventually form a continuous flow channel up to the surface at which time there would be a marked increase in flow. This was never observed. In all probability a continuous channel never formed except perhaps only in a limited zone very close to the test hole and that the transport to the surface was in the form of bubbles or discontinuous groups of bubbles.

The flow versus pressure curves generate more problems in interpretation. Test section 2 which consisted of very tight rock gave the smallest flow for both air and water as could be expected, but the test section with the greatest water permeability did not yield the largest air flow. Likewise Test sections 1 and 2 had significantly different water permeabilities but the flow of air for the same pressure was nearly identical in these two sections of the borehole. Furthermore in test section 3 the flow-pressure relationship observed as air was being pumped into the hole at the start of a test was different from the data obtained from a similar test carried out after steady state flow had been established. On the contrary, in test section 4 it did not make any difference whether steady state flow existed or not at the time of the pressure versus flow tests.

One thing should be pointed out that must have some bearing on the data presented herein. Even though four separate test sections were selected for study the joint system in the rock mass between the test hole and the surface may have been such that one or more of the test sections shared portions of the same leakage path to the surface. Since the tests were carried out at different times there is the possibility that the flow characteristics in these common joints changed during the test program because of the washing out of particles, clogging or may be even minor

hydraulic splitting. Some tests that were repeated seem to indicate that there may have been changes in permeability during the tests, for example the flow versus pressure tests in section 3.

In order to compare the flow of air and water at the same test pressure it is necessary to take into consideration the fact that the pressure distribution away from the borehole is a root logarithmic one for the case of steady state flow of a compressible fluid whereas it is simply logarithmic if the fluid is incompressible. These different forms are illustrated by Barton (1972), (Fig. 10). Air and water flow rates (that is air flow through dry rock, or water flow through saturated rock) can be theoretically related by allowing for the difference in viscosity for air and water, and interpreting the air flow rate at the algebraic mean excess pressure of the flow domain (see Muskat (1937) and Barton (1972)). The following volumetric flow rate ratios for air and water have been estimated on the basis of the field measurements.

Test section	Ratio: Flow rate of air/Flow rate of water
1	No comparison possible
2	25–50
3	175–250
4	50–75

The ratio of the viscosities of the two fluids and for an assumed ground temperature of 8 °C is 80.

The use of a tracer to determine transport times proved to be a very helpful tool. Transport times for steady state flow were found to vary from a few minutes to several hours. Bubbling of air in the observation holes at the surface was generally heard first between 3 to 5 hours after the compressed air supply was connected to the test hole.

The tests during which the pressure drop in the test hole was recorded immediately after the air supply valve was closed. Fig. 16, showed in every case that the pressure in the test hole dropped within a few minutes to a value corresponding to the hydrostatic ground water pressure. This seems to indicate that there was no significant storage of air in the rock surrounding the test section and that any flow channel that had developed collapsed and was replaced by water almost immediately. By comparison, the Rävfjäll tests (Bernell and Lindbo (1965)) showed appreciable storage characteristics. The authors concluded that the rock mass contained only very small amounts of water, due to an unusually hot dry summer, and favourable drainage due to the hilly topography. These conditions were not experiences at Brenntangen.

Acknowledgements

The tests at Brenntangen were carried out by the Norwegian Geotechnical Institute and the Institute for Atomic Energy; the work which was sponsored by the Institute for Atomic Energy and the Norwegian Water Resources and Electricity Board (NVE) was directed by Mr. O. Ørjasæter from the Institute for Atomic Energy.

References

1. *Bernell, L.* and *T. Lindbo* (1965). Tests of air leakage in rock for underground reactor containment. Plant Safety Features (Ed. C. E. Guthrie) Section IV. Nuclear Safety, Vol. 6, No. 3, pp. 267–272, 1965.
2. *Barton, N. R.* (1972). A model study of air transport from underground openings situated below ground water level. Symp. of the Int. Soc. for Rock Mech. "Percolation through fissured rock", Stuttgart, 1972.
3. *Muskat, M.* (1937). The flow of homogeneous fluids through porous media. McGraw-Hill, New York, 1937. Reprinted 1946 by Edwards Inc., Ann Arbor, Michigan. 763 p.

Luft og vannpressingsforsøk ved Jukla Kraftverk

Air and Water Permeability Measurements at Jukla Power Station

Sivilingeniør Nils Th. Dannevig – A/S Geoteam

Innledning

Under prosjekteringen av Jukla pumpekraftverk ble det klarlagt at med den valgte utforming av anlegget ville det bli nødvendig med en 380 meter lang svingesjakt på 45° stigning. Som uforet sjakt ville denne måtte sprenges med 30 m^2 tverrsnitt de nederste 255 meterene og 10–30 m^2 tverrsnitt de øverste 125 meterene. Denne løsningen virket unødvendig kostbar og Statskraftverkene fant det ønskelig å utrede andre alternativ (Stokkebø 1972).

Løsningen med et luftputekammer var nærliggende, men den hydrauliske virkemåte for et slikt kammer var ukjent.

Vassdrags- og havnelaboratoriet ved NTH og turbinleverandøren Kværner Brug A/S ble forelagt problemet. Disse fant at en slik løsning var gjennomførbar og hydraulisk meget gunstig.

Spørsmål vedrørende selve tettheten av fjellet, størrelsen av luftlekkasjen ut fra kammeret og eventuelt omfanget av nødvendige tettingsarbeider måtte for en stor del være ukjente i prosjekteringsstadiet. Her er de lokale geologiske forhold avgjørende og undersøkelser på stedet nødvendige.

Som ingeniørgeologiske konsulenter for Folgefonnanleggene har A/S Geoteam utført undersøkelsen for å danne grunnlag for valg av beliggenhet, orientering og utforming av kammeret. Dernest tar man sikte på å avklare omfanget av nødvendige tettingsarbeider og til sist vil man skaffe et grunnlag for dimensjonering av kompressorinstallasjonen.

Entreprenørservice A/S har utført diamantboring i forbindelse med dette arbeidet.

Sentralt i undersøkelsen står luft- og vannpressingsforsøk utført av Norges Geotekniske Institutt (DiBiagio og Myrvoll 1972).

Folgefonnverkene

Folgefonnverkene blir både prosjektert og bygget i egen regi av NVE – Statskraftverkene. Anlegget ligger mellom Hardangerfjorden og Folgefonna.

En oversiktstegning over anlegget er vist i figur 1. Anlegget består av 47,5 km tunneler fra 6–40 m^2. Som det fremgår av figuren, er det to kraftstasjoner – Mauranger og Jukla. Mauranger kraftverk har største fallhøyde 865 meter, hvorav 445 meter av fallet føres ned i en uforet trykksjakt og trykktunnel.

Overføringen fra syd, Bondhusoverføringen, innbefatter et bekkeinntak under Bondhusbreen.

Jukla pumpekraftverk ligger oppe i fjellet ved kote 800. Stasjonen har 4 magasiner, alle med forskjellige reguleringshøyder. Forskjellen i fallhøyde er ca. 200 meter mellom HRV i Jukladalsvann og LRV i Dravladalsvann. Dette medfører en forholdsvis komplisert utførelse av generatoren som vil operere på fallhøyder fra 90 til 270 meter og dessuten virke som motor under pumping.

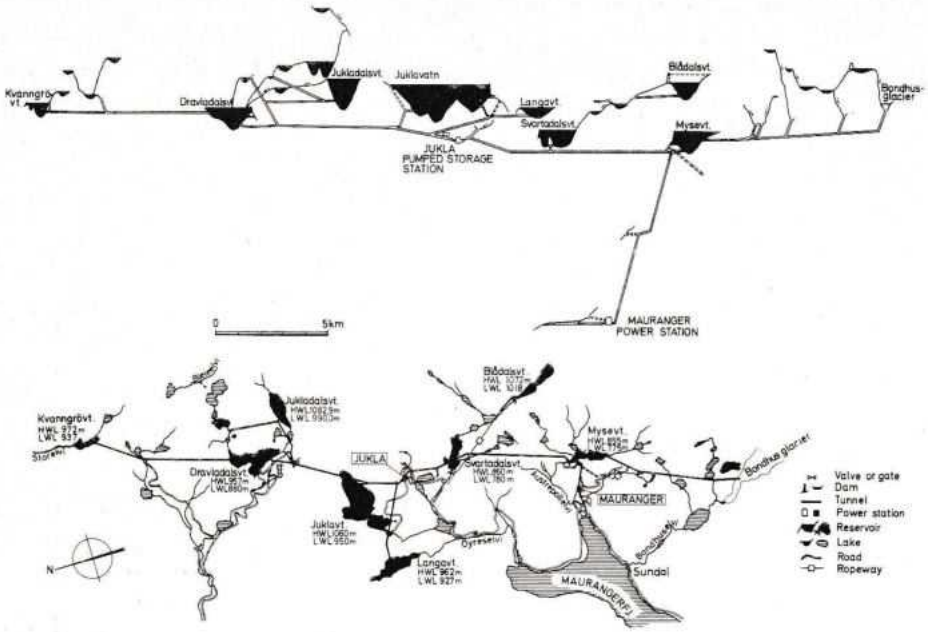


Fig. 1. Oversiktstegning Folgefonnverkene.

Jukla pumpekraftverk

I figur 2 er vist et oversiktskart over selve kraftstasjonsområdet ved Jukla pumpekraftverk.

Adkomsttunnelen er gjort forholdsvis lang. Dette skyldes at påhuggstedet ble bestemt utifra snøskredfaren i området.

Adkomsttunnelen fører inn i driftstunnelen som går på stigning 1 : 16 mot det nærmeste og største magasinet, Juklavann.

På kartet ser vi inntegnet beliggenheten av luftputekammeret 680 meter fra turbinen. På figur 3 som viser et snitt av anlegget, ser vi hvorledes luftputekammeret ligger høyere enn driftstunnelen. Dette er gjort for å hindre muligheten for en luftlekkasje fra kammeret og ut i driftstunnelen.

Det fremgår av figur 3 at stasjonen ligger "dykket" i den forstand at det er trykktunneler både på tilløps- og avløpssiden. Oppstrøms har man høyeste vanntrykk ca. 270 meter over turbinsentrum og nedstrøms 70 meter. Oppstrøms stasjonen er tunnelen stålforet 155 meter. Lengden av denne stålforingen er bestemt av de topografiske forhold ved at man har forlangt at fjelloverdekning i de uforede deler av driftstunnelen skal være 0,7 ganger vanntrykket eller større.

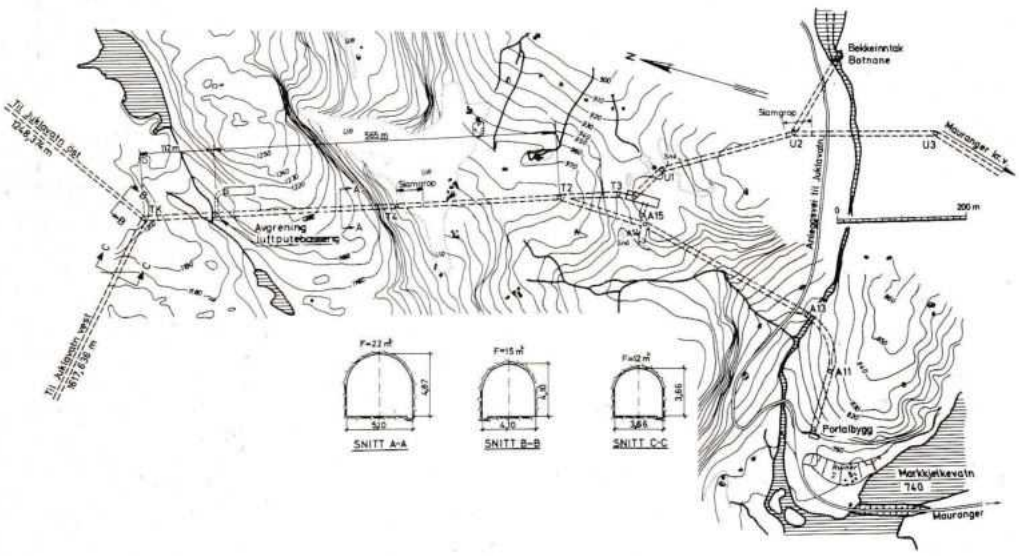
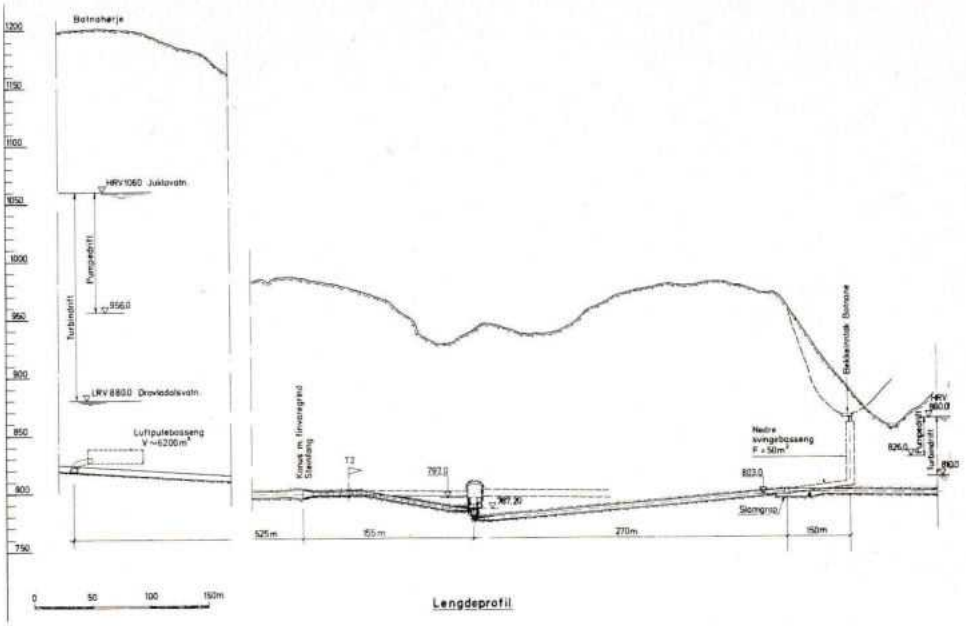


Fig. 2. Oversiktstegning Jukla kraftverk – Stasjonsområdet og luftputekammer.

Fig. 3. Lengdeprofil Jukla kraftverk.



Luftputekammeret

Som tidligere nevnt, ligger luftputekammeret ca. 680 meter fra turbinsenteret. Kammeret er på ca. 6200 m^3 og det er sprengt ut med 128 m^2 tverrsnitt og sirkulær heng. Kammeret er 48 meter langt, 12 meter bredt og 12 meter høyt. Lufttrykket i kammeret vil variere fra 6 kg/cm^2 til 24 kg/cm^2. Kammeret har en fjelloverdekning på ca. 340 meter.

Utformingen av kammeret er gjort slik at luftputen ligger godt over hengen i driftstunnelen. Videre er sålen sprengt horisontal slik at denne alltid ligger under vann. Dermed kan luften bare lekke ut i heng og vegger. For øvrig er utformingen av kammeret bestemt vesentlig utifra anleggstekniske hensyn.

Beliggenheten av kammeret er i stor grad bestemt utifra geologiske forhold. Ved kartlegging av oppsprekkingsforholdene og detaljstudier av bergartskjerner fra diamantborhull, fant man et område med spesielt godt fjell. For å få mer eksakte holdepunkter for vurdering av tetthetsforholdene, ble det utført vann- og luftpressingsforsøk.

Bergarten i området er en prekambrisk gneis. Nær kammeret har man svakhetssoner med svelleleire som har medført utstøpningsarbeider på stuff i driftstunnelen. Slike vanskeligheter har man unngått helt i kammeret. Bergarten har nær flattliggende lagdeling og er noe skifrig. På grunn av dette er hengen boltet systematisk med gyste kamstålbolter, lengde 3,0 meter, c/c 1,5 meter.

Denne sikring er først og fremst utført for å sikre under utsprengningsarbeider i kammeret, men under drift vil kammeret være utsatt for store trykk, muligens også returtrykk ved nedtapping av anlegget. Hertil kommer at ved omkobling fra høyt til lavt driftstrykk vil det bli en sterk nedkjøling av luften i kammeret på grunn av gassens adiabatiske utvidelse. Muligheten for utsprengning av flak fra fjellet på grunn av termiske spenninger er derfor også til stede.

Forsøksopplegg

Figur 4 viser plassering av de hull som er boret for å undersøke området før kammeret ble sprengt ut. Hullene 1, 2 og 3 er 48 mm diamantborhull og hull 4 er et $2^1/_2''$ hull boret med vanlig slagborutstyr. Hullenes lengde, L, og stigningsvinkel, α, i forhold til vertikalplanet er angitt på figuren. Alle hullene er boret på stigning.

Hull 4 ble boret først for å få en rent orienterende undersøkelse av sprekkevanntrykket i området.

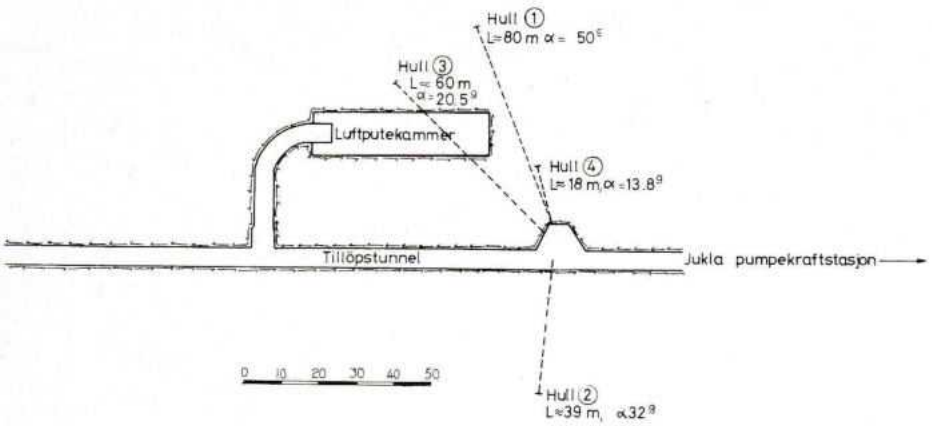


Fig. 4. Plansnitt luftputekammer Jukla kraftverk – Borhull for fjellundersøkelse.

Selvom det i tunnelen i området nær borhullene praktisk talt ikke fantes synlige vannførende sprekker, fikk man en liten vannlekkasje i form av drypp eller vannsig ut av alle borhullene.

I hullene ble det målt sprekkevanntrykk, vannlekkasje ut av hullet og vann og lufttap.

I det følgende vil hovedsakelig måleresultatene fra borhull 1 og 3 bli presentert.

Måling av sprekkevanntrykk og naturlig vanntilsig

Sprekkevanntrykkmålingene ble utført ved at man tettet borhullene med injeksjonspakninger. Disse pakninger er laget av gummislange som ekspanderes ved at man presser de sammen i lengderetning, dvs. samme prinsipp som korken i en termokanne. Til forsøkene ble anvendt pakninger av type Geonor modifisert ved at man anvendte dobbelt lengde på gummipakningen.

Pakningene ble plassert ca. 13 meter inne i borhullene, bortsett fra hull i 4 hvor pakningen sto bare 1 meter inne i hullet.

For å hindre at luft ble stående innestengt i borhullet når hullet fyltes med vann, ble det montert en plastslange for utlufting til toppen av hullet.

Dette tettingsutstyret ble forsynt med nødvendige koblinger og ventiler slik at det senere kunne brukes til øvrige målinger.

Før sprekkevanntrykkmålingene startet, ble den naturlige lekkasje ut av borhullene registrert. Man fant at lekkasjen ut av hull 1 var 1,2 l/time, i hull 2: 0,014 l/time, i hull 3: 0,16 l/time og i hull 4: 6,7 l/time. Den største lekkasjen var altså i det korteste borhullet.

Ved å flytte pakningene trinnvis innover i borhullene, fant man at 60 % av lekkasjen i hull 1 kom fra et parti 57,5 meter inne i hullet, i hull 4 kom 75 % av lekkasjen fra et parti nær bunnen av hullet.

Borhullene ble deretter fylt med vann og ventilene stengt. I figur 5 er vist hvorledes trykkene endret seg med tiden. Kurvene i figur 5 gjelder borhull 1 og 3. I borhull 1 ble det pumpet inn vann til man hadde et trykk på 40 kg/cm² før hullet ble stengt, mens hull 3 bare ble fylt med vann uten noe overtrykk. Man ser at trykket i hullene stabiliseres ved ca. 16 kg/cm².

Samme størrelse på sprekkvannstrykket fant man også i de andre hullene.

Bemerkelsesverdig er det at man kunne måle et så vidt høyt vanntrykk i hull 4 hvor pakningen sto bare 1 meter fra tunnelveggen og borhullet hadde stått fritt drenert i flere måneder før forsøket startet.

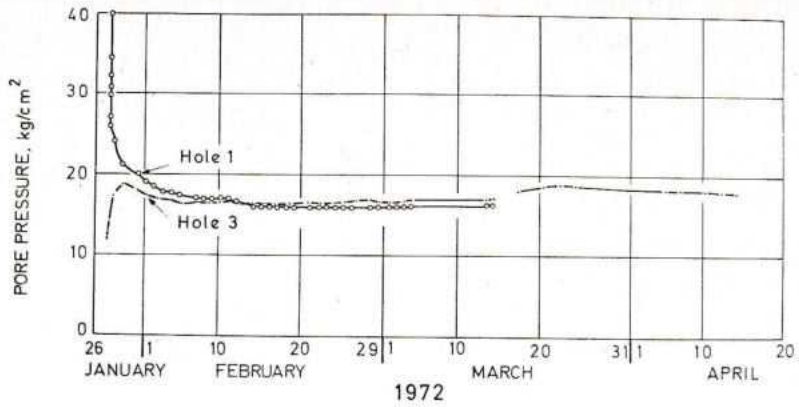


Fig. 5. Resultater fra sprekketrykksmålinger i borhull 1 og 3.

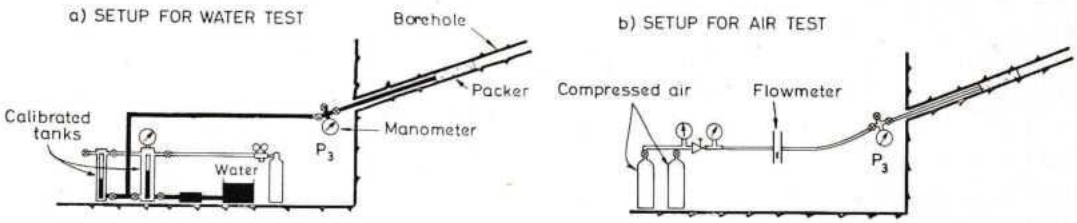


Fig. 6. Forsøksoppstilling.
a) Oppstilling for vanntest.
b) Oppstilling for lufttest.

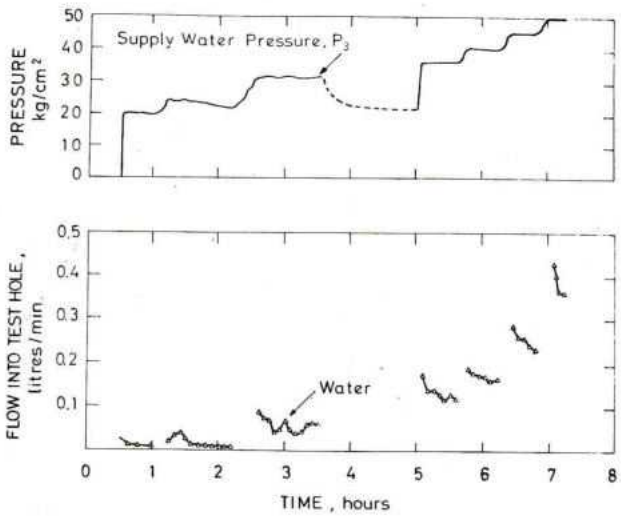


Fig. 7. Resultatet av vanntapsmåling i borhull 1.

Luft- og vanntapsmåling

For orientering ble det under diamantboringen utført vanntapsmåling med konvensjonelt utstyr ved 10, 20 og 30 kg/cm² vanntrykk. Forsøkene ga ingen brukbare måleresultater fordi vannlekkasjen var så vidt liten at en vanlig vannmåler ikke var nøyaktig nok. Dessuten hadde man problemer med lekkasje i rørskjøter og rundt pakkerne.

Det ble derfor laget et eget utstyr for vanntapsmåling. Utstyret besto av kalibrerte vanntanker satt under lufttrykk fra en pressluftflaske. Vanntrykket ble regulert med en trykkreduksjonsventil på trykkluftflasken og vanntapet ble avlest på vannstandsglass på beholderne. Figur 6 a viser forsøksoppstillingen.

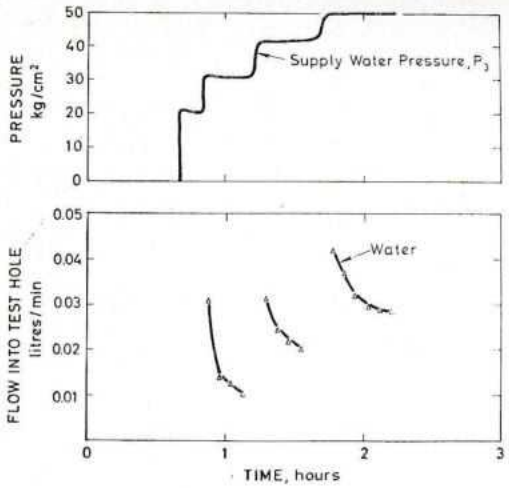


Fig. 8. Resultatet av vanntapsmåling i borhull 3.

Vanntapsmålingene ble utført ca. 7 uker etter at borhullene var stengt for sprekkevanntrykkmåling. Forsøket ble derved kjørt mot det naturlige sprekkevanntrykket man hadde i fjellet. Figur 7 viser resultatene av forsøket i hull 1 og figur 8 viser resultatet i hull 3. Forsøkene ble utført opptil 50 kg/cm^2 vanntrykk. Som man ser, er vanntapene meget små, men på samme måte som for vannlekkasjen ut av hullene, er det stor forskjell mellom vanntapene i de enkelte hull.

Vi ser at vanntapet i hull 1 er omkring 10 ganger så stort som i hull 3. Angitt i Lugeon er vanntapet i hull 1 0,0015 L og i hull 3 0,0002 L.

Under målingene av vanntapene ble det undersøkt om økningen av vanntrykket i målehullet påvirket sprekkevanntrykket i de omkringliggende borhull. Noen slik trykkøkning kunne ikke registreres. Det er derfor ingen eller svært dårlig kommunikasjon mellom sprekkene i de enkelte borhull.

Utifra teoretiske betraktninger omkring strømning av gass gjennom et oppsprukket medium kan man vise at sprekkevanntrykk- og vanntapsmålinger gir det beste utgangspunkt for å beregne hvilken luftlekkasje man vil få i det samme medium. Men på grunn av manglende erfaringer når det gjaldt permeabilitet av luft i fjell fant man det ønskelig også å måle lufttapet i borhullene.

Målingene ble utført ved at man kjørte luft fra trykkluftflasken inn i borhullene. Lufttrykket ble regulert med en konvensjonell trykkreduksjonsventil for gass. Luftforbruket ble registrert både ved et flow-meter og ved måling av trykkfallet i luftflaskene. Figur 6 b viser forsøksoppstillingen.

I borhull 1 ble det utført to forsøk med lufttapsmåling. Det første forsøket ble utført før sprekketrykkmålingene og det andre forsøket etter. Fjellet skulle derfor

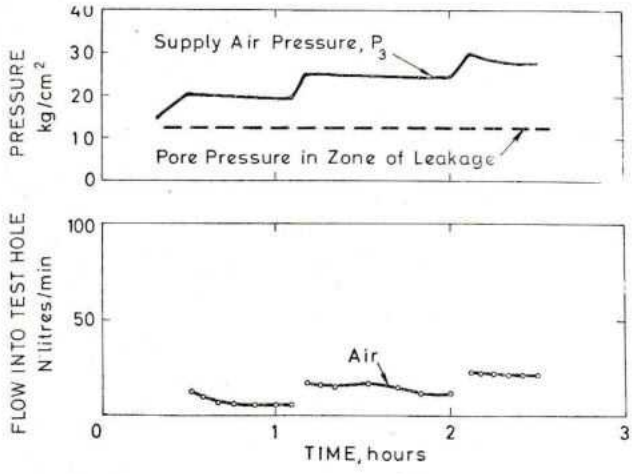


Fig. 9. Resultatet av første lufttapsmåling i borhull 1.

Fig. 10. Resultatet av andre lufttapsmåling i borhull 1.

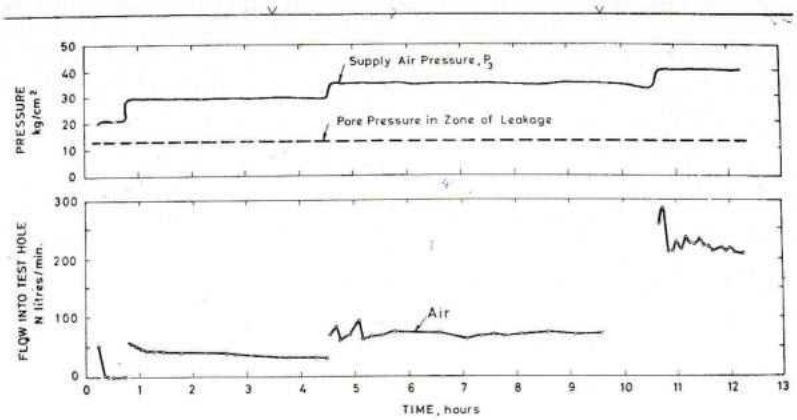


Fig. 11. Resultatet av lufttapsmåling i borhull 3.

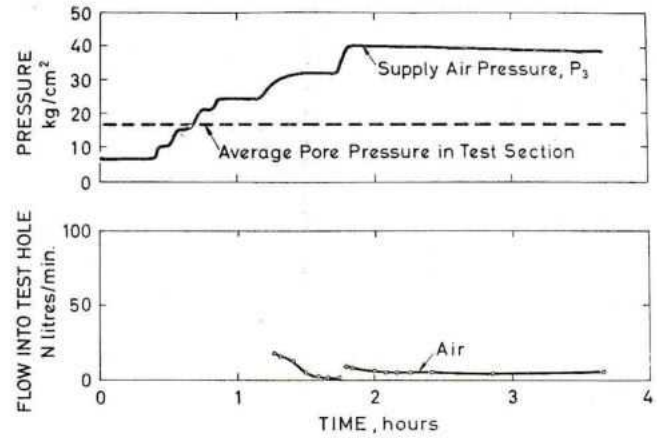
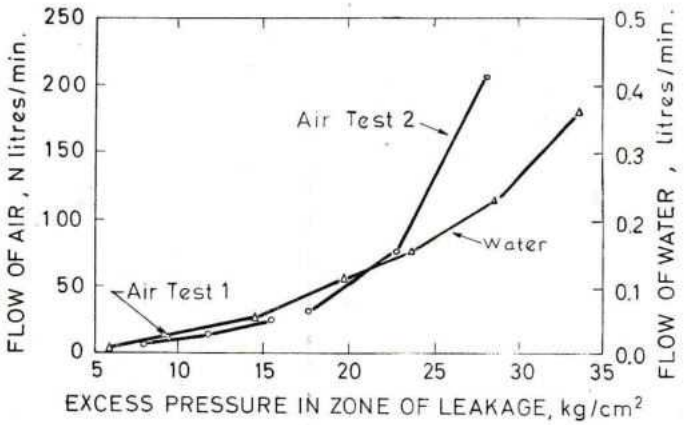


Fig. 12. Luft- og vanntap i forhold til overtrykk i borhull 1.



være noe mere mettet med vann ved det andre forsøket enn ved det første. Resultatet av de to forsøkene er gjengitt i figur 9 og 10.

I borhull 3 ble det utført lufttapsmåling før sprekketrykkmålingene. Resultatet av forsøket er gjengitt i figur 11.

Figurene gjengir øverst lufttrykket i borhullet ved de forskjellige tidsintervall og diagrammet under viser lufttapet i det samme tidsrom. Lufttapet er omregnet til ekvivalent volum ved atmosfærisk trykk og angitt i normalliter pr. minutt (Nl/min).

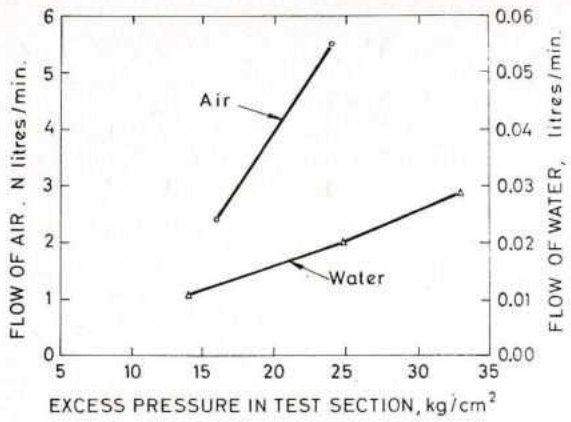


Fig. 13. Luft- og vanntap i forhold til overtrykk i borhull 3.

Som man ser, er det målt et meget lite lufttap i borhull 3 selv ved 40 kg/cm² lufttrykk. I hull 1 er det målt et lufttap på ca. 20 Nl/min. ved 25 kg/cm² trykk som er nær det lufttrykk kammeret maksimalt vil få. Ved 40 kg/cm² er det målt et lufttap på 220 Nl/min.

I figur 12 og 13 er sammenstilt resultatene vann- og lufttapmålingene i henholdsvis hull 1 og 3. Vann- og lufttapene er her plottet mot overtrykket i hullet i forhold til sprekkevanntrykket. Man ser at det ikke er linearitet mellom luft- og vanntap og trykk. Dette skyldes trolig at sprekkene i fjellet åpnes med økende trykk.

Sammenlikner man lufttap målt i volum komprimert luft med volumet av vanntapet ved samme trykk, finner man for eksempel at ved 40 kg/cm² trykk er dette forholdet lik 34 i hull 1. Ved samme trykk er forholdet lik 7,5 i hull 3. Disse forholdstall kan sammenliknes med den teoretiske forskjell på størrelsen av luft- og vanntap ved radiell, laminær strømning fra et borhull ut på en sprekk med parallelle sider. Man forutsetter helt vannmettet eller helt luftmettet sprekk og finner at ved 8 °C skal dette forholdstallet bli 40.

Dersom man antar at hele vanntapet som er målt i hull 1 følger kun én sprekk lokalisert 57,5 meter inne i hullet, dvs. på det sted hvor størsteparten av vanntilsiget kom inn i hullet, kan man beregne den teoretiske bredde på en slik sprekk. Ved et vanntrykk på 24 kg/cm², altså lik det høyeste trykk kammeret vil få, hadde man et vanntap på ca. 40 cm³/min. Dette tilsvarer vanntapet ved et overtrykk på 12 kg/cm² i forhold til sprekkvannstrykket 57,5 meter inne i hullet. Man forutsetter radial strømning ut fra borhullet og finner at det målte vanntapet under disse forhold kan skje langs en 0,0023 cm bred sprekk. Man kan gjøre en tilsvarende beregning av hvilken teoretisk sprekkebredde som kan gi den målte vanntilstrømning inn i borhullet da hullet sto fritt drenert. Man forutsetter det samme sprekkevanntrykk i fjellet og finner da en teoretisk sprekkebredde på 0,0016 cm. Denne mindre bredde kan forklares ved at forskjellen i poretrykk nærmest borhullsveggen vil medføre større effektivspenninger i det siste tilfelle og dermed en lukking av sprekken.

Man kan beregne hvilken luftlekkasje en sprekk med samme dimensjon som den som skjærer borhull 1, vil forårsake i et større kammer. Bruker man resultater som er funnet av Barton (1972) ved modellstudier og forutsetter en vertikal sprekk som skjærer et kammer med 12 meter diameter, vil luftlekkasjen bli 35 Nl/min. ved 8 kg/cm² overtrykk i forhold til et sprekkevannstrykk på 16 kg/cm².

Sluttord

Følgende konklusjoner kan foreløpig trekkes på grunnlag av disse forsøkene:

Fjellet er meget tett i området for luftputekammeret. De sprekkene som kan forårsake luftlekkasje av betydning, er trolig vannførende og vannlekkasjen er synlig.

Kammeret vil i store perioder ha lufttrykk som er mindre enn sprekkevannstrykket.

For å ta standpunkt til eventuelle injeksjonsarbeider i kammeret og for å skaffe grunnlagsmateriale for antakelsen om størrelsen på luftlekkasjen fra kammeret, blir alle vannførende stikk og sprekker nøyaktig registrert etter hvert som kammeret sprenges ut. Dessuten blir det utført vanntapsmåling i korte borhull i de områder man finner vannlekkasje.

Kammeret er i dag under utsprengning og forholdene virker meget lovende. Anlegget settes i drift høsten 1973.

Referanser

1. *Barton, N. R.* (1972). A model study of air transport from underground openings situated below ground water level. Symp. of the Int. Soc. for Rock Mechanics "Percolation through fissured rock", Stuttgart 1972.
2. *DiBiagio, E.* og *Myrvoll, F.* (1972). Insitu tests for predicting the air and water permeability of rock masses adjacent to underground openings. Symp. of the Int. Soc. for Rock Mechanics "Percolation through fissured rock", Stuttgart 1972.
3. *Stokkebø, O.* (1972). Jukla pumped – storage project in Norway. Economic Commission for Europe. Committee on Electric Power. "Symposium on Hydro-Electric pumped storage schemes", Athen 1972.

Summary

During the planning of Jukla Power Station it became apparent that a very large surge chamber would be necessary unless an alternative solution could be found. The most obvious alternative was the use of a compressed air surge chamber and the hydraulic considerations for such a solution appeared to be satisfactory. The engineering geological consultants had then to determine the geological possibilities of such a solution. The studies undertaken and the tests which were performed for the engineering geological aspects are presented in this paper.

Ingeniørgeologiske undersøkelser ved Bogna Kraftverk

Engineering Geological Studies at Bogna Hydro Power Scheme

Sivilingeniør Einar Broch — Geologisk Institutt, N.T.H.

Generelt om ingeniørgeologiske undersøkelser

Det er etter hvert blitt en anerkjent nødvendighet at det i forbindelse med fjellanlegg utføres ingeniørgeologiske undersøkelser. Formålet med disse er å gi byggherre, konsulent og entreprenør det nødvendige geologiske og fjelltekniske grunnlag for planlegging, prosjektering og utførelse av anlegget. Den karakter undersøkelsene til enhver tid får, avhenger av på hvilket stadium i planleggingen eller utførelsen anlegget befinner seg og på hvem som skal benytte resultatene.

I *Tabell 1* er vist en skjematisk oversikt over arbeidsforløpet ved en ingeniørgeologisk undersøkelse for et middels stort anlegg i fjell. Den deler arbeidet i tre stadier:

I) *Forundersøkelsene* er enkle, billige undersøkelser mens planleggingen ennå er på skissestadiet. De skal avsluttes med en rapport som gir planleggerne en oversikt over de geologiske og fjelltekniske forhold, vurderer mulighetene for å gjennomføre prosjektet og er til støtte ved valg av de forskjellige alternativ som måtte foreligge. Videre skal rapporten inneholde en plan for nødvendige detaljundersøkelser og gi en oversikt over hvilket kartgrunnlag som trenges for at slike kan gjennomføres.

II) *Detaljundersøkelsene* omfatter alle de undersøkelser som er nødvendig for at en endelig prosjektering av anlegget skal kunne foretas. De avsluttes med en omfattende rapport som vanligvis vedlegges anbudsdokumentene. Denne skal inneholde ingeniørgeologiske beskrivelser og stabilitets- og driftsmessige vurderinger av de enkelte deler av anlegget, bearbeidete resultater fra prøvetaking og laboratorieundersøkelser og sammefattende tolkninger eller vurderinger av de spesialundersøkelser som er utført. Med spesialundersøkelser menes f.eks. kjerneboringer, prøvestoller, seismiske eller andre geofysiske målinger, bergtrykksmålinger etc. Det skal klart fremgå av rapporten på hvilket grunnlag konstruksjoner, målinger, beskrivelser, vurderinger og tolkninger er foretatt. Feilgrenser må om mulig oppgis og usikkerheter ikke skjules.

III) *Anleggskontrollen* starter umiddelbart etter at anlegget er påbegynt og er en registrering av de faktiske forhold i anlegget. Det gjøres for det første for at en kontinuerlig revisjon og forbedring av de forutgående undersøkelser og de derpå baserte antakelser skal kunne gjøres. For det andre er disse registreringer, ofte kombinert med laboratorieundersøkelser (f.eks. av sleppematerialer) grunnlaget for anvisning av driftsmetoder, sikringsarbeider og eventuelle konstruksjonsforandringer. Sist, men ikke minst, er en sammenholdning av de faktiske forhold med de forutgående prognoser den eneste måten å samle erfaringer om for- og detaljundersøkelsenes brukbarhet og verdi på. En sluttrapport skal utarbeides. Den skal vise alle registrerte ingeniørgeologiske forhold, stabilitetsproblemer og utførte sikringsarbeider. En sammenligning med prognosene bør foretas og de vunne erfaringer omtales.

Forholdene her i landet ligger vanligvis godt til rette for vellykket anleggsdrift i fjell. Den praksis som er fulgt i forbindelse med ingeniørgeologiske undersøkelser for

Tabell I. Skjematisk oversikt over arbeidsforløpet ved en ingeniørgeologisk undersøkelse for et middels stort anlegg i fjell (etter Lien, 1968, Fookes, 1967).

Stadium I Forundersøkelse		*Stadium II* Detaljundersøkelse		*Stadium III* Anleggskontroll
1. Studie av foreliggende grunnlagsmateriale. 2. Befaring. 3. Prøvetaking. 4. Laboratorieundersøkelser 5. Studie av flyfotos. 6. Foreløpig rapport. a) Hovedproblem b) Valg av alternativ c) Plan for stadium II	Nødvendig kartlegging og flyfotografering.	1. Ingeniørgeologisk detaljkartlegging. 2. Prøvetaking. 3. Spesielle undersøkelser: a) Kjerneboringer b) Stoller c) Sjaktning d) Seismiske målinger e) Spesielle målinger in situ 4. Laboratorieundersøkelse 5. Tilleggsundersøkelser 6. Sluttrapport	Eventuelle supplerende undersøkelser	1. Registrering av de faktiske forhold i anlegget. 2. Anvisning for a) driftsmetoder b) sikringsarbeider c) ønskelige konstruksjonsforandringer. 3. Samle erfaringsdata.

fjellanlegg, vil derfor langt fra alltid følge det oppsatte skjema. Ofte vil stadium I og II flyte sammen. Dette kan, særlig for mindre anlegg, være både hensiktsmessig og riktig. Men for litt større anlegg kan det føre til at prosjekteringen foretas på det uferdige grunnlag en rapport fra en forundersøkelse alltid vil være. Det som imidlertid oftest fra en ingeniørgeologs synspunkt har vært å beklage, er at stadium III, anleggskontrollen, enten har vært utelatt eller så sterkt redusert at oppsamlingen av erfaringer har vært minimal. Den endrede holdning en har kunnet registrere på dette område i den senere tid er en meget gledelig begivenhet for norsk ingeniørgeologi.

I årene 1966–71 deltok forfatteren i de ingeniørgeologiske undersøkelser som ble foretatt ved Bogna Kraftverk i Nord-Trøndelag. En gjennomgåelse av materialet viser at undersøkelsene i store trekk fulgte det skjema som er vist i *Tabell I.* Som en utdypende forklaring til dette kan det derfor ha en viss alminnelig interesse å se på hovedtrekkene i de undersøkelser som ble utført og de erfaringer som ble vunnet.

Data og Bogna kraftverk

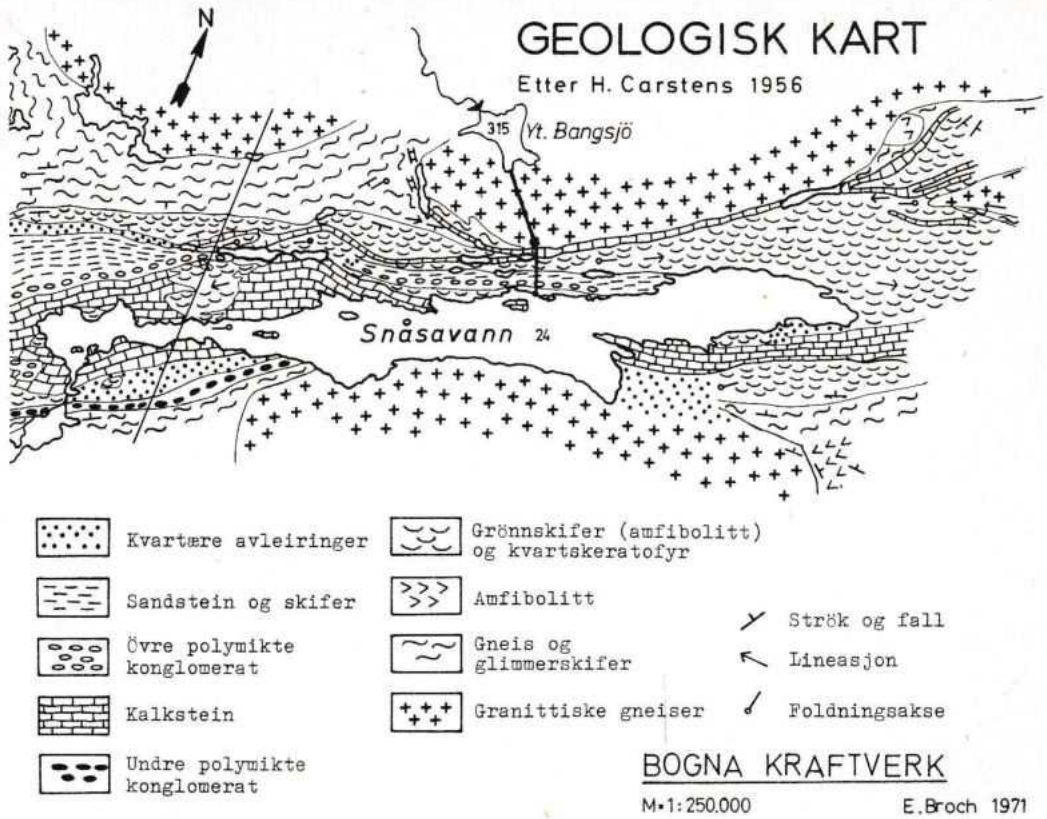
Bogna Kraftverk eies av Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk (N.T.E.), Steinkjer, som selv har forestått planlegging og bygningsteknisk prosjektering. Kraftverket utnytter den ca. 290 m store fallhøyden mellom Ytre Bangsjø og Snåsavann. Adkomsten til stasjonen ligger ca. 500 m fra E6 nokså nær midt på Snåsavannets nordvestside. Stasjonen har et aggregat på 55 MW og produksjonen i et medianår er beregnet til 150 GWh.

Tilløps- og avløpstunnel har tverrsnitt 15 m^2 og er henholdsvis 3,6 og 2,3 km lange. Trykksjakten, som er uforet og går med helningsvinkel 45°, har tverrsnitt på 13 m^2 og lengde 350 m. Adkomsttunnelens tverrsnitt er 25 m^2 og lengden er 1000 m. Sprengningsmål for stasjonshallen er 10 x 30 m. Akseretningen er N 60° V.

Forundersøkelser

13. juni 1966 ble området hvor stasjonen var tenkt plassert befart. Forut for befaringen var skaffet til veie et geologisk kart med beskrivelse over området, Figur 1, flyfoto i målestokk ca. 1 : 15.000 og topografisk kart i målestokk 1 : 100.000.

Fig. 1



Av spesiell betydning på daværende tidspunkt, før prosjekteringsarbeidet var påbegynt, var å få svar på spørsmålet:

1) Tilsier de geologiske forhold at tunnelfremføringer eller hallplassering er umulig eller byr på spesielle problemer som vil kreve unormale løsninger eller omkostninger?

Det ble tidlig fastslått at svaret på dette var nei, og følgende spørsmål kunne derfor stilles:

2) Hvilke faktorer vil være avgrensende for et egnet område for plassering av stasjonshallen, og hvilke alternative retninger for gunstig orientering av hallens lengdeakse foreligger?
3) Hvilke områder bør detaljkartlegges og i hvilken målestokk?

Etter befaringen, som ble foretatt sammen med byggherrens prosjektleder, samt ytterligere studier av det foreliggende materiale, ble det utarbeidet en rapport. De tre viktigste punktene i denne gjaldt:

a) *Bergartsfordelingen*. Det geologiske kart (Fig. 1) ble kommentert. Det ble fastslått at tilløpstunnel, trykksjakt og stasjonshall ville bli liggende i granittiske gneiser av uviss alder, mens adkomst- og avløpstunnel ville gå nær normalt på strøket for en steiltstående serie av ordoviciske sedimentbergarter (kalksteiner, grønnskifre og sandstein m/konglomerat).
b) *Kraftstasjonshallen* ble foreslått plassert innenfor grensen mellom de to bergartsformasjoner. Viktigheten av en nøyaktig oppmåling av denne grense ble understreket. Ved hjelp av en forenklet sprekkerose ble anvist to forslag til orientering av hallens lengdeakse.
c) *Behovet for detaljkart* ble anvist ved avmerking på flyfotoene. Det ble i den forbindelse tatt hensyn til fjellgrunnens strukturer og mulighetene for senere justeringer av traséene.

Utover dette ble bl.a. løsmasseoverdekning og isbevegelsesretning kommentert. En forutsatte detaljundersøkelser på et senere tidspunkt.

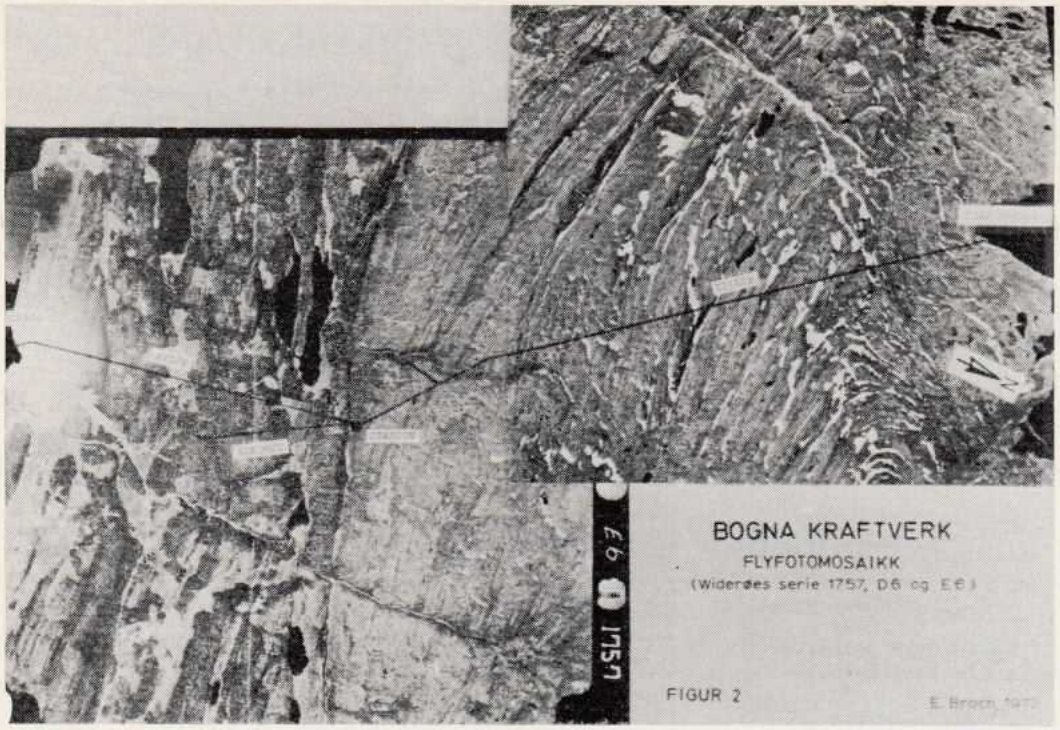


Fig. 2

Detaljundersøkelser

I løpet av vinteren 1966/67 ble det konstruert kart i målestokk 1 : 5.000 med 5 meter ekvidistanse som dekket området fra Snåsavann til ca. 500 meter inn på den planlagte tilløpstunnel. For den øvrige del av tilløpstunnelen, ca. 3000 meter, forelå ikke detaljkart. Med utgangspunkt i rapporten fra den ingeniørgeologiske forundersøkelse samt korte befaringer til aktuelle påhuggs- og utslagssteder, ble anlegget plassert på detaljkartet. Plasseringen av de viktigste deler fremgår av flyfotomosaikken i *Figur 2.* Det ble deretter avtalt at en detaljert ingeniørgeologisk kartlegging supplert med prøvetaking skulle foretas langs alle tunneltraséer.

Selve feltarbeidet, som strakte seg over 3 dager, ble utført i august 1967 av to ingeniørgeologer. Bergartsgrenser og svakhetssoner ble innmålt og vurdert ut fra deres topografiske eksponering. Likeledes ble detaljsprekkene og bergartsstrukturene registrert. Det ble tatt prøver av de fire hovedtypene av bergarter for laboratorieanalyser. 6. november ble det avsendt rapport hvor resultatet av feltarbeidet og laboratorieanalysene ble fremlagt. Denne var bilagt med kart og profiler som viste antatt forløp av bergartsgrenser og svakhetssoner, samt sprekkemønstre. Profilet er vist i *Figur 3.*

Ca. 200 meter fra utløpet i Snåsavann fryktet en for at leirmassene skjulte en dyp kløft. Sonderboringer ble derfor utført langs avløpstunnelens trasé i dette område. Antatt fast fjell ble på det dypeste først funnet i nivå omtrent med prosjektert tunnelheng. Da valg av hengnivå på dette punkt ville bli kritisk for fremføringen av avløpstunnelen, fant en at seismiske refraksjonsmålinger burde foretas som supp-

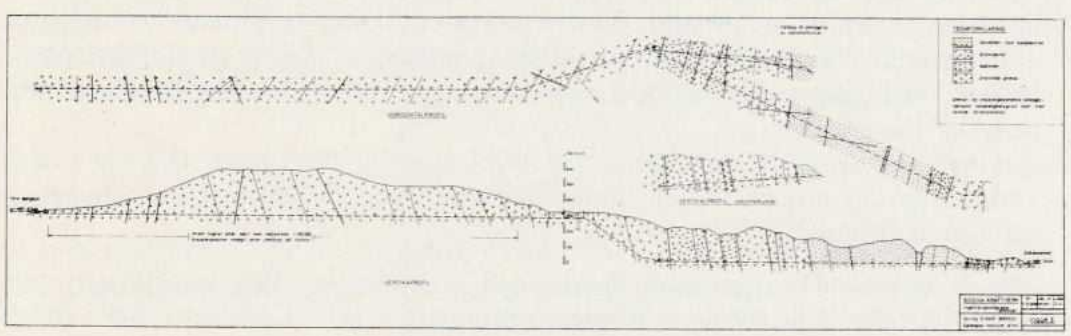
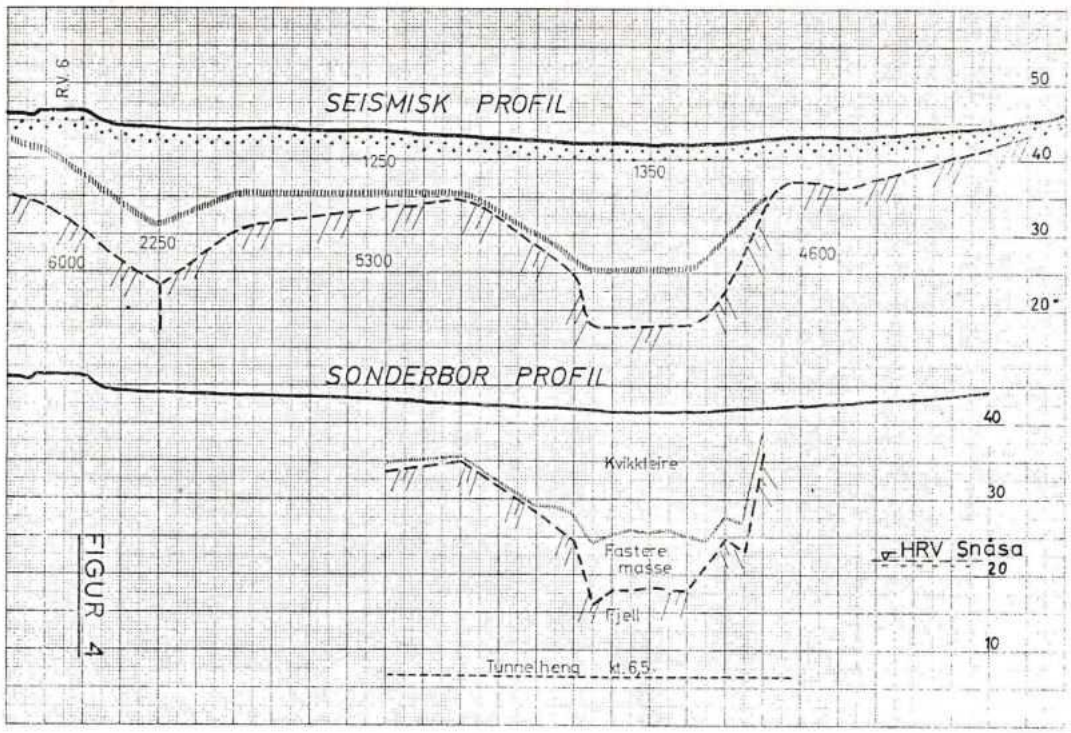


Fig. 3

Fig. 4



lement til boringene. *Figur 4* viser utsnitt av det seismiske profil langs tunneltraséen sammen med sonderborprofilet i samme snitt. Det vil fremgå at det er meget god overensstemmelse mellom disse. Videre undersøkelser, såsom kjerneboring, ble derfor ikke utført, idet en forutsatte sonderboringer fra stuffen når denne nærmet seg det kritiske området. En fryktet spesielt store vanninnbrudd idet en ved sonderboringene hadde registrert artesisk vann i et par av borhullene nær kløfta.

Også ved inntaket i Ytre Bagnsjø ble det opptatt seismogrammer. Dette ble gjort for å gi sikrere grunnlag når inntaksløsning skulle velges. Samtlige profil viste tynne løsmasselag, 0–2 m.

På grunnlag av de utførte detaljundersøkelser ble en ingeniørgeologisk oversikt over anlegget utarbeidet og vedlagt anbudsdokumentene. Denne var bilagt med ingeniørgeologisk kart og profil. Rapporten ga en detaljert petrografisk beskrivelse av bergartene. Tabell over målte og beregnede bergmekaniske data var vedlagt, *Tabell II,* og borbarhets- og sprengbarhetsegenskaper for de forskjellige bergarter ble kommentert, liksom også deres anvendbarhet som betongtilslag og i vegbygging ble vurdert (kort avstand til E6). Svakhetssonenes innvirkning på stabiliteten i de ulike deler av anlegget ble omtalt. Rapporten ble avsluttet med en prognose over de mengder av sikringsarbeider en måtte forvente i de forskjellige tunneler. Følgende prosentvise lengder av tunnelene ble antatt måtte sikres med betongutstøpninger eller annen kraftig sikring såsom kombinasjon av bolter og armert sprøytebetong:

Tilløpstunnel	:	1–2%
Adkomst- og kabeltunnel	:	5–6%
Avløpstunnel	:	5–6%

Da rapportens form, og muligens dens innhold, kan ha generell interesse, er den vedlagt in extenso som Appendix.

Utover de undersøkelser som hittil er omtalt, ble mulighetene for å finne betongsand i inntaksområdet undersøkt. Det ble også anvist egnete områder for steinbrudd til fyllingsdammen ved Ytre Bagnsjø. Under oppbyggingen av dammen viste det seg at det først valgte steinbrudd ikke ga prosentvis nok plastringsblokker selv etter at sprengningsmetoden var omlagt. En måtte derfor finne og drive et brudd slik at dette i første rekke ga en stor blokkprosent.

Tabell II. Laboratorieundersøkelser av bergartsprøver fra Bogna kraftverk. Utført ved Geologisk Institutt, NTH, Trondheim for Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk, Steinkjer.

Sammenstillingsskjema

Bergart	Granittgneis	Kalkstein	Grønnskifer	Sandstein
Spesifikk vekt	2,62	2,72	2,80	2,76
Flisighetstall, 11,2–16,0 mm, f	1,40	1,38	1,35	1,36
Flisighetstall, 8,0–11,2 mm, f	1,56	1,44	1,44	1,47
Sprøhetstall, 11,2–16,0 mm, s_{20}	54,5	55	41	35
Sprøhetstall, 8,0–11,2 mm, s_{20}	54,5	52	44	37
Sprøhetstall, 11,2–16,0 mm, s_5	24	30	19	16,5
"Dødhet", s_5/s_{20}	0,44	0,55	0,46	0,47
Slitasjeverdi	21	0,75	1,5	3,5
Sievers J-verdi, normalt	8	171	74	22
Sievers J-verdi, parallelt	9	69	26	7
Lydhastighet, normalt $v_{min.}$ (m/sek.)	3619	2747	3552	4141
Lydhastighet, parallelt $v_{max.}$ (m/sek.)	4524	5029	4568	4689
Anisotropi, $v_{max.}/v_{min.}$	1,25	1,83	1,29	1,13
Strekkfasthet, normalt $\sigma_{min.}$ (kp/cm^2)	105	27	50	136
Strekkfasthet, parallelt $\sigma_{max.}$ (kp/cm^2)	162	52	93	200
Borsynkindeks, normalt	52	73	53	41
Borsynkindeks, parallelt	53	68	47	32
Borslitasjeindeks, normalt	32	10	19	29
Borslitasjeindeks, parallelt	30	10	21	38
Sprengbarhetsindeks, S_i	2,1	(4,5)	3,3	2,1

Anleggskontroll

Den første kontrollbefaring ble foretatt i september 1968. Adkomsttunnelen var da drevet ca. 100 meter. Laboratorieanalyser av materiale fra fire mindre slepper viste at disse inneholdt montmorillonitt, kloritt og delvis litt kalkspatt. Fri svelling ble målt til 135–145 % og potensielt svelletrykk til 11–18 tonn/m^2. I tilløpstunnelen som i sin helhet gikk i granittiske gneiser, ble de første svakhetssoner prøvetatt i januar 1969. Venstrestuffen var da drevet inn ca. 200 meter. Analyser viste at sleppene inneholdt illitt og montmorillonitt med fri svelling 250–295 % og potensielt svelletrykk 25–31 tonn/m^2. Det ble altså tidlig konstatert at begge bergartsformasjoner hadde svelleleireførende slepper, men at disse var klart forskjellige i sin karakter. Disse forhold var av stor betydning når de senere sikringstiltak skulle vurderes.

Frem til september 1970 ble det ialt foretatt 11 kontroll- og sikringsbefaringer. Det gjensto da å drive ca. 100 meter av tilløpstunnelen. Ved slutten av perioden ble det foretatt en systematisk registrering av de ingeniørgeologiske forhold i samtlige tunneler. Samtidig ble alle utførte og foreskrevne sikringstiltak registrert. I *Figur 5* er satt opp en liste over de forhold som ble registrert og hvilke symboler og forkortelser som ble brukt for innføring av observasjonene på det skjema for ingeniørgeologisk kartlegging av tunnelene som ble utarbeidet. *Figur 6* viser eksempel på et slikt skjema i utfylt stand for en strekning på 250 meter av tilløpstunnelen.

Bortsett fra for deler av tilløpstunnelen ble alle tunneler sikret etter de anvisninger som ble gitt. *Tabell III* viser et sammendrag av disse for de enkelte tunneler.

Forsinkelser og uventet mange svakhetssoner i øvre del av tilløpstunnelen, som praktisk talt i sin helhet ble drevet nedenfra, førte til at deler av denne ble midler-

Fig. 5

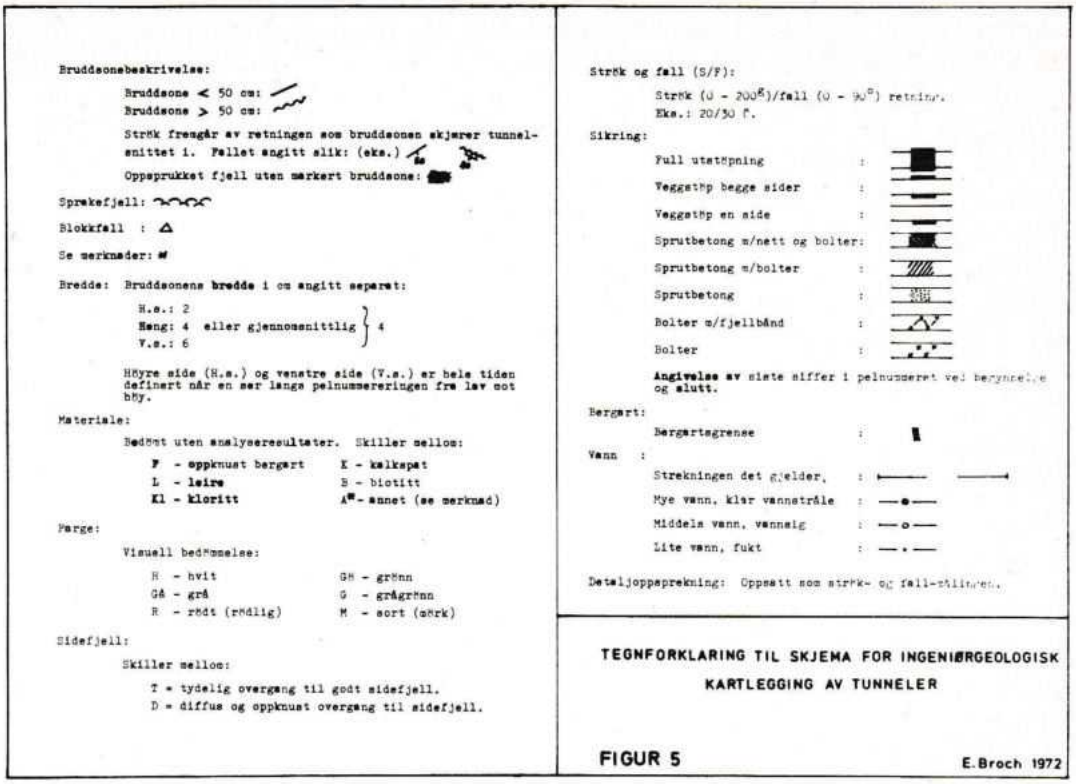
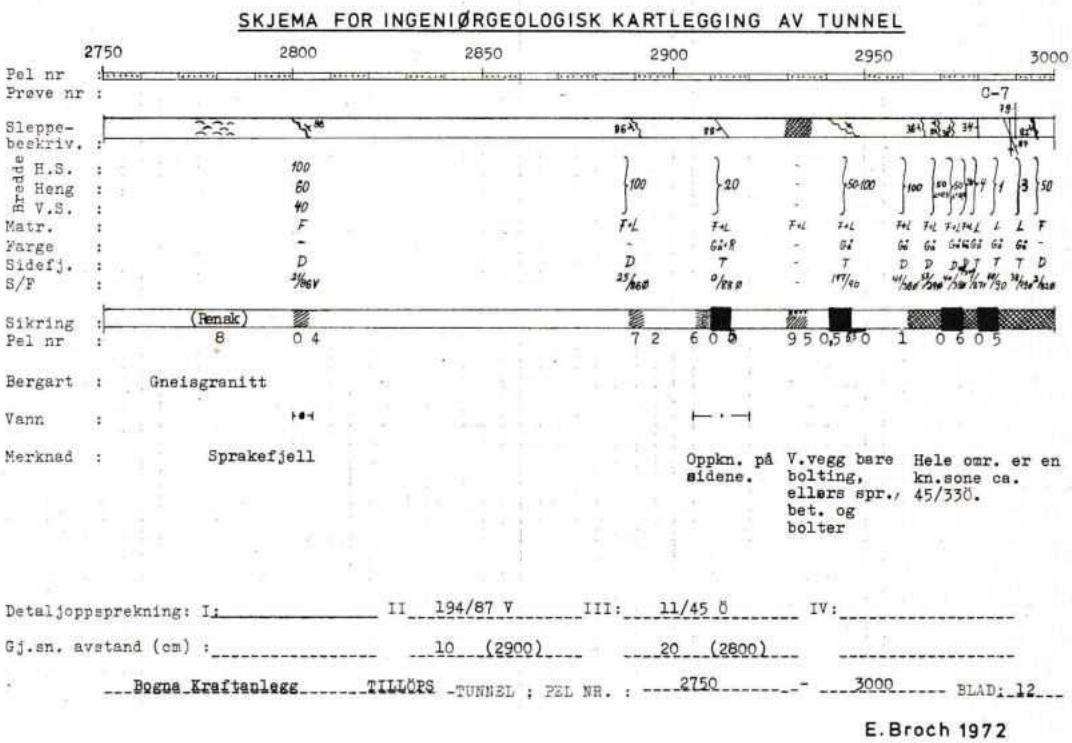


Fig. 6



tidig sikret før vannet ble satt på. Dette fremtvang spesielle problemstillinger og ga interessante erfaringer m.h.t. registrering, vurdering, sikring og senere kontroll av svakhetssoner. Disse forhold er diskutert i en intern rapport ved Geologisk Institutt, men ligger utenfor rammen av denne artikkel.

Tabell III. Sammendrag av anviste sikringstiltak ved Bogna kraftverk. Tallene refererer til løpende meter tunnellengde. I parentes er gitt den prosentvise andel av hele tunnellengden.

Sikringsmetode		Tilløps-tunnel (3600 m)	Trykk-sjakt (450 m)	Avløps-tunnel (2300 m)	Adkomst-tunnel (1000 m)	Sum alle tunneler (7350 m)
Full utstøpning	(m)	228 (6,3%)	50 (11,1%)	270 (11,7%)	45 (4,5%)	593 (8,1%)
Veggstøp	(m)	43 (1,2%)	–	26 (1,1%)	12 (1,2%)	81 (1,1%)
Armert sprøytebetong	(m)	170 (4,7%)	8 (1,8%)	31 (1,3%)		209 (2,8%)
Uarmert sprøytebetong	(m)	48 (1,3%)	5 (1,1%)	18 (0,8%)		71 (1,0%)
Bolting med fjellbånd	(m)	7 (0,2%)	–	5 (0,2%)	65 (6,5%)	77 (1,0%)
Bolting uten fjellbånd	(m)	110 (3,1%)	2 (0,5%)	34 (1,5%)		146 (2,0%)

Prognosene sammenholdt med sikringsanvisningene

a) Tilløpstunnelen

Ved passeringen under Merkesbekken var forventet betydelige stabilitetsproblemer. Bortsett fra litt lekkasje og en mindre sone som måtte boltes, inntraff imidlertid ikke slike. Dette var noe overraskende idet Merkesbekken i passeringsområdet med tunnelen følger en meget markert kløft som ligger på tvers av isbevegelsesretningen. Den mest sannsynlige forklaring er at Merkesbekken er et rent erosjonsfenomen, dvs. at isbreen og de topografiske forhold forøvrig har tvunget drenasjen til å foregå i et helt begrenset område, og at svakhetssoner i fjellet kun i ubetydelig grad har fått dirigere bekkens løp. Denne forklaring støttes av det noe uregelmessige løp bekken følger og det forhold at ingen svakhetssone kan ses i forlengelse av bekken.

På strekningen fra knekkpunktet i tunnelen og frem til inntaket, ialt ca. 3000 m, forelå det hverken under prosjekterings- eller byggefasen detaljkart. Prognoser for denne strekning ble derfor fremsatt under tvil. Bortsett fra to parallelle flatslepper (fall 18°) ca. 2500 m fra tverrslaget hadde en som ventet bare ubetydelige stabilitetsproblemer på de første ca. 2500 m av denne strekning hvor kart manglet.

På de siste ca. 500 m frem til inntaket fikk en imidlertid betydelige problemer med leirførende knusningssoner. Her er av kraftigere sikringstiltak ialt anvist:

155,5 m full betongutstøpning, tilsv. 31,1 % av tunnelstrekningen.
28,0 m veggstøp tilsv. 5,6 % av tunnelstrekningen.
63,0 m armert sprøytebetong tilsv. 12,6 % av tunnelstrekningen.
18 m utstøpning på to steder ble utført på stuff.

På denne strekning går tunnelen med overdekning fra 80 til 20 m under et delvis myrdekket terreng. Det er tydelig å se av flyfotoene at de rolige antiklinalstrukturene som preger topografien ovenfor og SØ for dette område, her rives opp og gir rotete topografiske forhold. En forutså nok ikke fullt ut hvilke uheldige stabilitetsmessige konsekvenser dette skulle få for tunnelen, slik at en kunne ha gjentatt kravet om dekning av området med detaljkart. Selv om flyfotoene fremdeles hadde vært de samme og terrengforholdene og de geologiske strukturer utvilsomt kompliserte å interpretere, mener en dog at det med en god kartdekning over området skulle vært mulig på forhånd å ha laget en bedre prognose. Å forutsi så store mengder sikringstiltak som ble nødvendig, anses for lite sannsynlig, idet det var tilstedeværelsen av svelleleire i svakhetssonene som i første rekke førte til de store mengder anvist betongutstøpning. Med utgangspunkt i ovenstående kan en si at nok en gang viste det seg å være dårlig økonomi å spare på utgiftene til gode detaljkart for detaljundersøkelsene.

b) Trykksjakten

Det var ikke ventet at betydelige svakhetssoner skulle krysse denne, og det ble derfor valgt uforet sjakt. På fire steder viste det seg imidlertid nødvendig å støpe ut. Den lengste av disse utstøpninger stemmer rimelig godt overens med den nedre prosjekterte svakhetssone. De øvrige gjelder utstøpning av karbonatslepper med forvitret sidefjell. Andre karbonatslepper er sikret med sprøytebetong, delvis kombinert med bolter.

Mulighetene for å påvise slike karbonatslepper ved flyfotostudier og befaringer anses for å være relativt små. De vil da heller ikke normalt kreve sikring av noe særlig omfang i en vanlig overføringstunnel. I en uforet trykksjakt derimot, hvor kravene til stabilitet og ikke minst vanntetthet er spesielt store, vil fjell som viser seg å inneholde karbonatførende sprekker og slepper kreve uforholdsmessig meget sikring.

c) Adkomsttunnelen

De beregnede bergartsgrenser viste seg å stemme meget godt. De var imidlertid på langt nær stabilitetsmessig så vanskelige som forventet. Selv om en nok forutså at disse var topografisk overeksponert av en isbrebevegelse nær parallelt deres strøkretning, viste denne overeksponering seg å være sterkere enn antatt. Ytterligere grunner til at sikringstiltakene i adkomsttunnelen er relativt beskjedne og ble utført hovedsakelig etter at anlegget var ferdig, kan være den nærmest optimalt gunstige krysningsretning mellom tunnelen og svakhetssonene, samt det forhold at svelleleiren i dette sprekkesystem var lite aktiv.

Det ovennevnte gjelder også for den svakt diskordante formasjonsgrense mellom den granittiske gneisen og de ordoviciske sedimentbergartene. Dog måtte denne grensesone utstøpes i avløpstunnelen og i kabelsjakten. Dette er forøvrig eneste utførte sikringsarbeide i kabelsjakten.

d) Avløpstunnelen

Også i denne tunnel viste de konstruerte bergartsgrenser seg å stemme meget godt. Her måtte imidlertid grensen mellom undre kalksteinslag og grønnskifer støpes ut på stuff, mens den i adkomsttunnelen kunne støpes ut på et senere tidspunkt. Videre måtte grensen mellom øvre kalksteinslag og grønnskifer sikres med armert sprøytebetong.

Ved den dype kløften nær utløpet som en antok markerte grensen mellom konglomeratet og grønnskiferen, se *Figur 4*, var betydelige stabilitetsproblemer forventet, og det ble derfor sonderboret fra stuff da en nærmet seg denne. Straks før en kom til kløften fikk en betydelig vannlekkasje inn i tunnelen fra en sleppe med slakt fall i medstrøms retning. Vannmengdene avtok noe med tiden. Passeringen under kløften gikk uten særlige vanskeligheter. Selve sonen viste seg å være en stripe av en finskifrig, noe forvitret amfibolittisk bergart. Den inneholdt litt leire, men var under passeringen tørr og derfor rimelig stabil. Det er mulig at lekkasjen langs den flattliggende sleppa kan ha drenert selve svakhetssonen og således i høy grad forbedret situasjonen.

Også de andre tversgående svakhetssoner som var prosjektert viste seg å stemme godt. Flere av disse måtte sikres med korte utstøpninger.

Det som førte til de store utstøpningslengder i avløpstunnelen var et sett av langsgående svakhetssoner som inntraff mellom ca. 650 og ca. 1200 m fra stasjonen. Noe mindre enn halvparten av denne strekning ble utstøpt på stuff.

Tre av disse langsgående svakhetssoner med strøk N 30–35° V ble under detaljundersøkelsene registrert. De var antatt å stå vertikalt, mens de viste seg å falle noe mot øst, noe som førte til forskyvning langs tunneltraséen. En var klar over at to av disse soner ville måtte krysse avløpstunnelen. Selv om en nok også var klar over at de var topografisk undereksponerte p.g.a. isbrebevegelsesretningen, må vedgås at etter

som sonene hverken syntes særlig vel markerte eller utholdende, undervurderte en den stabilitetsmessige betydning av dem. Ved en fornyet vurdering av dem er en kommet til at de muligens kan forklares som fiederspalten. Konstellasjonen mellom de to soner som krysser avløpstunnelen kan gi indikasjoner på dette.

Forøvrig minner en om at avløpstunnelen er dykket slik at et ras i denne ville få langt større driftsmessige og økonomiske konsekvenser enn et ras i tilløpstunnelen. Følgelig er kravet til sikkerhet under drift i denne tunnel meget større. Ønsket om høy sikkerhet sammen med et romslig tidsprogram for avløpstunnelen, har utvilsomt ført til at denne tunnel er sterkere sikret enn tilløpstunnelen.

Sluttbemerkninger

Forfatteren har fra den første henvendelse om forundersøkelse våren 1966 til den siste inspeksjon av tilløpstunnelen våren 1972, mer enn et år etter at anlegget var satt i drift, hatt et meget nært og godt samarbeide med oppdragsgiveren, Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk. For dette, og for tillatelsen til å publisere resultater og erfaringer både på godt og vondt, rettes en varm takk. Stor takk er forfatteren også skyldig kolleger ved Geologisk Institutt som til forskjellige tider og på forskjellige måter har hjulpet under arbeidets gang.

Litteraturreferanser

1. *Broch, E.* (1971). Ingeniørgeologien ved Bogna Kraftverk. Geol. Inst., N.T.H., Ing.geol. rap. nr. 5, 75 s.
2. *Carstens, H.* Kort geologisk oversikt over jernmalmdistriktet fra Snåsa til Stjørna, kap. 10 i boken Fosdalens Bergverk 1906–56.
3. *Fookes, P. G.* (1967). Planning and stages of site investigation. Engineering Geology, Vol. 2, No. 2.
4. *Lien, R.* (1968). En oversikt over geologiske arbeidsmetoder ved prosjektering av anlegg i fjell. "Ingeniørgeologi for anlegg i fjell", Kursdagene ved N.T.H. 1968.

Appendix

a) Innledning

I forbindelse med utsendelsen av anbudsdokumentene for Bogna kraftverk er jeg av Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk blitt anmodet om å lage en spesiell ingeniørgeologisk oversikt. Denne oversikt baserer seg på mine tidligere rapporter til N.T.E. av 30/6–66 og 6/11–67 samt befaring 23/1–68 og konferanser med Geofysisk avdeling, NGU, senest 7/2–68.

Oversikten er bilagt med et kart, en profiltegning, *figur 3,* og en tabell over laboratorieanalyser, *tabell II.*

b) Bergarter

Som det fremgår av profiltegningen, vil tunnelene komme til å gå gjennom følgende to hovedgrupper av bergarter:

i) Fra inntaket frem til og med stasjonsområdet: Granittisk gneis av uviss alder.
ii) Fra stasjonsområdet til utløpet: Sedimentære bergarter av ordovicisk alder.

i) *Den granittiske gneisen* utgjør i det angitte området en antiklinal med en relativt steiltstående akse. Bergarten er langs hele traséen rødlig, og det synes ikke å være noen særlig forskjell på gneisen ved inntaket og i stasjonsområdet. Rent lokalt kan innholdet av parallellorientert glimmer øke en del og således føre til en reduksjon

av bergartens styrke. Undersøkelse i mikroskop viser at den granittiske gneisen er en middelskornet bergart som vesentlig består av kvarts og feltspat med den overveiende del av feltspaten som alkalifeltspat. Den fører parallellorienterte biotittkorn (gj.sn. ca. 5 %) langsetter planstrukturen.

ii) *De ordoviciske sedimentbergarter* ligger stratigrafisk over den granittiske gneisen, antagelig med en svak diskordans. De forskjellige sedimentære bergarter ligger i konkordans med hverandre. Sammen danner de en skarp synklinal med flattliggende akse og med kalksteinen som eldste og sandsteinen som yngste bergart i det aktuelle området. Dette at de sedimentære bergartene ligger i konkordans, fører til at grensene mellom dem blir lite skarpe idet det ofte blir en bredere eller smalere overgangssone med veksellagring av de to bergarter. Forøvrig har samtlige bergarter i denne serien gjennomgått en svak metamorfose.

Kalksteinen i de to angitte kalksteinsbenkene er en tettkornet og foliert, grå til gråblå bergart med skifrighetsplan parallelt grensene. Den består vesentlig av kalkspat, men fører litt parallellorientert kloritt (ca. 5 %). I den underste av benkene er der observert en amfibolittsone hvis bredde var umulig å anslå p.g.a. overdekning. I den øvre benken, like over avløpstunnelens trasé, er der observert små karstdannelser, opptil 20 cm brede, langs de vanlige sprekkeretninger. Hvorvidt disse sprekker vil være mer enn vanlig vannførende i tunnelnivå, er vanskelig å forutsi, men med de overdekningshøyder en har her er det lite trolig.

Grønnskiferen er forholdsvis lik i de tre angitte soner. Det er en grønn, finkornet skiferbergart med hovedmineralene plagioklas, kvarts (ca. 10 %), hornblende, kloritt og epidot.

Sandsteinen er grågrønn, tettkornet og noe foliert bergart med hovedmineralene kvarts (ca. 25 %), plagioklas, hornblende, kloritt og epidot. Mot den sydlige grensen blir den noe konglomeratisk.

c) Bergartenes mekaniske egenskaper

For å få en orientering om de forskjellige bergarters mekaniske egenskaper, er det fra hver av de fire bergarter tatt ut en best mulig representativ prøve. Disse prøver er underkastet vanlige bergmekaniske analyser i laboratoriene på Geologisk Institutt, N.T.H. Resultatene er satt opp i vedlagte sammenstillingsskjema for laboratorieanalyser og beregnede indekser, tabell II. Samtlige oppgitte analyseresultater er middelverdi av minst to likeverdige analyser. Det er rimelig god innbyrdes sammenheng mellom de forskjellige resultater. Vedrørende analyser og beregninger henvises til: (1) R. Selmer-Olsen: Alminnelig geologi og ingeniørgeologi. Tapir 1966. (2) J. Bergh-Christensen: Forsøk med laboratoriebestemmelse av bergarters sprengbarhet. Konf. i Fjellsprengningsteknikk 1967. (3) Foreløpige retningslinjer for utførelse av bituminøse vegdekker og bærelag. Teknisk Ukeblad 1965.

I det nedenforstående gis en kommentar til resultatene hva angår bergartenes borbarhet og sprengbarhet og deres eventuelle anvendelse som tilslag til betong eller som vegdekkemateriale. Det understrekes sterkt at det kun er undersøkt *en* prøve fra hver av de fire bergartstyper. En har forsøkt å ta en så representativ prøve som mulig, men det er klart at en må regne med en del variasjoner i de mekaniske egenskaper innen hver bergartstype. De oppgitte tall må derfor betraktes som orienterende for den aktuelle bergartstypen.

Borbarhetsegenskapene må sies å være normale for den granittiske gneisen, grønnskiferen og sandsteinen og gode for kalksteinen. Med en bormaskin Atlas Copco RH 656 4W, 6,5 atm. arbeidstrykk, optimalt matertrykk og stangbor med 33 mm meiselskjær antas følgende verdier for borsynk og boret lengde før omsliping ifølge slipemal:

Bergart	Borsynk	Omslipningsgrense
Granittisk gneis	40–45 cm/min.	10–15 bormeter
Kalkstein	55–60 cm/min.	ca. 100bormeter
Grønnskifer	40–45 cm/min.	ca. 40 bormeter
Sandstein	35–40 cm/min.	15–20 bormeter

Sprengbarhetsegenskapene ventes for samtlige bergarter å bli normale. I de beregnede sprengbarhetsindekser er ikke tatt hensyn til sprekketettheten, noe som ville har ført til en reduksjon i samtlige indekser. Spesielt ville denne reduksjon gjøre seg gjeldende for grønnskiferen. Sprengbarhetsindeksen for kalksteinen er satt i ( ). Her har nemlig beregningsgrunnlaget sviktet noe. (En har fått et uforholdsmessig høyt anisotropiforhold, noe som ofte forekommer ved skifrige kalksteiner.)

Vegdekkemateriale. Som det vil fremgå, er både 11,2–16,0 mm og 8,0–11,2 mm fraksjonen analysert. Forskjellen i sprøhetstallene for de to fraksjoner er liten, mens derimot forskjellen i flisighetstall er stor. Dette skyldes at kjeftetyggeren er innstilt på å gi minimal flisighet i fraksjonen 11,2–16,0 mm. En må kunne regne med at flisighetstallet i fraksjonen 8,0–11,2 mm kan reduseres til omtrent det flisighetstall en har for fraksjonen 11,2–16,0 mm ved en omstilling av pukkmaskinen. Forøvrig ligger sprøhetstallet for fraksjonen 8,0–11,2 mm vanligvis noe lavere enn for fraksjonen 11,2–16,0 mm for samme bergart og samme flisighetstall. Ut fra de foreliggende resultater og ovenstående bemerkninger er det derfor grunn til å anta at de undersøkte bergarter kan henføres til klasser ifølge pkt. 1.2.1.2.3 i (3) "Foreløpige retningslinjer osv." som følger:

Granittisk gneis: kl. 3–(4)
Kalkstein : kl. 3–(4)
Grønnskiffer : kl. 2
Sandstein : kl. 2

Kravet til kjemisk stabilitet (pkt. 1.2.1.2.4) er tilfredsstilt derved at differentialtermiske analyser av bergartsprøvene viser at kalksteinen inneholder ca. 1 $^{0}/_{00}$ svovelkis, i de andre prøvene er kismineraler ikke påvist.

Betongtilslag. Såvel av mekaniske som av mineralogiske grunner er samtlige bergartsprøver fullt brukbare som tilslag til betong av vanlige kvaliteter.

d) Stabilitetsforringende faktorer

På vedlagte kart- og profiltegninger i målestokk 1 : 5000 er det tegnet inn henholdsvis utgående i dagen og det antatte forløp av bergartsgrenser, knusningssoner og slepper. En har også på profiltegningene forsøkt å vurdere disse stabilitetsforringende soners anleggstekniske vanskelighetsgrad ved å variere strektykkelsen.

Et slikt forsøk på vurdering av svakhetssoners anleggstekniske vanskelighetsgrad i tunnelnivå kun basert på studier av deres topografiske eksponering, inneholder selvsagt flere usikkerhetsmomenter. Det viktigste av disse er spørsmålet om hvilke sleppematerialer de enkelte soner fører, og spesielt om hvorvidt svelleleire finnes. Hvilke sleppesystemer som eventuelt skulle føre svelleleire, vil en først kunne gjøre seg opp en noenlunde begrunnet mening om etter at en har drevet tunnel gjennom et par soner. Det anbefales derfor at tunnelene befares etter en tids drift slik at de her fremlagte prognoser kan bli underkastet en revisjon, og sannsynligheten for riktigheten av nye fremlagte prognoser vedrørende de gjenstående soner kan økes.

Vedlagte vertikalprofil er på strekningen fra inntaket og frem til utløpstunnelens knekkpunkt foran bekkeinntaket tegnet opp på grunnlag av kart i målestokk 1 : 100.000, og knusningssonene er lagt inn på dette etter utmåling på flyfoto. Deres antatte forløp baserer seg kun på strøk- og fallmålinger fra trasébefaringen og har

ikke kunnet kontrolleres og eventuelt verifiseres ved konstruksjon på kart. Disse usikkerhetsmomenter sammen med de store overdekningshøyder, gjør at en derfor i første rekke må betrakte det ingeniørgeologiske profil på denne strekning som en angivelse av antall knusningssoner som kan ventes, og bare i liten grad kan stole på beliggenheten av de antatte krysningspunkter mellom knusningssoner og tunnel.

For området omkring kraftstasjonshallen er det på profiltegningen tegnet opp en sprekkerose. Av denne vil fremgå retningene for de to tilnærmet vertikale sprekkesystemer, den øst-vestlige sprekkeretning langs bergartens skifrighetsplan og den nord-sydlige sprekkeretning II. I tillegg til disse kommer så en tilnærmet horisontal sprekkeretning III.

Den antatte retning for bergtrykkets største hovedspenning, vurdert ut fra de topografiske betingelser, er likeledes tegnet inn. Imidlertid er det lite trolig at bergtrykket ved dette anlegg vil by på spesielle problemer, med mindre berggrunnen i området skulle inneholde unormale og uventede tektoniske spenninger.

e) Sikringstiltak

Som det vil fremgå av ovenstående omtale av de usikkerhetsmomenter som knytter seg til vurderingene av de stabilitetsforringende soner, byr det på store problemer å anslå i hvilken utstrekning det kan bli nødvendig å utføre sikringsarbeider og hvilke typer sikring som kan bli påkrevd.

For at det imidlertid skal foreligge et utgangspunkt når mengden av sikringsarbeider skal vurderes, har en etter beste skjønn og under forutsetning av at det langs traséene ikke forekommer spesielt meget eller spesielt vanskelig svelleleire i de krysende soner, forsøkt å gjøre et overslag. Således er en kommet til følgende prosentvise lengder av tunnelene som må sikres med betongutstøpninger eller annen kraftig sikring såsom kombinasjon av bolter og sprutbetong eller armert sprutbetong.

Tilløpstunnel	: 1–2 %
Adkomst- og kabeltunnel	: 5–6%
Avløpstunnel	: 5–6%

Vedrørende den dype, overdekkede kløften ca. 240 m fra utløpet vises til egne rapporter om de boringer og den seismikk som er utført. Det anbefales at det umiddelbart før det kritiske området nås, blir sonderboret, evt. kjerneboret, fra stuffen. Om nødvendig bør slike boringer også foretas under passeringen. Det kan vise seg nødvendig å gå frem med reduserte salvelengder og utstøpning helt inn til stuff.

Summary

The introduction to this paper summarises the general programme of engineering geological investigations for a hydro power station in rock. The way in which such a general programme was applied to the study for Bogna Hydro Power Scheme is discussed and results of the investigations are presented. The correlation between the predictions and the practical results are discussed.

Ingeniørgeologiske korttidsprognoser ved tunneldrift – erfaringer fra Rendalen Kraftverk

Short term Engineering Geological Predictions during Tunnel Drivage – Experiences form Rendalen Power Station Construction

Sivilingeniør Reidar Kjølberg – Sivilingeniør O. Kummeneje, Trondheim

1. Innledning

For å kunne lage såkalte korttidsprognoser om fjellforholdene foran en tunnelstuff i drift, er det nødvendig med en fortløpende registrering og kartlegging av detaljene i fjellet. Dette betyr at en daglig må følge driften, ofte i lengre tid.

Dette foredrag er basert på erfaringer fra tunneldriften ved Rendalen kraftverk hvor jeg som stedlig ingeniørgeolog fulgte driften i nærmere 4 år.

Kartet på fig. 1 viser anleggets lokalitet. Driftstunnelens lengde er 29 km med et tverrsnitt på ca 43 m^2. Tunnelen ble drevet ved 6 tverrslag. Trykksjakt med 45° helning er 220 m lang. Installasjonen i stasjonen 100 MVA.

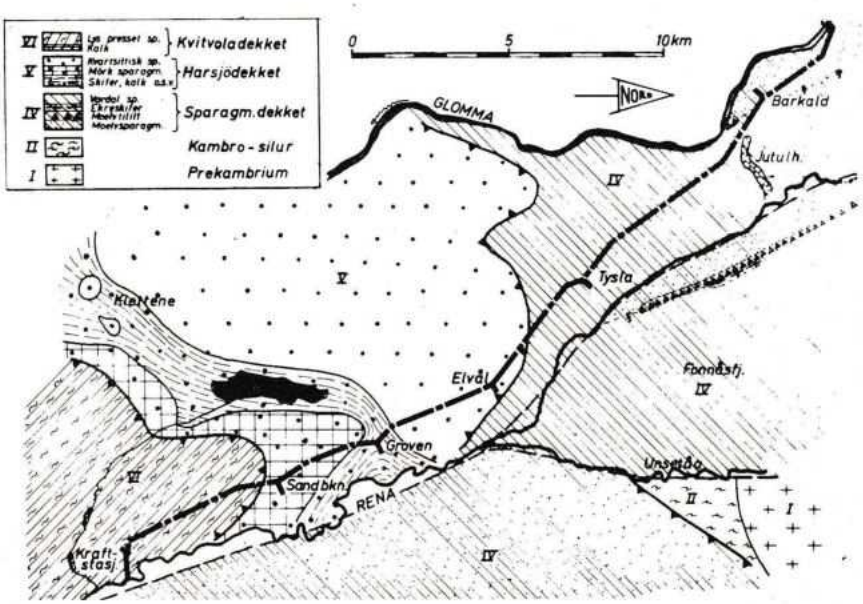
Mine oppgaver ved anlegget var å foreta en kontinuerlig registrering av de geologiske og stabilitetsmessige forhold i tunneler og fjellrom med hensyn på de permanente sikringsarbeider og å lage prognoser for de fremtidige driftsforhold. Likeledes rådgivning vedrørende sikringsarbeider og kontroll med utførelsen av disse.

De vanskelige og krevende fjellforhold dette anlegg ble drevet under, skulle på den andre side gi en ingeniørgeolog anledning til å samle erfaringer, og noen av disse skal jeg forsøke å legge frem her.

2. Grunnlag for detaljarbeidet

Som nevnt innledningsvis må en ved utarbeidelse av korttidsprognoser først og fremst legge vekten på detaljene. De riktige konklusjoner om hva detaljene forteller, kan en imidlertid ikke trekke dersom en ikke kjenner hovedtrekkene i områdets geologi og tektonikk, samt har studert alle foreliggende forundersøkelser som har betydning.

Fig. 1



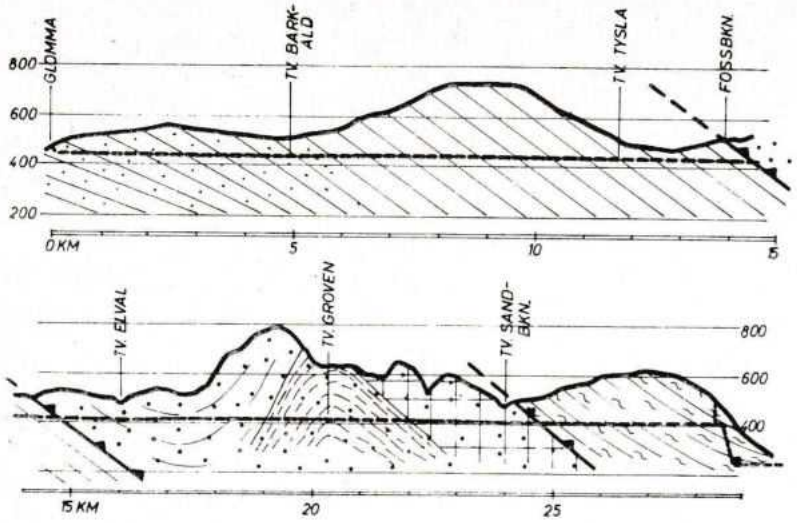


Fig. 2

Geologi

Den eksisterende geologiske kartlegging var fra 1950, men skulle etterhvert dessverre vise seg å være ganske mangelfull. Derfor ble det nødvendig å foreta en mer detaljert og omfattende kartlegging av de generelle geologiske forhold i forbindelse med selve anleggsdriften.

Området ligger i sin helhet innenfor det sydnorske sparagmittområde. Karakteristisk for dette området er som kjent de store overskyvninger.

Figur 1 viser et grovt geologisk kart over området og figur 2 et profil langs tilløpstunnelen.

Hele det gjennomdrevne fjellkompleks synes å være skjøvne bergarter.

Fra inntaksdammen over Glomma i nord og sydover til Fossbekken, mellom tverslag Tysla og Elvål, består berggrunnen av en grårødlig Moelvsparagmitt under og Vardalsparagmitt øverst. Fossbekken følger utgående av en stor skyvesone som faller med 15° mot SØ. Skyvesonen danner basis for et stort bergartsflak som ligger over Moelvssparagmitten. Bergarten her er en lys grå sparagmitt som sydover blir mer kvartsittisk. Denne bergart danner berggrunnen helt til området like nord for tverslag Groven.

Via en meget komplekst oppbygget overgangssone, kommer en over i en sone med sparagmittiske skifre, svart alunlignende skifer, konglomerat og kalkstein. Foruten overskyvning har det her foregått en intens folding idet de mer elastiske skiferbergarter er blitt skjøvet mot den hardere kvartsittiske bergart nordenfor. Foldingen har ved tverslag Groven dannet en markert antiklinal (oppbuling).

I området ved Finnbekken går skiferbergartene gradvis over i en mørk, massiv sparagmitt.

Litt lenger mot syd, i Sandbekken, finner en igjen utgående av en meget markert skyvesone. Bergarten over denne skyvesone er en lys, rødlig, meget lagdelt og presset sparagmitt. Dette er det såkalte Kvitvola-dekket. Denne bergart danner så fjellgrunnen videre sydover Raufjellet og forbi kraftstasjonsområdet.

Når det gjelder tektonikken synes det å være to hovedårsaker til de dårlige fjellforhold ved dette anlegget:

a) Skyvesonene
b) Rendalsforkastningen

Ad a)

Som nevnt ovenfor krysser tunnelen flere store skyvesoner. Selv om tunnelen krysser disse på gunstigste måte, er fallvinkelen så liten at de berører tunnelen over for-

holdsvis lange partier. Skyvningen er ikke foregått langs et enkelt plan, men den tektoniske påkjenning under skyvningen har medført oppknusing og oppflising av fjellet i betydelig avstand på begge sider av de teoretiske skyveplan. F.eks. har skyvesonen i Fossbekken mellom tverslag Tysla og Elvål påvirket fjellet i en lengde av ca. 5 km langs tunnelen, det vil si en lagtykkelse på ca. 700–800 m.

Ad b)

Langs Rendalen går en mektig forkastningssone. Berggrunnen på vestsiden av forkastningen har sunket ned mange hundre meter i forhold til østsiden. Dette medfører at de bergarter som i dag finnes på vestsiden av dalføret, og som anlegget ligger i, tilhører et yngre bergartskompleks enn bergartene på østsiden.

Tektonisk har forkastningen medført at fjellet på siden er gjennomsatt av knusnings- og sleppesoner omtrent parallelt dalføret. Ved flere av disse soner er det observert små forkastninger. Disse soner hadde en meget ugunstig retning i forhold til tracéen og forårsaket partivis lange utstøpninger. Karakteristisk var at disse soner var hyppigst på Rendalssiden.

Foldingen ved tverslag Groven har også gitt seg spesielle tektoniske utslag.

Forundersøkelser

Ingeniørgeologisk forundersøkelse ble foretatt våren 1966. Undersøkelsen var lagt opp med henblikk på å kartlegge de geologiske forhold langs tunneltracéen med innsamling av karakteriske bergartsprøver for undersøkelse av bergartenes mekaniske egenskaper. Videre ble det målt strukturretninger og kartlegging av typiske sleppe- og knusningssoner.

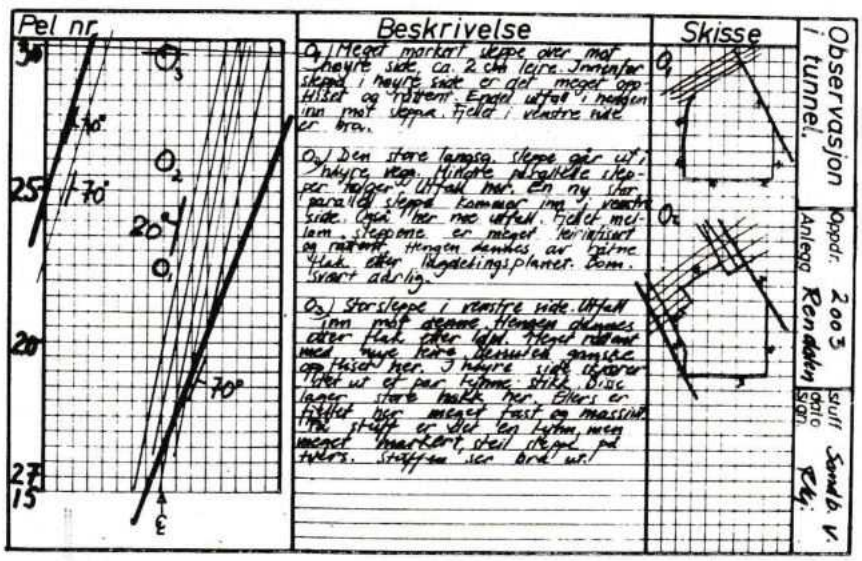
Det ble gjort endel seismiske undersøkelser, særlig for å bestemme fjelloverflaten under løsmassene ved aktuelle påhuggssteder for tverslagene.

En mer omfattende seismisk undersøkelse for bestemmelse av fjelloverflaten, mulige knusningssoner og fjellets kvalitet ble gjort i området ved Jutulhogget.

3. Detaljstudiene

Når en har studert områdets geologi og kjenner hovedtrekkene i den tektoniske årsakssammenheng, kan en begynne arbeidet med registrering av detaljene i fjellet som blottes etter som tunnelen drives innover. Det vil være naturlig at en i begyn-

Fig. 3



nelsen f.eks. under driften av tverslaget, gjør seg kjent i fjellet. Med dette menes registrering av detaljoppsprekkingen, leirmengder, undersøkelser av leirprøver osv., og disses sammenheng med geologien og tektonikken og legger merke til hvordan detaljene endres inn mot større stabilitetsforringende slepper og knusningssoner. En lærer seg å forstå hvordan utviklingen i detaljer kan varsle forhold av betydning for tunneldriften foran stuffen. Ved selve registreringsarbeidet kan det være greit å bruke et skjema hvor en i skisser og tekst får samlet alle registrerte data. Figur 3 viser det skjema som ble benyttet i Rendalen. Feltet til venstre er en horisontalprojeksjon langs 15 m av tunnelen og viser alle observerte stikk og slepper av betydning. Horisontalplanet er tenkt lagt i takhøyde. Feltet i midten er for beskrivende tekst og feltet til høyre for supplerende skisser.

Avstand mellom de enkelte observasjoner varierer noe. Svært ofte ble observasjon og beskrivelse foretatt for hver salve, dette når forholdene var vanskelige og særlig betydningsfulle. Registreringen hadde også i dette tilfelle til hensikt å beskrive forholdene med henblikk på en senere bestemmelse av permanent sikring, slik at observasjonene var hyppigst når fjellforholdene var dårlige.

Jeg vil også få nevne at en ved siden av registrering med beskrivelse anvendte stereoskopisk fotografering som et supplement. Jeg skal her ikke komme nærmere inn på utførelsen av denne fotograferingen, men vil nevne at resultatet var meget bra. Bildene er i likhet med registreringsskjemaene blitt arkivert, og kan være nyttige å ha ved mulige senere befaringer gjennom tunnelen.

Observasjonserfaringer

a) Når en følger en tunnelstuff som drives innover i et fjellmassiv, vil en nøye iakttagelse av detaljoppstrekkingens mønster og utvikling være en god indikator på hvordan fjellforholdene vil bli foran stuffen. Fig. 4.

Således viser det seg erfaringsmessig at avstanden mellom parallelle stikk i et sprekkesystem vil avta mot en knusningssone. Likeledes har selve sprekkene en tendens til gradvis å utvide seg inn mot knusningssonen. Dessuten kan karakteristikken av sprekken endres fra en ru sprekk til leirbelagt og med økende tykkelse på leirbelegget inn mot knusningssonen.

b) Ved markerte, gjennomsettende leirslepper ser en ofte at det i fjellet på sidene av sleppa er dannet markerte sprekker parallelt selve sleppa. Avstanden mellom disse stikk avtar og tykkelsen øker inn mot sleppa. Dette kan en dra nytte av ved sannsynlig å kunne forutsi en leirsleppe og dens retning. Fig. 5.

I slike tilfeller kan det være nyttig å foreta sonderboringer i den av tunnelveggene

Fig. 4

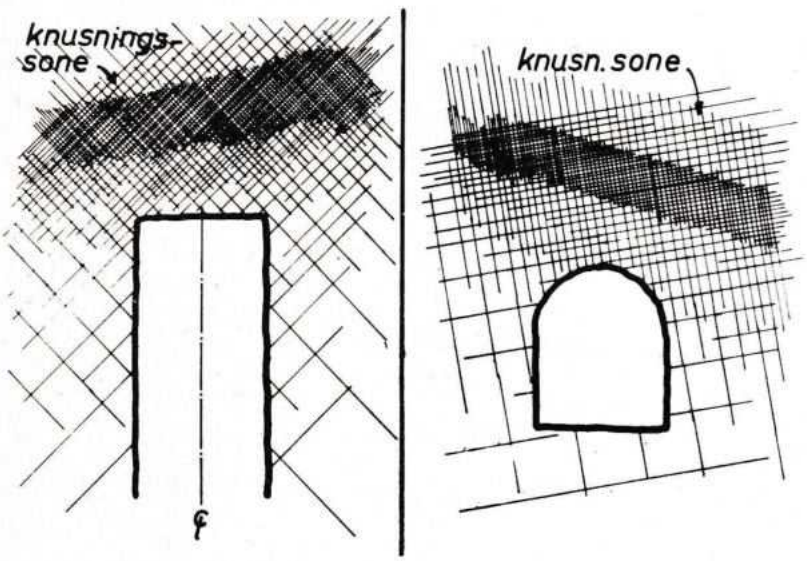
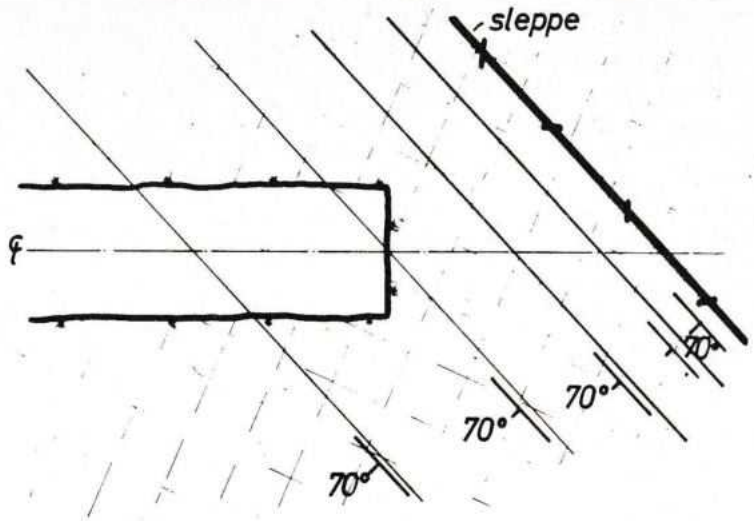


Fig. 5



som sannsynligvis ligger nærmest den antatte leirsleppe. Slik boring må foretas med en håndholdt boremaskin (knemater). Boringene vil således kunne bekrefte hvorvidt den antatte sleppe finnes og gi opplysninger om sleppas tykkelse og leirinnhold.

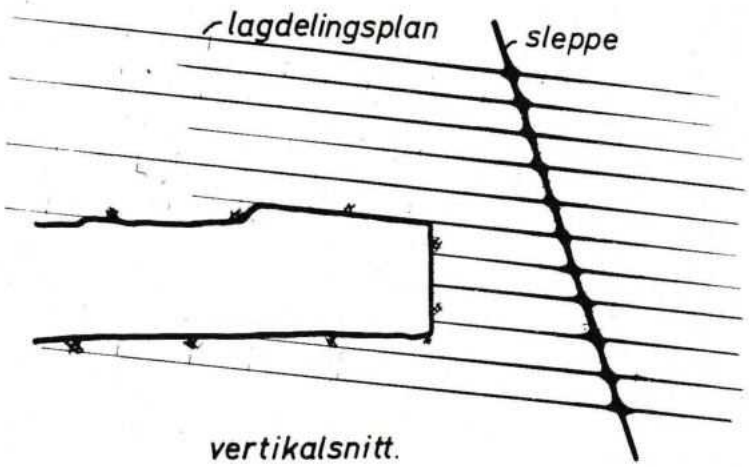
c) I lagdelt fjell vil knusningssoner og slepper som regel påvirke sidefjellet i en slik grad at disse kan forutsies før de påtreffes. Fig. 6.

Inn mot knusningssone eller sleppe vil det skje en "oppblading" av fjellet etter lagdelingsplanene og leirmateriale vil presses inn i disse sprekkene. Leirmengde og sprekktykkelse avtar fra knusningssone eller sleppe.

Særlig ved forholdsvis flat lagstilling gjør dette seg gjeldende ved at det dannes bomfjell i hengen med utfall i vederlagene og dannelse av store, plane flak i hengen. Slike forhold vil også spille meget inn på renskeomfanget og økende rensk under slike forhold skulle tyde på at stuffen drives mot en stor sleppe eller knusningssone.

d) Når en tunnel drives inn mot en skyvsone, vil dette merkes ved en gradvis utvikling. Som tidligere nevnt har en overskyvning ikke foregått bare i ett bestemt plan, men bevegelsen har tektonisk påvirket fjellet i et parti på sidene av selve grensesonen. Dette gir seg til kjenne ved dannelsen av differentielle skyvesoner og glidespeil. I lagdelt fjell følger glidespeil og skyvesoner som regel lagdelingsplanet og

Fig. 6



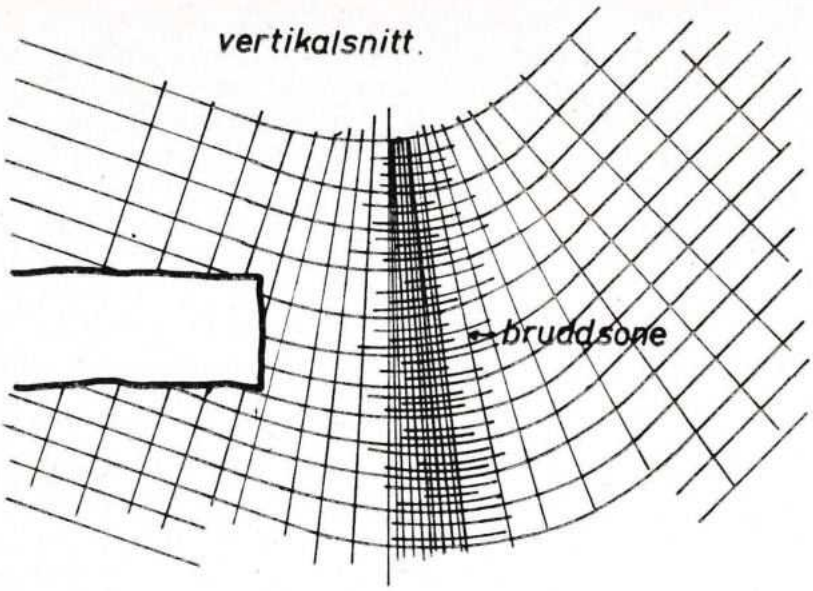


Fig. 7

den tektoniske påkjenning har ført til dannelse av åpne stikk etter lagdelingsplanene og produksjon av leirmateriale.

De store tektoniske påkjenninger som en overskyvning er, påvirker også selve bergarten. Denne synes gradvis å bli mer råtten mot selve hovedsonen, hvor ofte selve fjellet er fullstendig omdannet til en leirig substans. Ved å mikroskopere slip av bergartprøver inn mot en skyvesone, vil en oppdage en økende oppknusning av mineralkornene og økende omdannelse av især feltspatt til leirmineraler.

Av hensyn til fremdriftsplanen kan det være nyttig å vite hvor langt frem virkningen av en skyvesone vil gjøre seg gjeldende. En diamantboring foretatt fra tunnelen kan gi svar på dette. Dette ble gjort i et tilfelle på Rendalen ved at man et stykke bak stuff boret et vertikalt hull. Man fant så tykkelsen av den lagpakke som var påvirket av skyvninger og beregnet den tilsvarende lengde langs tunnelen.

e) Ved folding vil det i fjellet oppstå spenninger hvis konsekvenser kan ha stor betydning for stabiliteten i en tunnel. Denne form for tektonisk påkjenning gir også detaljer som kan nyttes som forvarsel mot alvorlige stabilitetsforstyrrelser foran stuffen.

Ved bunn eller topp av en fold vil det oppstå strekkspenninger. I sprø og lite elastiske bergarter vil dette ofte resultere i at det dannes strekkbruddsoner i disse partier. Fig. 7. På sidene av slike soner vil fjellet mangle innspenning, og selv i tilsynelatende godt fjell vil blokker mellom tynne, ubetydelige stikk løsne og falle ut. Utfallet vil naturligvis øke inn mot selve bruddsonen.

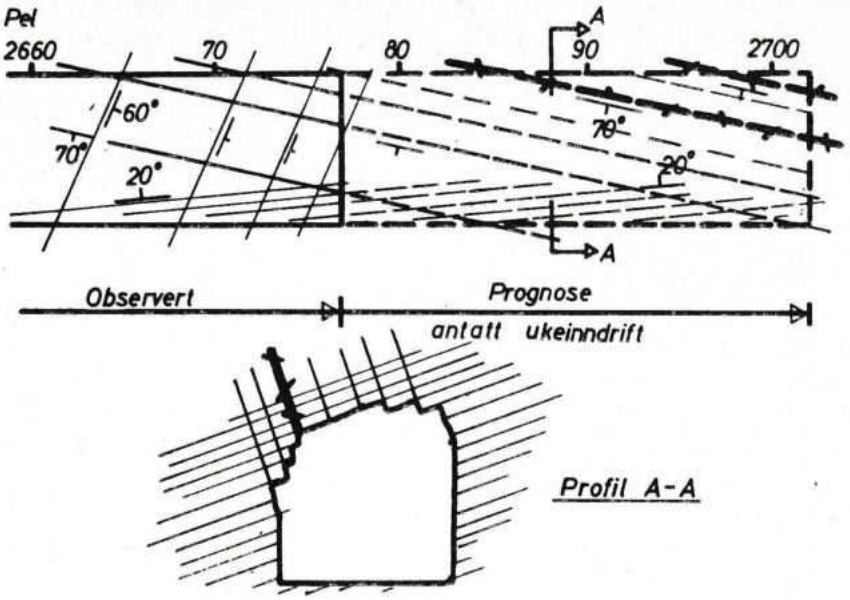
Et typisk eksempel på denne mekanikken hadde en i Rendalen hvor den sprø kvartsitt nord for tverslag Groven var blitt foldet ved overskyvning. I bunnen av folden oppsto det p.g.a. strekkspenningene flere bruddsoner. Fjellet på sidene var fullstendig uten innspenning og i tunnelen var en meget plaget med blokknedfall.

f) Foruten registrering og studiet av detaljene i fjellet, kan observasjon av selve fjellarbeidet på stuff være av betydning. Spesielt bør en følge med i renskearbeidet og notere seg problemene under dette arbeidet og hvordan renskeomfanget utvikler seg fra salve til salve. Rensken vil naturlig nok tilta når tunnelen drives mot partier med dårligere fjell.

Likeledes bør en legge merke til overmassetendensen. Profilets form og hvor eventuelle utfall forekommer kan gi viktige opplysninger. Dessuten bør en notere seg problemer under bore- og ladearbeidet, fastboringer, ladevansker osv. Viktig er det å snakke med folkene på stuff og høre hvordan de oppfatter situasjonen.

Naturligvis er også utviklingen av sikringsarbeidet viktig, særlig hvis den som gjør registreringsarbeidet og skal utarbeide prognoser om fjellforholdene får erfaring og kjennskap til fjellet, kan være med å diskutere omfang og type sikring.

Fig. 8



I det hele tatt er det under denne fase av arbeidet viktig å få samle så mye opplysninger som mulig, slik at prognosen om fjellet foran stuff kan bli så korrekt som råd er.

4. Prognosen

Med grunnlag i områdets geologi og tektonikk og resultatene av detaljobservasjonene, kan prognosen for fjellforholdene foran stuff utarbeides.

Hvor langt fremover bør så prognosen gå?

Det kan være to måter å gjøre dette på, enten å la prognosen gjelde en viss strekning, eller inndriften i et vist tidsrom. Det blir i det siste tilfelle driftsformen med antatt sikringsomfang som bestemmer hvor langt fram prognosen gjelder.

Ved Rendalen Kraftverk fant en det hensiktsmessig med detaljerte prognoser for en ukes drift på hver stuff. Dessuten en prognose for en måned fremover. Disse prognoser ble tatt inn i henholdsvis uke- og månedsrapporter.

I prognosen bør fjellforholdene for den aktuelle strekning beskrives så godt som en har grunnlag for å gjøre. Dersom det kan ventes større knusnings- og sleppesoner som kan ha betydning for stabiliteten, bør en beskrive hvordan disse vil krysse tunnelen og hvilke vansker en venter i forbindelse med dem. Dessuten bør det såvidt mulig opplyses om vannlekkasje, leirmengder og hvilken sikringsform som blir aktuell.

På Fig. 8 vises en typisk prognose fra Rendalen Kraftverk. Skissen viser de observerte forhold frem til stuff og hvorledes forholdene ventes å bli videre.

Beskrivelsen for denne prognosen sier følgende:

Registrert: Tunnelen drevet til pel 2677. Siste uke ganske bra fjell. Drift uten sirking. Mot slutten av uka noe mer oppknust fjell. Tendens til oppblading etter lagdelingsplanet med tynne leirbelegg. Et par tynne, markerte sleppestikk sees i venstre side av hengen, dessuten et system av sprekker på tvers.

Prognose

Den tiltakende oppknusing tyder på at en betydelig sleppe- eller knusningssone krysser tunneltracéen foran stuffen. Etter det hovedsleppesystem en har i dette område, samt etter de observasjoner som er gjort, synes det sannsynlig at tunnelen drives mot en eller flere betydelige leirslepper etter retningen N 10° Ø, f 70° W. Da disse slepper kun danner en vinkel på 10–20° med tunnelaksen, vil de berøre tunnel

over forholdsvis lang strekning. Særlige stabilitetsproblemer med sannsynlighet for utfall er til stede når sleppene står nær veggene. Erfaringsmessig inneholder disse slepper mye leire og det lagdelte sidefjell er meget oppfliset og råttent. Som regel opptrer det flere parallelle slepper av denne typen som regel med en avstand på 4—6 m. Mellom to slike hovedslepper vil det også som regel opptre markerte stikk parallelt med sleppene og det mellomliggende parti vil være meget dårlig med fare for nedfall av flak begrenset etter de nevnte slepper og lagdelingsplanet.

Sikringsmessig vil dette bety at det allerede snart blir nødvendig å begynne å sikre hengen. Bolting blir sannsynlig til å begynne med, men når de antatte slepper kommer inn i tunnelen, må full utstøpning medregnes. Neste ukes inndrift kan trolig ventes å bli ca. 24 m.

Videre fremover må en regne med fortsatt dårlig fjell med stort sikringsomfang så lenge de antatte slepper berører tunnelen, trolig ca 100 m fremover.

Hensikten med korttids-detaljprognoser

Hva er så hensikten med en detaljregistrering og korttidsprognoser?

Ved gode prognoser kan vanskelige fjellforhold forutsis og opplegg av nødvendige drifts- og sikringstiltak kan tas i tide, slik at vanskene ikke kommer overraskende. Likeledes kan prognosen ha betydning for eventuelt nødvendige konstruksjonsendringer på tunnelen for å redusere vanskene i forbindelse med sleppe eller knusningssoner. Forat f.eks. retningsendringer skal være effektive, er det ofte avgjørende at de blir tatt før selve sonen påtreffes. Begynner en å bryte av tunnelen først når en slik sone er påtruffet, kan effektiviteten av forandringer ofte være minimal.

Tyder prognosene på at forandringer i et fast driftsopplegg er nødvendig, vil det ta tid å få gjennomført disse foruten at slike forandringer koster penger, så det er gunstig å få litt tid til å vurdere situasjonen før en avgjørelse blir tatt.

Til slutt vil jeg også påpeke den avgjørende betydning en godt underbygget prognose kan ha for prosjektets fremdrift og tidspunkt for ferdigstillelse. For et kraftverk er det økonomisk meget viktig at anlegget blir ferdig som planlagt. Skulle prognosen over de fremtidige fjellforhold vise forsinkelse i forhold til fremdriftsplanen, kan tiltak for om mulig å redusere forsinkelsen drøftes på et tidlig tidspunkt. F.eks. med åpning av nye tverrslag.

Derfor skulle det være av betydning ved ethvert vanskelig fjellanlegg å ha sikre prognoser om forholdene foran stuff. Påliteligheten av slike prognoser er imidlertid helt avhengig av ingeniørgeologens erfaring og kjennskap til lokale og generelle forhold og i hvilken utstrekning han får være ved anlegget.

For å få et godt resultat, må vedkommende som skal lage prognosen få anledning til å følge driften kontinuerlig. Det er ikke tilstrekkelig å slippe inn en ingeniørgeolog mer eller mindre tilfeldig i ny og ne.

Det er derfor å håpe at et opplegg som det vi hadde i Rendalen, og lignende opplegg ved andre anlegg, har gitt erfaringer som gjør at man ved nye anlegg i fremtiden finner det formålstjenelig med denne form for ingeniørgeologisk virksomhet.

Summary

In order to give short-term predictions on the rock conditions during tunnel drivage it is necessary to carry out continuous registration and mapping of details. This involves daily inspections of all working faces often over long periods. The author of this paper was the resident engineering geologist at Rendalen power station construction and followed the drivage there over a period of 4 years. His object was to continuously record all geological and stability data in order to plan the permanent support of the construction and also to act as adviser and controller for support problems during the drivage. This paper is a summary of the authors experiences over the 4 year period.

Norske ingeniørgeologer på forundersøkelser i utlandet

Norwegian engineering geologists on pre-investigations abroad.

Sivilingeniør Per Bollingmo – NoTeBy. Norsk Teknisk Byggekontroll A/S.

Opprinnelig ble jeg anmodet om å holde foredrag med titelen: "Som norsk ingeniørgeolog i Afrika". Bakgrunnen for dette var at jeg i 1971 deltok i en forundersøkelse for et kraftanlegg i Tanzania, og at det derfor kunne være av interesse å fremlegge erfaringer fra en slik undersøkelse.

Jeg fant etter hvert ut at dette ville bli noe lite spiker å koke suppe på, utvidet derfor det hele ved å suge litt fra andres bryst, og ga så det hele den titelen det nå har fått.

Jeg vil med det samme benytte anledningen til å takke prof. Rolf Selmer-Olsen og lic.techn. Reidar Lien for at de ville bidra med noen av sine erfaringer fra prosjekter i utlandet.

Jeg vil forsøke å gi et lite bilde av hvordan forundersøkelser legges opp ved prosjekter i andre land, hvilke metoder som benyttes og noen av de faglige og praktiske problemer som er annerledes enn de vi vanligvis ser i Norge.

Til slutt vil jeg fortelle litt fra mitt opphold i Tanzania, om hvordan vår undersøkelse ble lagt opp, og om hvilke erfaringer vi gjorde.

Hvordan er norske ingeniørgeologer kvalifisert i forhold til kolleger i andre land?

Norske ingeniørgeologer som geologer er ikke mye å skryte av. Til gjengjeld lærer vi, i motsetning til de fleste utlendinger som benytter samme titel, en del teknikk, bl.a. anleggsteknikk. Da ingeniørgeologens utredninger til sist som oftest skal benyttes anleggsteknisk, er vi så ubeskjedne å anta at vi er minst like flinke som våre utenlandske kolleger.

De geologiske prinsipper, geologiske karter og terminologi er de samme verden over. Man skulle tro at en geolog er en geolog hvor han enn måtte hensettes på kloden, og at han vil kunne gjøre fornuftige observasjoner og trekke de riktige konklusjoner om han er norsk eller fra et annet sted. Imidlertid vil man i utlandet kunne møte geologiske fenomener som sjelden eller aldri forekommer her hjemme, og som man kanskje bare har lest om. Jeg kan nevne begreper som "squeesing rock", lateritt, karst og gass i fjell.

Istiden har hatt stor betydning for de geologiske overflatefenomener vi kan iaktta her i landet. En stor del av ingeniørgeologens arbeide ved en forundersøkelse består nettopp i overflatebetraktninger, og dette fører naturligvis til at man må foreta en ofte drastisk omstilling i sitt tenkesett når man kommer til et land med en helt annen geologisk historie. F.eks. vil ikke forkastninger og knusningssoner fremtre på langt nær så markert som her hjemme i et land hvor man ikke har hatt istid.

Løsmassegeologien er ofte av en helt annen karakter enn her, og man kan oppleve at ryggmargen opererer med vante forestillinger om morene etc. til tross for at fornuften tilsier at det er en umulighet.

Det er klart at det kan være vanskelig å kartlegge fenomener man tidligere ikke har sett, og man må kanskje starte arbeidet på et lavere plan ved først å friske opp kunnskaper som er aktuelle for det området man skal til.

Hvordan arbeider utenlandske ingeniørgeologer sammenlignet med norske?

Utenlandske, spesielt mellomeuropeiske skoler benytter ofte beregnede størrelser basert på teorier om spenninger, stabilitet og f.eks. bolteteknikk, og dimensjonerer så sikringsarbeider etter dette. Dette gir stivbente systemer som ofte ikke passer til det egentlige problem. Det er liten interesse for f.eks. svelleleire og knusningssoner. Disse passer nemlig vanskelig inn i en matematisk modell. Innsatsen legges ofte i å måle trykkfasthet, E-modul og sprekketettheten på borkjerner og siden sette dette inn i teoretiske modeller. Imidlertid foretas valg som har anleggsteknisk og økonomisk betydning etter langt enklere parametre. Man søker først og fremst å unngå forkastninger, svake bergarter etc., og man stiller seg derved spørsmålet om mange av de registrerte tingene har relevans. Måler man en masse ting som ikke har innflytelse? Sitter man igjen med parametre som til slutt ikke benyttes? Det er her en fare for at man etablerer store undersøkelser og så legger frem kolonner av resultater slik at f.eks. en entreprenør får data og ikke konklusjoner.

I det som her er sagt ligger en kritikk mot utenlandske ingeniørgeologers arbeidsmetoder, men det er vel ikke fritt for at vi selv lider av lignende svakheter.

Man skulle tro at norske konsulenter på utenlandske prosjekter vil være selvstendige nok til å si at vi skjærer gjennom dette og benytter våre egne metoder. Imidlertid er det et faktum at man overfor utenlandske oppdragsgivere ofte må følge de vante veier for at undersøkelsen skal bli godtatt som troverdig. En institusjon som f.eks. Verdensbanken vurderer rapporten fra en forundersøkelse meget nøye før prosjektet gis økonomisk støtte, og man kan risikere kritikk og underkjennelse hvis man ikke benytter anerkjente metoder.

Hvilke undersøkelsesmetoder og hvilke parametre benyttes utenlands sammenlignet med her hjemme?

I felten går utenlandske geologer ikke av veien for store tilrigginger med deformasjonsforsøk og spenningsmålinger som f.eks. trykkplateforsøk og såkalte "flat jacks". Dette forekommer vel sjelden eller aldri her hjemme. Undersøkelsesstoller og store kjerneborprogrammer er også vanlig.

Av bergmekaniske parametre er trykkfastheten den mest benyttede i andre land. I tillegg benyttes ofte E-modul. Strekkfasthetsmålinger ved punktlastmetoden er i ferd med å vinne innpass, og dette er mere i tråd med det man baserer seg på her til lands, da det vel her hjemme stort sett er enighet om at strekkfastheten bedre karakteriserer en bergarts egenskaper i anleggsteknisk sammenheng enn trykkfastheten gjør det.

De undersøkelsesmetoder som delvis har vært benyttet her hjemme, slik som sprøhet, flisighet, borbarhetsindeks, sprengbarhetsindeks er, med unntak av Sverige og Finnland, praktisk talt ukjent. Sievers J-verdi er kjent, og til klassifisering av vegmateriale benyttes Los Angelesmetoden som av og til også benyttes her hjemme.

Av geofysiske metoder har man i utlandet til en viss grad tatt i bruk seismikk på fast fjell for derved å finne en sammenheng mellom seismisk hastighet og sikringsarbeider ved tunnelarbeid. Motstandsmåling benyttes i hydrogeologiske undersøkelser, mens metoden her hjemme knapt er mer enn prøvd.

I det store og hele satses mere på forundersøkelser i utlandet enn her, og dette henger selvfølgelig sammen med at man som oftest har vanskeligere forhold og svakere bergarter enn vi har.

Erfaringer fra typiske prosjekter

Norske ingeniørgeologer har deltatt i oppdrag av forskjellig karakter i utlandet, men det mest typiske prosjekt er vel kraftanlegg med tilhørende dammer, tunneler og kraftstasjoner. Naturlig nok har det vesentligste av arbeidet foregått i U-land.

Engasjementene er ofte for norske konsulentfirmaer som har fått arbeidet på anbud og i konkurranse med andre firmaer. Nettopp dette vil ofte være en begrensning for undersøkelsen.

De ingeniørgeologiske undersøkelsene utgjør gjerne bare en del av hele undersøkelsen, og må følgelig dele pengesekken med andre sider av prosjektet. Vanligvis går ikke undersøkelsen som man hadde tenkt seg. Uforutsette problemer dukker opp, og det blir kanskje behov for helt andre metoder og annet utstyr enn forutsatt. Man kommer da i den situasjon at man må prioritere, og enden på det hele blir kanskje at man står med tom pengesekk og må forsøke å få noe ut av tvilsomme resultater. Anbud egner seg ikke som økonomisk ramme til forundersøkelser av denne art, men det synes som at det er vanskelig å gjøre på annen måte når det er snakk om konkurranse mellom internasjonale firmaer.

Nøkkelen til økonomisk og faglig suksess på slike prosjekter ligger i rekognosering. En grundig rekognosering av kvalifiserte folk som er i stand til å forutse mest mulig av faglige og praktiske problemer, vil være avgjørende for resultatet av undersøkelsen. Ikke minst støter man gjerne på praktiske problemer, spesielt i U-land, som kullkaster alle planer om fremdriften av et prosjekt.

Store avstander og ofte mangelfulle kommunikasjoner gjør at alle problemer av praktisk art helst børe være tatt vare på før man forlater Norge. Som oftest vil de praktiske vansker være av større betydning for gjennomføringen av prosjektet enn de rent faglige problemer som skal løses.

Ved prosjekter utenlands vil det ofte bli samarbeide med lokale geologer. Dette byr sjelden på problemer. Rent faglig snakker man samme språk, og selv om det kan være divergerende oppfatninger om betydning av forskjellige fenomener, er forholdet som oftest godt.

De største faglige problemene ved fjellanlegg her hjemme er svelleleire og bergtrykk. I utlandet er de største problemene ofte forbundet med dårlige mekaniske egenskaper på bergartene, men en erfaring som er gjort er at svelleleire er et fenomen og et problem som man møter verden over. Svelleleire synes ikke å være knyttet til noen bestemte bergartstyper eller geologiske formasjoner. Imidlertid synes ikke forståelsen for problemet å være særlig utviklet. Som oftest blir fenomenet bare konstatert uten at man vet hva det er eller hva som egentlig skjer.

En erfaring som synes gjennomgående er at man kan komme forbausende langt i en undersøkelse med enkle midler. Man har ofte en tendens til å legge opp til en undersøkelse på høyt nivå med boringer, geofysiske metoder etc., mens det viser seg at man får utmerkede observasjoner og resultater ved f.eks. sjaktgraving. Jeg skulle anta at også dette er en erfaring som har stor gyldighet her hjemme.

Stiegler's Gorge Hydropower Utilisation Project

Jeg vil så forsøke å gi noen inntrykk fra en forundersøkelse for et kraftanlegg i Tanzania som jeg deltok i.

Undersøkelsen var en såkalt "feasibility study" for et mulig kraftanlegg i elven Rufiji. Det har tidligere vært andre grupper, bl.a. fra Japan som har foretatt rekognoseringer og innledende undersøkelser, så vi stilte ikke helt på bar bakke.

Undersøkelsen skulle munne ut i en formgiving og en plan for byggingen av hele anlegget inklusive kostnadsoverslag og beregning av kraftpriser. I rapporten utgjør således geoundersøkelsene en relativt liten del i forhold til det som ble produsert av f.eks. hydrologene og anleggsfolkene. Imidlertid vil jeg vesentlig omtale geoundersøkelsene da det er den delen som formodentlig har størst interesse i denne forsamling. Geoundersøkelsene utgjorde dessuten den desidert største delen av de rent fysiske undersøkelser på stedet.

Den interessante del av elven, hvor det er aktuelt å bygge en dam, er avgrenset til en ca. 3 km lang strekning med navnet Stiegler's Gorge. Elven går på denne strekningen i et 200 m bredt og 100 m dypt juv.

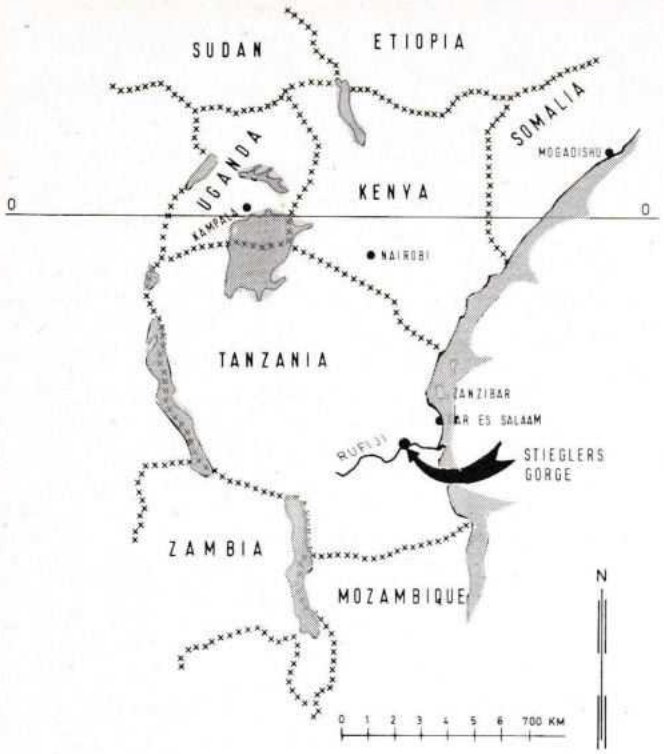


Fig. 1

Det er her tale om en oppdemning av elven med en 130 m høy dam, og en kraftstasjonsinstallasjon som vil gi 850 MW. Oppdemningen vil gi en sjø omtrent dobbelt så stor som Mjøsa. Både fyllingsdam og betongdam er aktuelle alternativer.

Stiegler's Gorge ligger ca. 200 km i luftlinje fra hovedstaden Dar es Salaam (Se fig. 1). Forbindelsene med omverdenen er meget sparsomme. En liten flystripe kan ta ned småfly, og personelltrafikk, matforsyning og ellers lettere transport foregikk med fly. Tyngre forsyninger og utstyr måtte fraktes inn med bil på veier som stort sett ikke var mer enn to hjulspor, og som ble ubrukbare så fort det kom en regnskur. Nærmeste bensinstasjon var ca. 250 km unna langs denne veien.

Vi opprettet vår leir ved flystripen som ligger ca. 3 km fra elven, og ryddet veier derfra til de aktuelle stedene hvor det skulle bringes frem tungt utstyr. Forøvrig hadde vi radiokontakt med Dar es Salaam.

Forut for planleggingen av feltarbeidet ble det foretatt en rekognosering til området, og tilgjengelige rapporter, karter etc. ble skaffet til veie. Flyfotos, geologiske karter i målestokk 1 : 50000, og topografiske karter i målestokk 1 : 50000 og 1 : 10000 var tilgjengelige. Dessuten ble det samtidig med geoundersøkelsene laget karter over selve damstedet i målestokk 1 : 1000.

Undersøkelsen ble så planlagt med en antatt nødvendig arbeidsinnsats, og økonomisk ramme og tidsramme ble fastsatt.

Geoundersøkelsene i marken besto av følgende:

- Kjerneboringer for hoveddam, sidedam, omløpstunneler, overløp, kraftstasjon og steinbrudd.
- Seismiske refraksjonsmålinger for massetak, hoveddam og sidedam.
- Geoteknisk kartlegging og prøvetaking av forefinnende masser ved hjelp av seismikk, sjaktgraving og skovlboringer.
- Ingeniørgeologisk kartlegging og prøvetaking av bergarter.

Alle disse undersøkelsene gikk hånd i hånd og hadde ikke bare ingeniørgeologiske eller bare geotekniske formål. Det er derfor praktisk og naturlig å slå alt i samme skål og kalle det geoundersøkelser.

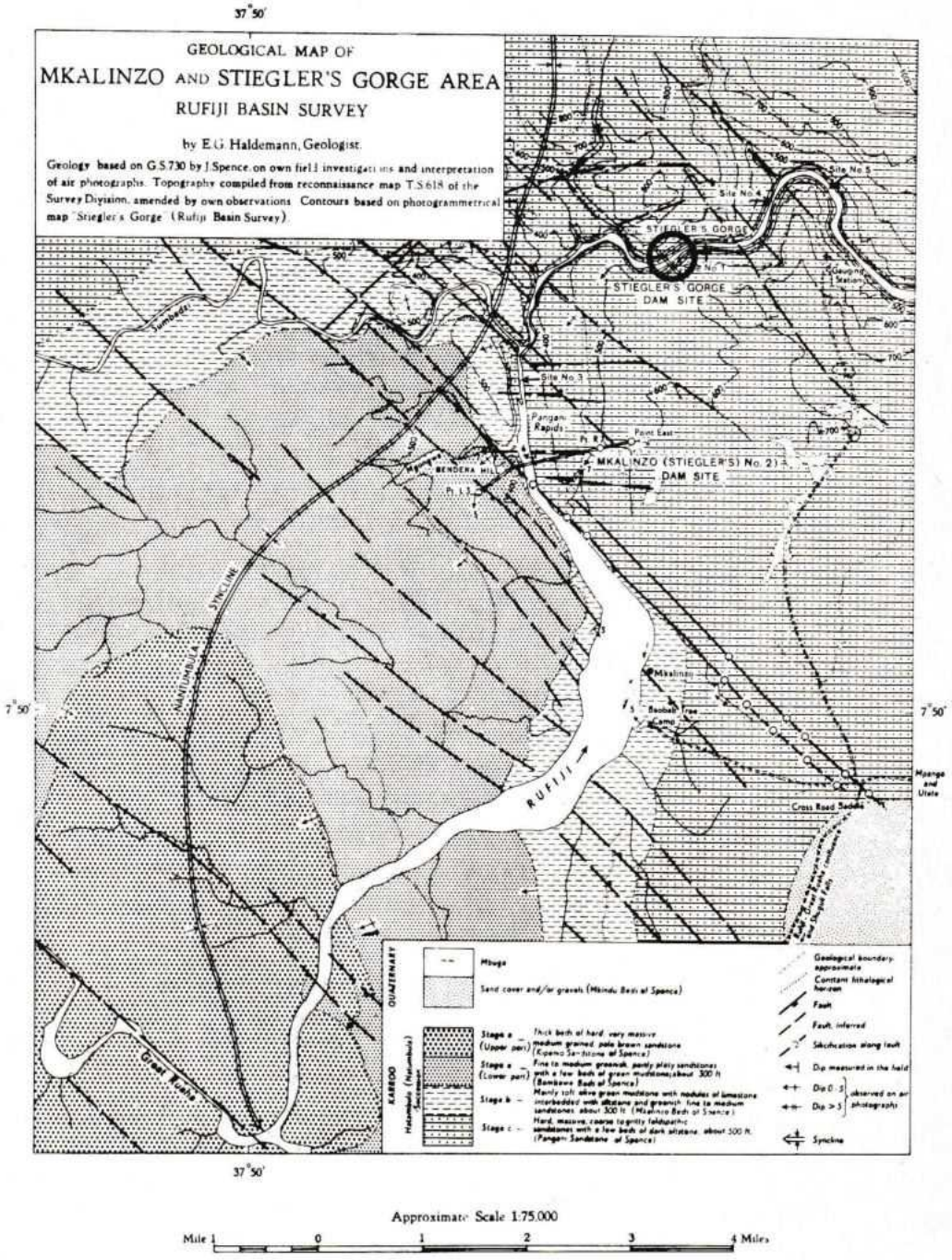
Det ble i alt boret 9 hull med kjerneboring med en samlet lengde på 705 m. Det ble skutt 15 seismiske profiler med samlet lengde 6650 m, og det ble gravd sjakter og boret skovlborhull i et samlet antall av 110.

Hele undersøkelsen i marken tok ca. 4 måneder, men forut for dette gikk ca. 2 måneder hvor to mann arbeidet med innkjøp av utstyr, opprettelse av lokale kontakter og etablering av leir. Bemanningen ved feltarbeidet varierte mellom 2 og 12 europeere med 10–20 innfødte hjelpearbeidere.

Det viste seg etter hvert at vi måtte benytte betydelig tid på å løse en rekke praktiske problemer av ikke faglig natur. Mye tid gikk med til å rydde veier, vedlikeholde biler og utstyr, og ikke minst administrere en leir med opptil 30 mennesker, hvorav forsyningstjeneste utgjorde en betydelig del.

Stiegler's Gorge ligger i et viltreservat, og dyrelivet er frodig og variert. Dette satte uten tvil farge på et ellers kjedelig landskap, men det hemmet også bevegelsesfriheten noe. Vi hadde ikke anledning til å ha våpen, og følgelig måtte vi forsøke å gardere oss ved å ha kjøretøyer i nærheten når vi var ute i terrenget. Dette lot seg ikke alltid gjøre, og vi hadde et par episoder hvor våre innfødte hjelpearbeidere ble angrepet av bøfler og neshorn, og måtte søke tilflukt i trær.

Fig. 2



Området som var lagt ut til vilreservat var også ryddet for folk, og våre antagelser om at vi kunne skaffe arbeidskraft og delvis forsyninger fra nærliggende landsbyer holdt ikke stikk. Her stemte ikke kartet med terrenget idet landsbyer som var avmerket på kartet kort og godt ikke eksisterte lenger. Vi måtte derfor hyre folk fra Dar es Salaam og en landsby 10 mil borte, og måtte følgelig holde disse folkene med mat, telt og forøvrig nødvendig leirutstyr. Hjelpearbeiderne var forøvrig hyggelige, arbeidssomme, og tildels også flinke folk som vi stort sett var meget fornøyde med.

De geologiske forhold på stedet er relativt oversiktlige. (Se fig. 2). Bergartene består av sedimenter i form av horisontale benker med leirskifer (mudstone), siltstein og sandstein eller sparagmitt. De tilhører det såkalte karro-systemet som er dannet for ca 200 mill. år siden i Triasperioden. Leirskiferen er omtrent som leirskifer fra Oslofeltet, og sparagmitten omtrent som sparagmitt fra Østerdalen. Et snitt gjennom damaksen er vist i fig. 3, og viser vekslende lag med sandstein og leirskifer med lagtykkelse opptil ca. 30 m. Løsmassene på damstedet nede ved elven består av ur med blokker på opptil 6–7 m størrelse, mens området omkring vesentlig er dekket av sandig rød og grå residualjord.

Noen forkastninger går gjennom området, og vi fant svelleleire. I det hele tatt er berggrunnsgeologien svært så lik det vi ofte ser i Norge.

Det viste seg ganske tidlig at vårt planlagte arbeidsprogram måtte revideres betraktelig. Kjerneboringsprogrammet ble fulgt i grove trekk, men opprinnelig var det også planen at vi skulle bore en rekke hull med maskin for kartlegging og prøvetaking av løsmassene. Imidlertid viste det seg at løsmassedybden ikke var større enn ca. 3 m, og følgelig ble ikke slike boringer nødvendige. Det var også programmert et stort antall prøvegroper, men også dette ble betydelig redusert da det etter hvert viste seg at skovlbor var et helt utmerket redskap til kartlegging og prøvetaking av løsmassene. Denne boringen foregikk med håndmakt, og et hull til fjell ble unnagjort på 10–15 minutter. Store områder med potensielle massetak ble kartlagt ved denne metoden som viste seg rask og effektiv. Seismikk var også tiltenkt en større innsats enn hva det ble til p.g.a. at løsmassedybdene ble mest effektivt kartlagt med skovlbor.

Kjerneboringene ble gjennomført av et svensk firma med betydelig erfaring fra lignende arbeider forskjellige steder i Afrika, men til tross for moderne maskiner, flinke og rutinerte folk, og til tross for at man på forhånd mente å ha tatt vare på de fleste eventualiteter, viste det seg at lange forbindelseslinjer til reservedeler ble en hemsko.

Seismikerne fikk noe fremmede forhold på grunn av at fjellet og løsmassene var så tørre, og dessuten at fjellet var tildels meget oppsprukket i overflaten. Man fikk derfor meget lave seismiske hastigheter i fjell, helt ned i 600 m/s og sjokk-

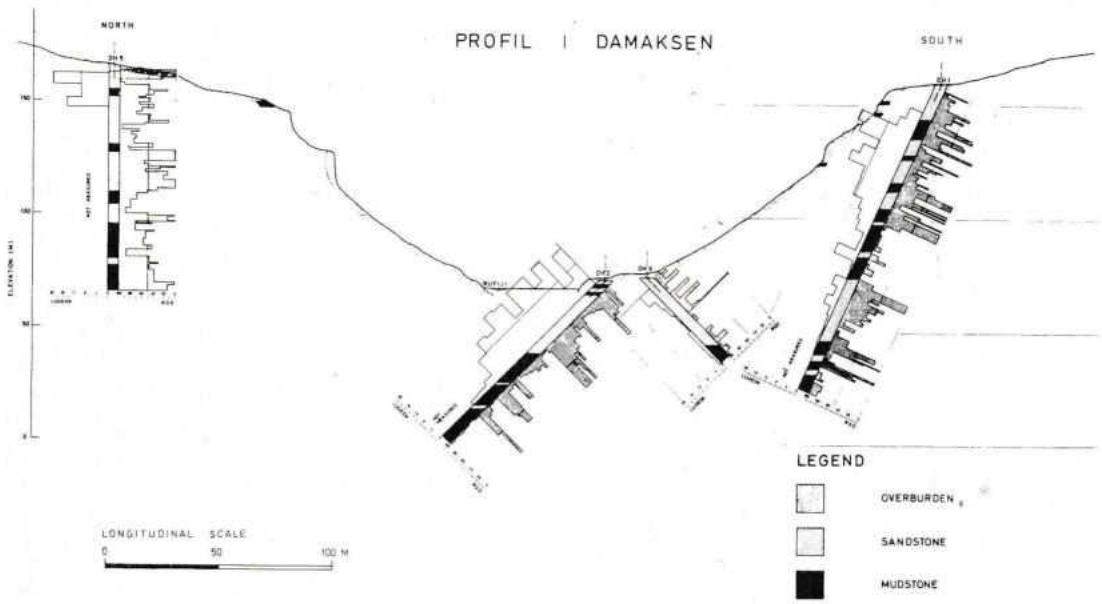


Fig. 3

forplantningen var meget dårlig. Sprengstofforbruket til de seismiske undersøkelsene var mange ganger så stort som det som er vanlig i Norge.

Berggrunnsgeologien er som nevnt temmelig lik den man ser enkelte steder i Norge, mens løsmassegeologien er vesensforskjellig. Mulig dannelsesmåte for løsmassene ble livlig diskutert, men man ble etter hvert enige, og i det store og hele støtte vi ikke på geologiske fenomener som var helt fremmede eller uforklarlige.

Det innsamlede prøvematerialet ble tatt med til Norge og analysert ved forskjellige laboratorier. Vi satset på å gjøre de laboratorieundersøkelsene som er mest vanlige i utlandet i og med rapportens internasjonale karakter, men gjorde i tillegg de undersøkelsene vi er mest vant med å bruke her hjemme, da de sa oss som skulle benytte resultatene, noe mere.

Noen laboratorieresultater (middel av flere prøver):

Bergart	Trykkfasthet ⊥ lagd. kg/cm²	Strekkfasthet ⊥ lagd. kg/cm²	Lydhastighet ⊥ lagd. m/sek.
Sandstein	1590	107	5000
Leirskifer	845	12	2600

Hvis man skal foreta en oppsummering av våre erfaringer fra dette prosjektet, så kan man si at de rent faglige problemer vi møtte var omtrent som ventet, og vi fikk stort sett de opplysninger og resultater vi hadde behov for.

De praktiske vanskeligheter vi møtte var derimot noe større enn antatt og la beslag på svært meget av vår tid. Vi lærte at man ikke kan komme til et U-land på jobb som ingeniør og tro at man kun skal utføre ingeniørmessige oppgaver. Praksis som f.eks. snekker, bilmekaniker eller sykesøster kommer godt med.

Undersøkelsen var en god demonstrasjon av ingeniørgeologiens plass i et prosjekt av denne art. I samarbeid med geoteknikere, seismikere, hydrologer, seismologer, landmålere og anleggsfolk lærer man at det tross alt finnes andre ting enn geologi her i verden og at resultatet blir best når alle tilgjengelige kunnskaper nyttes i fellesskap. Dessuten blir det med all ønskelig tydelighet demonstrert at geologien i et slikt prosjekt har berettigelse så lenge resultatene kan nyttes praktisk. Til sist munner alt mer eller mindre ut i økonomi.

Summary

The author briefly compares the education and practical training of engineering geologists in Norway and other countries. The standard methods used abroad and in Norway are reviewed particularly with respect to the requirements of organisations financing work in under developed countries. The paper illustrates the differences between norwegian conditions and those found overseas with a description of the work carried out by the author on a power plant project in Tanzania.

Seismiske undersøkelser for fjellanlegg

Seismic Investigations for Constructions in Rock

Cand. real. A. Øfsthus – A/S Geoteam

Innledning

Den seismiske målemetoden som blir mest benyttet ved undersøkelser av fjellanlegg, er refraksjonsmetoden. Prinsippet for metoden er vist på fig. 1. En elastisk bølge som sprer seg i et medium vil følge en bane som er bestemt av de elastiske parametre i mediet. Ved overgang fra et medium til et annet følger lydbølgene lovene som gjelder for optisk lysbryting og refleksjon.

Metoden benyttes for å gi mektigheten av løsmasselagene, og for å angi hastighetsfordelingen i løsmasselag og fjellgrunn. Oppsprukket fjell gir lavere hastighet enn uoppsprukket fjell. Ved å benytte flere profiler kan derfor retningen av markerte oppsprukne soner påvises.

Begrensninger

Som ved alle geofysiske metoder blir de innsamlede dataene tilpasset en regnemodell. Ved de seismiske undersøkelsene er det gangtiden til forskjellige avstander fra skuddpunktet som danner grunnlaget for modelltilpasningen. Selv om en kan forbedre målenøyaktigheten av disse parametre nær sagt ubegrenset, ligger den vesentlige usikkerhet i selve modelltilpasningen (m.a.o. hvor godt forutsetningene for modellen tilsvarer de virkelige fysiske forhold på målestedet).

Forutsetningen for å registrere korrekte hastigheter i de forskjellige dyp er at

1) Hastighetene er konstante, eller øker med dypet. Flattliggende slepper eller knusningssoner vil derfor representere lavhastighetssoner som bølgene "hopper" over, dersom sonene ikke skjærer profilet i overflaten.
2) Selv om hastigheten i fjellgrunnen er svakt økende, vil det kreve meget lange profilutlegg for å få registrert hastighetene fra store dyp. Det vil derfor i mange tilfeller være rent praktisk vanskelig å sikre hastighetsbestemmelser fra store dyp, og en vil i de fleste tilfeller måtte nøye seg med hastigheter fra ca 5–30 meter dyp under fjellflaten.

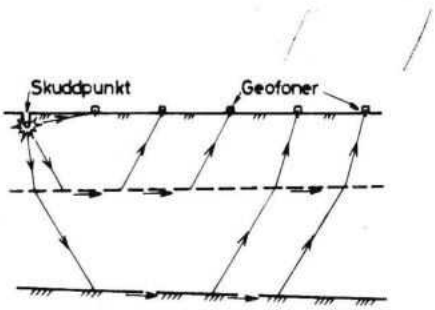


Fig. 1. Prinsippskisse, seismisk refraksjonsmåling.

Andre typer undersøkelser

Nedenfor er kort nevnt og angitt noen henvisninger om andre undersøkelsesmetoder, basert på seismisk teori.

Dersom det er utført diamantboringer i området, kan hastighetenes variasjon i forskjellige dyp finnes ved målinger på selve borkjernene (1).

En kan også utføre in situ målinger i selve borhullet – eller mellom flere borhull, og således oppnå hastighetsinformasjoner fra store dyp, se fig. 2.

Videre kan anvendelsen av transversalbølgemålinger komme på tale ved spesielle prosjekter (2).

Til slutt bør en nevne at det idag drives forskning for å tilpasse refleksjonsmetoden, basert på meget høye frekvensspektra (størrelsesorden 10 KHz) for å kunne bestemme nærmtliggende fjellforhold ved målinger fra selve fjellrommet (3).

Rendalen kraftverk

Vi vil så gå over til en spesiell undersøkelse vi har utført for å sammenstille hastigheter i fjellgrunnen i relasjon til driftsresultatene ved Rendalen Kraftverk. Ved utbyggingen av anlegget viste driftsforholdene seg å være vanskelige. Vi har derfor sett det som en interessant oppgave å sammenstille de seismiske hastighetene for å se hvilke konklusjoner dette kan gi. Opplegget for denne analysen er et ledd i en større undersøkelse som A/S Geoteam arbeider med, og som vil omfatte en rekke fjellanlegg i Norge.

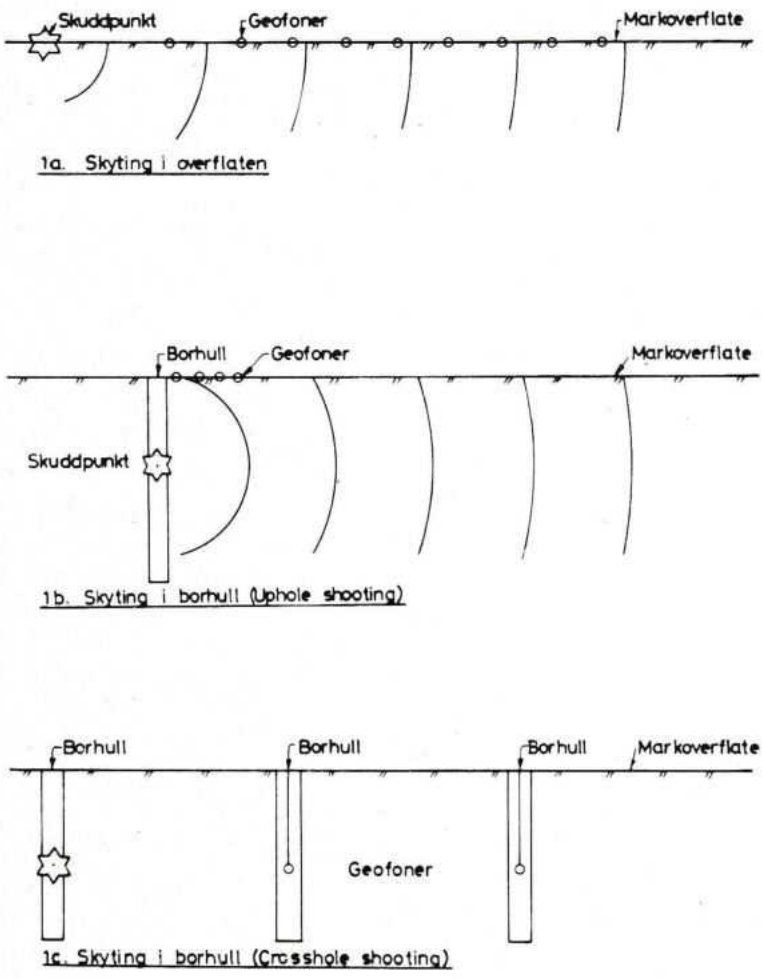


Fig. 2. Prinsippskisser, seismisk feltopplegg.

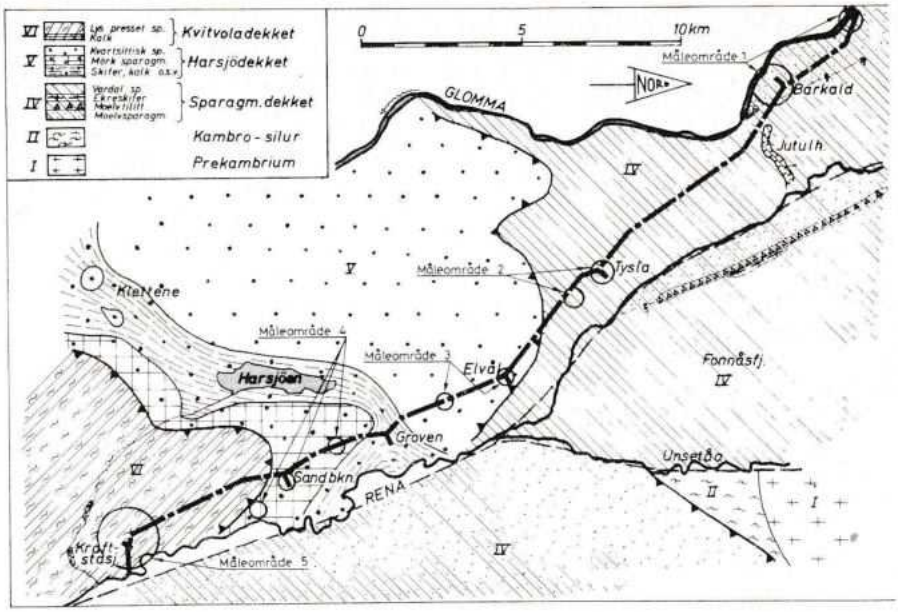


Fig. 3. Plassering av seismiske måleområder. Geologisk kart etter Kjølberg.

Innledningsvis vil vi nevne den hjelp en har fått av K/L Opplandskraft ved at de har stillet sitt materiale om driftsforhold etc. til rådighet, samt siv.ing. Sandberg og siv.ing. Kjølbergs bidrag vedrørende de geologiske forhold ved anlegget. Tidligere på Bergmekanikkdagen 1972 har siv.ing. Kjølberg omtalt endel av de geologiske forhold ved anlegget. Fig. 3 viser det geologiske kartet fra området, og plasseringen av de seismiske profilene i de forskjellige områder.

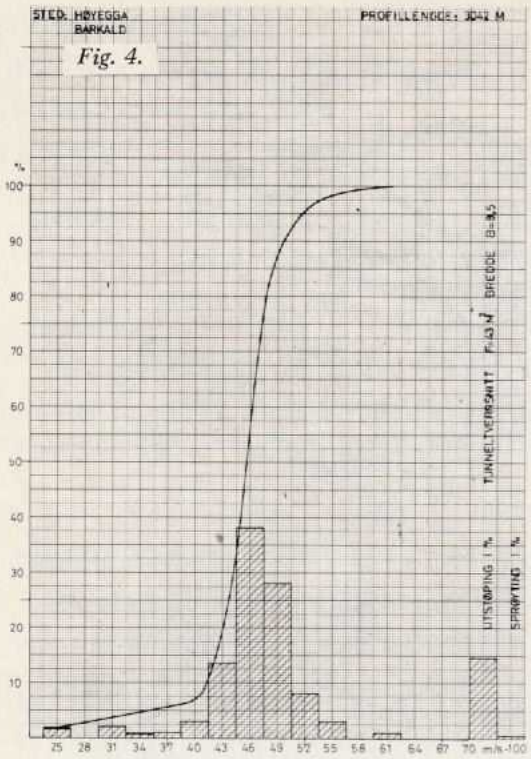
De seismiske hastighetene er bestemt ved refraksjonsmålinger, og dybdenivået som hastighetene er hentet fra, ligger stort sett 5–25 meter under fjelloverflaten. Materialet som er benyttet ved undersøkelsen omfatter samtlige seismiske målinger som har vært utført ved Rendalen Kraftverk i tiden 1965–1967, og omfatter totalt 7,7 km profillengde.

En har delt inn bergartene som tunnelen krysser i navngitte bergartsområder. En har deretter behandlet samtlige seismiske profiler innenfor et slikt bergartsområde som en separat seismisk datamengde. På grunnlag av disse datamengdene har en utarbeidet prosentvise histogram- og akkumulasjonskurver for hastighetene fra hvert bergartsområde, og sammenholdt disse kurvene med driftsresultatene fra vedkommende områder.

Måleresultater og bergartsgruppering

En har foreslått følgende bergartsinndeling fra utbyggingsområdet:

1. "Barkaldfjell" (utpreget lagdelt grovkornet Moelv-sparagmitt). De seismiske målingene som er utført innenfor denne bergarten gjelder målinger fra Høyegga og Barkald, i alt 3042 m profillengde. Måleresultatene er gitt sammen med driftsresultatene fra tilsvarende bergarter i fig. 4.
2. "Tyslafjell" (utpreget lagdelt tynnbenket sparagmitt). De seismiske målingene fra denne bergarten gjelder undersøkelser fra Tysla og Ormrøstbekken, men med bare 358 m undersøkt profillengde. Måleresultatene er gitt i fig. 5.
3. "Elvålfjell" (delvis relativt grovbenket, oppsprukket Kvartsitt). Målingene omfatter undersøkelsen fra Elvål (110 m) og fra Kvernbekken (345 m). Målingene fra Elvål viser overalt lavere hastigheter enn 4000 m/s, mens målingene fra Kvernbekken overraskende nok viser vesentlige bedre hastigheter. Måleresultatene, basert på bare 455 m profillengde, er gitt i fig. 6.



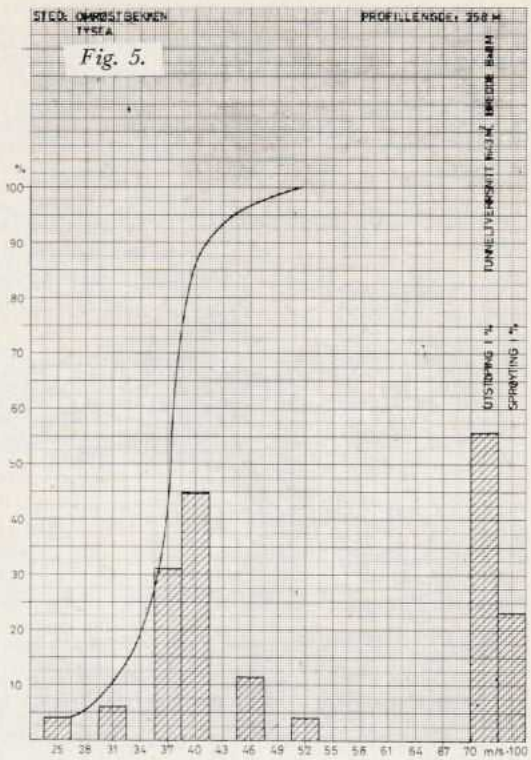
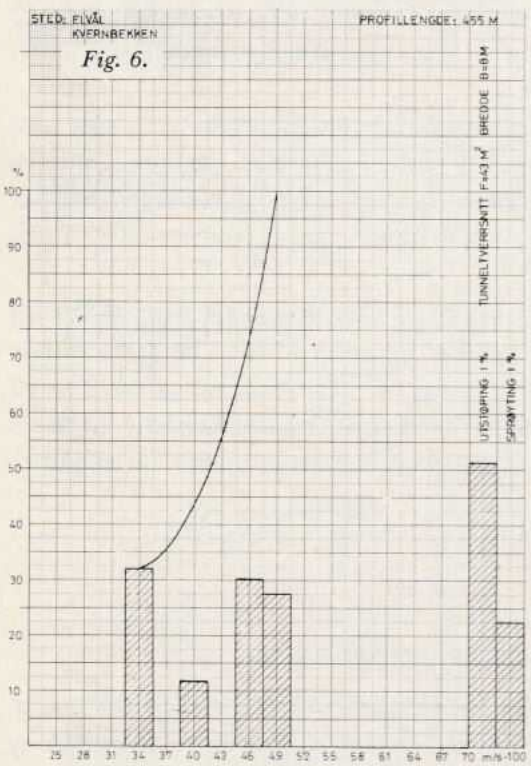


Fig. 4 Histogram og akkumulasjonskurve, Høyegga og Barkald-området.

Fig. 5 Histogram og akkumulasjonskurve, Tystaområdet.



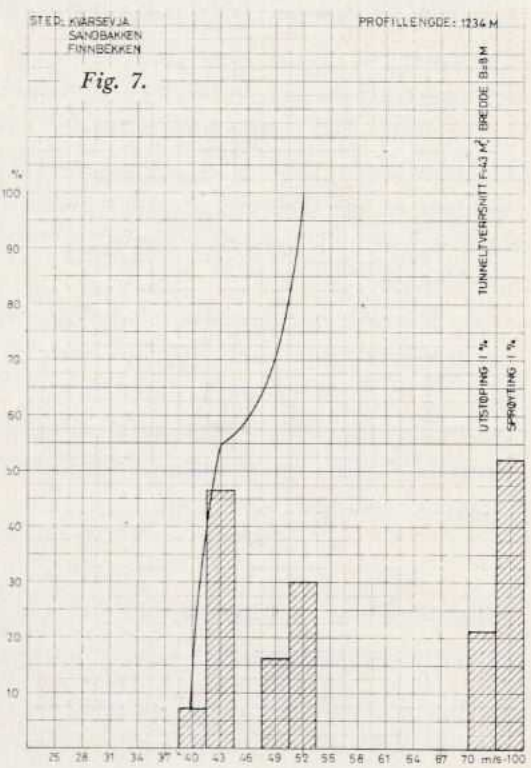


Fig. 6 Histogram og akkumulasjonskurve, Elvålområdet.

Fig. 7 Histogram og akkumulasjonskurve, Sandbekkenområdet.

4. "Sandbekken-fjell" (Relativt grovkornet mørk sparagmitt). De seismiske målingene fra denne bergarten gjelder undersøkelser fra Sandbekken, Kvarsevja og Finnbekken, med i alt 1234 m undersøkt profillengde. Måleresultatene er gitt i fig. 7. Kvarsevja er uten tvil plassert i denne gruppen. Den kan (etter Sandberg) muligens også tilhøre fjelltypen i kraftstasjonsområdet.
5. "Kraftstasjonsfjell" (Tynnbenket Kvitvola-sparagmitt). De seismiske målingene fra denne bergarten gjelder undersøkelser fra Østmyra og Kraftstasjonsområdet. Undersøkelsene omfatter ialt 2,42 km profillengde, og resultatene er gitt i fig. 8.

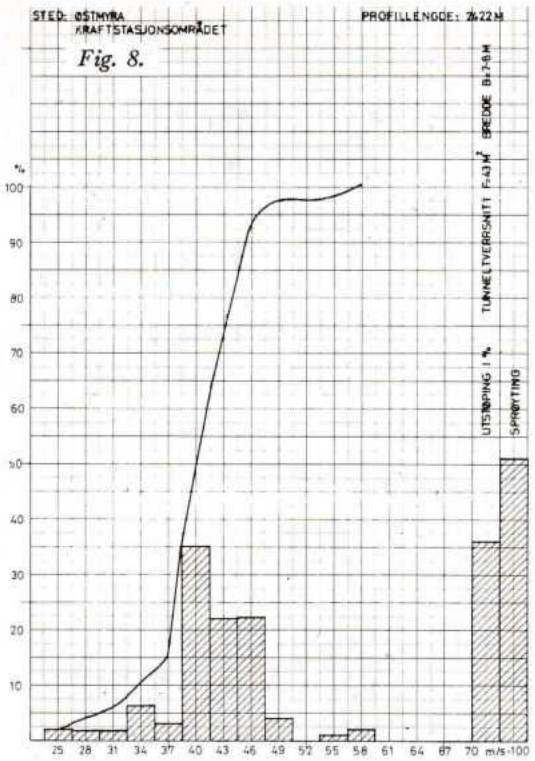


Fig. 8 Histogram og akkumulasjonskurve, kraftstasjonsområdet.

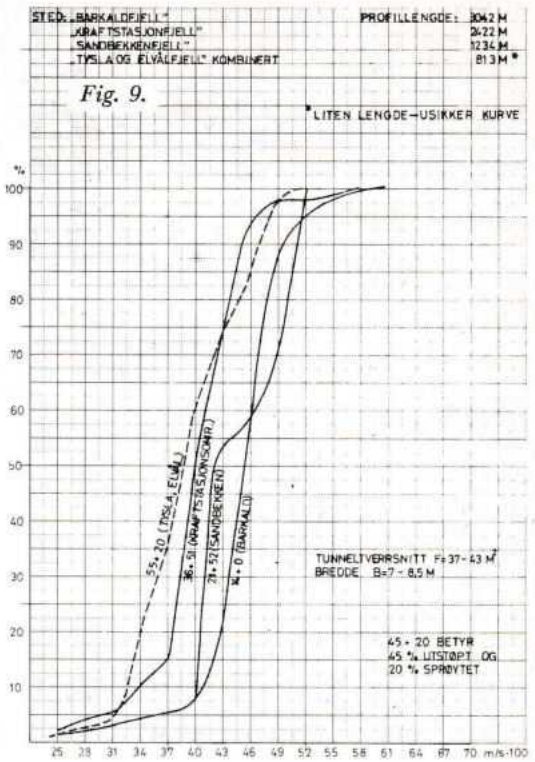


Fig. 9 Oversikt – akkumulasjonskurve, Rendalen kraftverk.

Avsluttende bemerkninger

Når det gjelder benyttelsen av et seismisk materiale fra et område, vil generelt de seismiske hastigheter til en viss grad være påvirket av bergartenes strøk og fallretninger. Videre vil selvsagt en seismisk datamengde ikke være representativ dersom datamengden er fremkommet ved bevisste målinger i knusningssoner, svakhetssoner etc., idet en da naturligvis vil registrere lavere hastigheter enn hva som er representativt for området generelt.

Nå ble imidlertid de seismiske undersøkelsene utført med henblikk på dybdeberegninger til fjell. Etter en geologisk vurdering av profilplasseringene synes målingene å være velegnet til de formål de her skal benyttes, nemlig til å gi representative hastighetsinformasjoner fra områdene.

En annen ting som bør nevnes er at det innen flere av bergartsgruppene er målt noe for liten profillengde, og en noe for lokal profilplassering, for å gi statistisk sikre akkumulasjons, eller fordelingskurver.

Ut fra en slik vurdering synes en profillengde på 1–2 km fra hvert område å være en ønskelig mengde for å få statistisk sett riktige kurver.

Begrunnelsen for denne minimumsgrensen er statistiske analyser fra store datamengder annetsteds fra, som indikerer denne minimumsgrensen.

I fig. 9 har vi satt opp en sammenstilling av de funne akkumulasjonskurver fra de forskjellige bergartene. Vi velger å se på denne figuren som hovedresultatet av undersøkelsen.

I oppstillingen er det bare for "Barkaldfjell" og "Kraftstasjonsfjell" at det er utført så mye seismikk og med en slik spredning at en statistisk sett kan stole på kurvene. Når det gjelder kurvene for målingene ved Tysla og Elvål, er det bare målt 350–450 m profillengde fra hvert sted, noe som avgjort er for lite for å få statistisk sikre kurver. Vi har derfor slått sammen målematerialet fra begge steder, for å få presentert det samlede seismiske materialet. Begge områder ga forøvrig tilnærmet

like sikringsproblemer, med henholdsvis ca 50–55 % støpning og 22–23 % sprøyting.

Når en skal trekke en konklusjon av undersøkelsen, mener vi at materialet totalt sett viser en klar sammenheng mellom de seismiske hastighetsfordelingene og sikringsarbeidene ved Rendalen Kraftverk.

Det synes derfor klart at undersøkelsen kan ha praktisk verdi som

I Sammenligningsgrunnlag ved senere seismiske undersøkelser i tilsvarende bergarter.

II Videre viser undersøkelsen at en slik analyse kan gi synspunkter når det gjelder å vurdere driftsforholdene, relativt sett, mellom ulike områder av et prosjekt, eller mellom forskjellige prosjektalternativer.

Som sluttbemerkning vil en ikke unnlate å påpeke viktigheten av et nært samarbeid mellom geolog og geofysiker, for å oppnå et optimalt utbytte av en slik analyse.

Henvisninger

1 *Fairhurst C.* Laboratory Measurements of Some Physical Properties of Rock. 4th Symp on Rock Mechanics No 76 s 105–s 117. 1961.

2 *Øfsthus A.* Klassifisering av fjellkvalitet på grunnlag av seismiske undersøkelser. Bergmekanikk 1971.

3 *Gupta R. R.* Barkhoudarian. S. *and* Steinberg R. F. *Seismic Determination of Geological Discontinuities of rapid Excavation. North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference 1972.*

Summary

This paper outlines the method of seismic refraction measurements and quotes results from measurements made at the Rena power station construction. The seismic velocities measured are correlated with the practical difficulties encountered in the different rock types present at this site.

Utdrag fra foredrag holdt på medlemsmøter i Norsk Berg-mekanikkgruppe 1972

Synspunkter vedrørende injeksjonsarbeider i forbindelse med prosjekter der det stilles store krav til et fjellroms tetthet

Some aspects of grouting operations on projects where a low fluid leakage level is specified

Sivilingeniør Walter Hoffmann, Entreprenørservice A/S, Høvik

Innledning

Praktiserende tunnelingeniører har til alle tider måttet avfinne seg med at et fjellmassiv ikke er en betegnelse for et massiv, men tvert imot at dette massivet alltid er gjennomsatt av større og mindre sprekker i forskjellige retninger. Det er tilstedeværelsen av sprekkesystemene som forårsaker problemene med fjellrommets stabilitet, og det er i det vesentlige også disse som gir problemer med inntrengende vann.

Undertegnedes første møte med en injeksjon var i en tunnel der byggherren hadde stilt en injeksjonsutrustning til disposisjon for entreprenøren. (Byggherren hadde mange entreprenører i arbeide). Injeksjonen ble foretatt ved at man boret hull og gjennom disse forsøkte å pumpe inn en cementsuspensjon i sprekkesystemet. Noen større mengder gikk ikke inn, og etter avsluttet injeksjon var det fremdeles lekkasjer.

Man kan si at den skisserte situasjon gir et bilde satt noe på spissen av det injeksjonsmiljøet som på mange måter var typisk her i landet for en del år tilbake.

Hensikt med og krav til vanntetthet

Det kan være hensiktsmessig å skille mellom de krav man må stille av hensyn til rommets egne behov og med hensyn på eksterne forhold.

Ut fra rommets eget behov vil det i regelen være krav om dryppfrihet, og fellesnevneren for dette er at man fanger opp vann og leder det vekk.

Dette kan fremstilles ved eternit-hvelv, strekkforms-hvelv, sprøytebetong med dren osv.

De eksterne hensyn tilsier ofte at det må stilles absolutte krav til vanntetthet for å unngå grunnvannssenkninger, reduksjon i poretrykk i ovenforliggende løsmasser av hensyn til setninger i de samme løsmassene. Man har hittil i regelen basert seg på vanntett støp eller vanntett støp med membran. I det følgende skal vi se på forskjellige løsninger basert på injeksjonsteknikk.

Forinjeksjon eller etterinjeksjon

Forinjeksjon er betegnelsen på en prosedyre der injeksjonen i det vesentlige foregår før fjellrommet blir blottlagt, mens etterinjeksjon foregår med en prosedyre ifra de allerede blottlagte vegger og tak.

Forinjeksjon blir gjerne utført fra stuff i driftsretningen, men kan ved grunne anlegg også eventuelt foretas fra dagen før sprengningsarbeidene blir utført.

Når man ser på gradient- og strømningsforhold rundt et fjellrom, er det lett å innse at det er mange argumenter som taler for forinjeksjon. Dette gjelder både forholdene med strømmende vann inn til fjellrommet, og for det injeksjonsmedium som man ønsker å pumpe inn.

Ved etterinjeksjon er det vanlig, og også i regelen nødvendig å foreta en bedring i

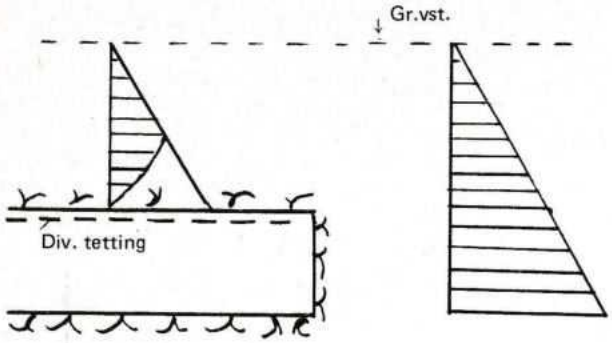


Fig. 1. Vanntrykk over og foran tunnel.

gradientforholdene for innpumpingen av injeksjonsmediet ved at sprekkeåpninger mot tunnellivet tettes ved dikking, dytting, sprøytebetong etc.

Disse forhold er søkt anskueliggjort i figur 1.

Disse prinsipielle betraktninger støttes av opplysninger i litteraturen og ikke minst av erfaringer fra egne anlegg og anlegg som vi har hatt anledning til å studere.

Forinjeksjon

I det følgende vil jeg tenke meg en forinjeksjon utført fra stuff i en tunnel som er under drift og forestiller meg at man ideelt skulle strebe etter å danne en injeksjonsskjerm som tetning som vist på fig. 2. For å få til en slik skjerm er det nødvendig at forinjeksjonsprosedyren systematiseres som injeksonsprosess, men det er like viktig at injeksjonsprosedyren inkorporeres i tunneldriften på en økonomisk riktig måte.

Fig. 3 og 4 viser hvor kompliserte driftsforholdene kan bli fremme ved stuffen når mange arbeidsoperasjoner skal foregå der. Selv om man legger opp til slike driftsskjemaer, er det klart at man i tillegg i praksis må utvise stor grad av fleksibilitet for å oppnå god kvalitet og god økonomi.

I en konkret tunnel vil det være spørsmål om valg av borhullsavstand, borhullsvinkel, injeksjonsstoff og flere andre faktorer. Disse spørsmål er forbundet med hverandre og influerer foruten på økonomien til injeksjonsarbeidet også sterkt på hele tunneldriften og dens økonomi.

I det følgende skal vi se noe nærmere på rene injeksjonstekniske aspekter og deretter på de faktorer som influerer på totaløkonomi der forinjeksjon er i bruk.

De praktiske anlegg der en først og fremst har vunnet erfaringer som denne artikkelen bygger på, er en ca. 20 m² tunnel i Limhamn i Malmø og en ca. 10 m² overvannstunnel ved Holtekilen utenfor Oslo.

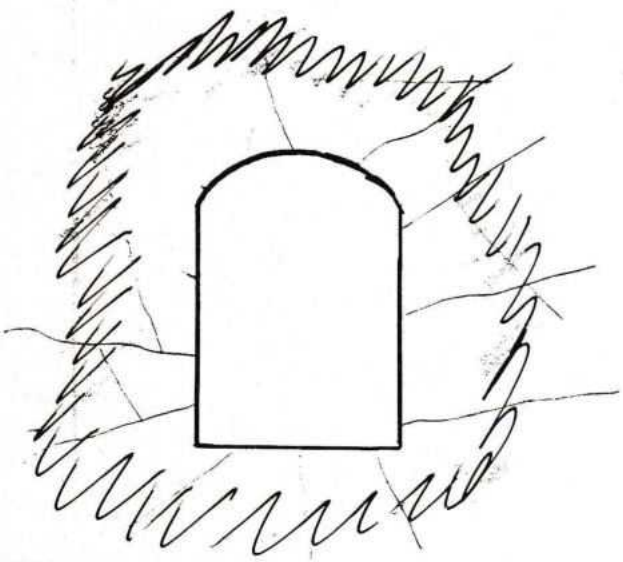


Fig. 2. Ønsket tetningsskjerm rundt tunnel.

Fig. 3. Driftssyklus anvendt i Limhamnstunnelen F = 18 m².

Boring, sprengning utlasting: 1 skift

Sprøytebetong i tak og vegger: 0,5 skift

Sonderboring og injeksjonsboring: 0,5 skift

Injeksjon: 2 skift

Σ 4 skift

Skravert område = ferdig injisert

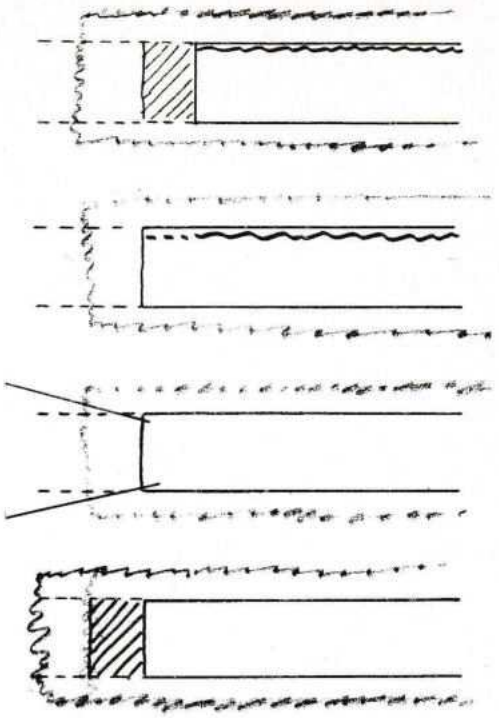


Fig. 4. Bemerk hvorledes de enkelte arbeidsoperasjoner kommer til forskjellige tider hver dag.

Tilstrebet arbeidssyklus

Dag 1: 06–14 Boring, spr. lasting
14–18 Sprøytebetong
18–22 Sonder- og injeksjonsboring

Dag 2: 22–14 Injeksjon
14–22 Boring, spr. lasting

Dag 3: 22–02 Sprøytebetong
02–06 Sonder- og injeksjonsboring
06–22 Injeksjon

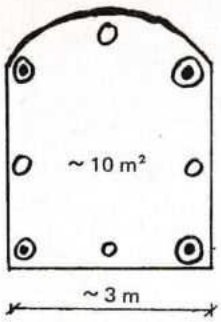
Injeksjonstekniske aspekter

Ved ethvert injeksjonsarbeide er en del forhold gitt fra naturens side, nemlig bergarten med sine sprekker og riss, der særlig sprekkevidder, sprekkeavstander, sprekkenes ruhet samt om sprekkene er fylt med andre materialer av betydning, likedan om det skulle være flere forskjellige sprekkesystemer med ulik vidde.

En faktor som vi delvis selv har herredømme over er fjellrommets orientering i forhold til sprekkesystemene.

Til slutt har vi en vesentlig valgmulighet i valg av injeksjonsmedium. Her må det tas hensyn til en rekke faktorer så som viskositet, kapillaritet, geltider, herdetider og styrke i herdet tilstand. Dessuten overgangskrefter mellom injeksjonsmateriale og andre stoffer. I spesielle tilfelle vil injeksjonsmediets resistens mot aggresive stoffer få betydning, og man må også ta hensyn til stoffets langtidsstabilitet.

Ved ethvert injeksjonsarbeide er det vanlig at man foretar vanntapsmålinger i borhullet på forhånd før injeksjonen for derved å danne seg et bilde av de injeksjonstekniske forhold. Etter avsluttet injeksjon hører det med at man borer kontrollhull og foretar vanntapsmålinger i disse for å kontrollere arbeidet.



• — Vanntapsmåling
○ — Injeksjon

Mønster for ansett av borhull ved en forinjeksjon

Fig. 5

Fra et økonomisk synspunkt er det en stor fordel at man treffer kombinasjon av borhullsavstand, injeksjonsvæske, injeksjonstrykk ved forinjeksjonen slik at man får tilfredsstillende resultater etter én omgang, hvilket i praksis gir seg til kjenne ved at kontrollhullene er tette.

Tidsforbruket ved injeksjonsarbeidet på stuff reduseres derved vesentlig i forhold til å måtte injisere i flere omganger.

I de senere år der det offentliggjort en rekke arbeider av teoretisk karakter, ofte kombinert med laboratorieforsøk, for å finne ut noe om injeksjonens rekkevidde fra borhullet. Slike regnestykker virker omstendelige med tildels kompliserte differensialligninger, og man har foreløpig noe tvilsom nytte av slike beregninger i praksis. Allikevel må det sees som meget gledelig at det drives seriøs forskning også på injeksjon og vannstrømmer i fjell, idet man derved får innblikk i de faktorer som i særlig grad har innvirkning på resultatet, både teknisk og økonomisk. Slik forskning foregår for tiden også i Norge.

En del av de materialegenskaper som er vesentlige er gitt i fig. 6, mens fig. 7 viser et spesialtilfelle for hvordan injeksjonsrekkevidden ut fra et borhull med en gitt væske kan beregnes, idet injeksjonsmediet er betraktet som et Bingham-legeme.

De teoretiske beregninger som det er vist til, samt alle materialegenskaper som er nevnt, viser klart at problemkomplekset omkring injeksjon dekkes av tekniske disipliner som ikke er blant de en bygningsingeniør fordyper seg mest i.

For å fremme god injeksjonsteknikk under vanskelige forhold trengs det et samarbeide mellom personer som behersker følgende disipliner: Hydraulikk, kjemi, fysikalsk kjemi, ingeniørgeologi, rheologi, tunneldrift og injeksjonsteknikk.

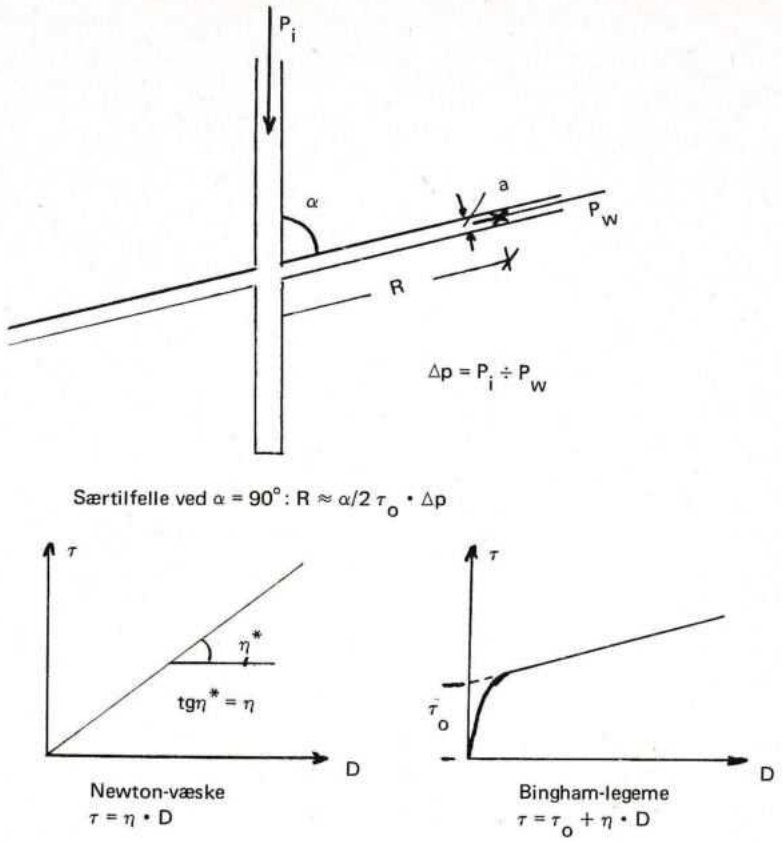
Det injeksjonsmateriale som fremdeles benyttes mest er kolloidale cementsuspensjoner, dvs. blandinger av cement og vann, men man må være klar over slike suspensjoners begrensning. Man regner at partikkelholdige væsker som cementsuspensjoner er, krever en rissvidde av minst 3 ganger største partikkeldiameter for over hodet å trenge frem. Dette skulle for cement gi en rissvidde a = 0,1 mm som absolutt nedre tenkbare grense for å kunne foreta en injeksjon. Ved vanntaps-

Materiale	η	Geltid	Herdetid	Elastisitet	σ	κ	Pris
	cp	h	dg	%	kg/cm²	dyn/cm	kr./lit.
Ib-coll	10–150	3	1	–	1–100	73	~3,–
AM 9	5– 50	–	1	–	1	73	~2,–
Recorcin	50	–	1	1	1–100	73	~4,–
Ligning	~50	etter ønske	–	10–20	3–6	40–50	0,6
Cementsusp.	–	–	–	–	–	–	0,1
Epoxy	~150	10	2	5	→1000	40–50	~20,–
Vannglass	–	–	–	–	–	–	0,6

Fig. 6. Tabell over endel materialegenskaper for endel potensielle injeksjonsstoffer.

Ikke eksakt, ikke uttømmende

Fig. 7



Injeksjonsrekkevidde R ut fra et borhull i en sprekk med vidde a.

målinger gir slike rissvidder ofte vanntap av størrelsesorden 0,5–1,0 L (1 L = 1 Lugeon er 1 l vanntap pr. bormeter pr. minutt og omregnet til et trykk av 10 kg/cm^2) idet jeg forutsetter at vanntapsmålingene foretas ved moderate trykk.

Det er imidlertid en utstrakt erfaring at man får lekkasjer av betydning inn til tunneler der det i borhull i tunnellivet er målt lavere vanntap enn angitt. Man har sogar erfaring for at vannlekkasjer finner sted dersom vanntapsmålinger over hodet gir målbare vanntap, og i tunnelen i Holtekilen ble det derfor alltid injisert når man hadde målbare vanntap i borhull.

I praksis kom man i Holtekiltunnelen frem til at man skulle injisere med cement når vanntap i borhull var større enn 2,5 L, mens man ved mindre vanntap baserte seg på injeksjon med ligninløsninger.

Ligninløsninger består av 3 komponenter, og ved å velge blandingsforholdet mellom disse 3 komponentene kan man regulere geltider og herdetider innenfor svært vide grenser.

Praktikerne hevder at det er dårlig samsvar mellom vanntapets størrelse og de injeksjonsmengder man får inn i det samme borhullet. Allikevel burde man i større grad enn hittil foreta vanntapsmålinger som ledd i forundersøkelser for tunneler i de tilfelle der man ønsker en lekkasjefri tunnel. Vanntapene vil gi god veiledning om valg av injeksjonsstoff. Enda bedre enn vanntapsmålinger vil det være å foreta prøveinjeksjoner eventuelt med flere forskjellige stoffer.

Hullavstanden ved forinjeksjon av såvidt finsprukket berg som Oslo-områdets leirskifere representerer, må man være forberedt på kommer ned mot 1,0 m, og den bør justeres slik at det oppnås forbindelse mellom hullene.

Vanlig tunneldrift:

F	U2	l_2	U2/l_2	U3	l_3	U3/l_3
m^2	1000 kr	lm	kr/lm	1000 kr	lm	kr/lm
10	40	45	890	55	65	850
~25	45	45	1000	60	65	925
40	50	40	1250	65	60	1090

Tunneldrift med forinjeksjon:

F	U2Inj.	l_2 Inj.	U2I/l_2 Inj.	U3 Inj.	l_3 Inj.	U3I/l_3 Inj.
m^2	1000 kr	lm	kr/lm	1000 kr	lm	kr/lm
10	43	25	1720	60	25	2400
~25	48	25	1920	66	25	2640
40	55	25	2200	72	25	2880

U = Ukekostnad, I = Inndrift pr. uke, Inj. = Med forinjeksjon, 2 = for 2 skifts drift, 3 = for 3 skifts drift

Fig. 8. Produksjons-uavhengige kostnader tunneldrift.

Anleggsøkonomiske aspekter

Når man skal analysere total økonomi av flere arbeidsoperasjoner som foregår på stuff, vil det i mange tilfelle være hensiktsmessig å dele opp kostnadene for hver enkelt arbeidsoperasjon i kostnader som er uavhengige av produksjonen (tidsavhengige). Dette vil i første rekke være arbeidslønn, maskinleier, faste installasjoner o.l.

De produksjonsavhengige kostnader vil i første rekke være materialer og reparasjoner. Fig. 8 viser omtrentlig størrelsesorden av andelen av de produksjons-

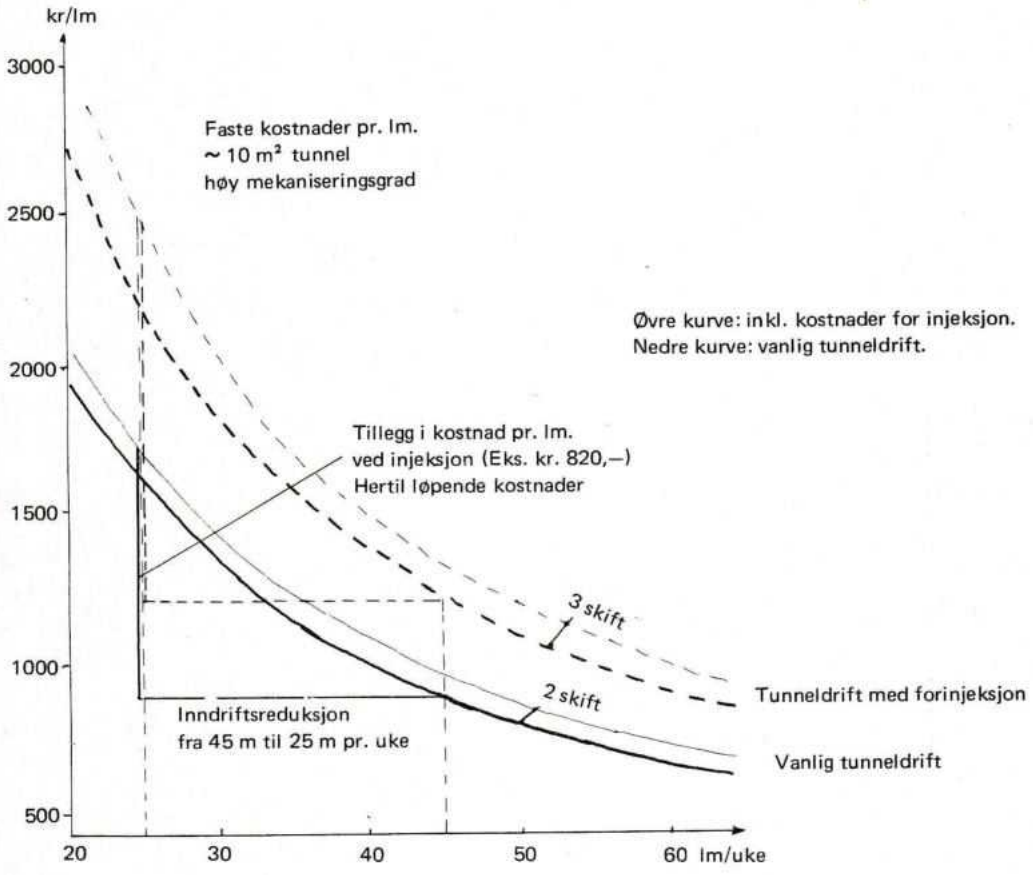
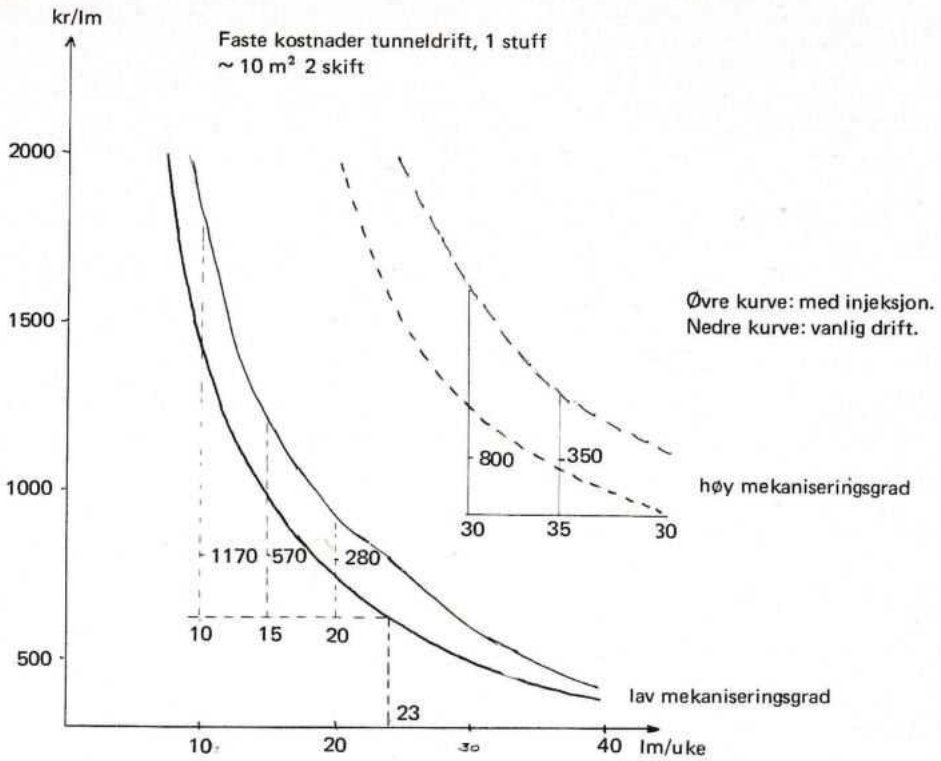


Fig. 9

Fig. 10



1170, 570, 280 = tillegg pr. m injeksjonsdrift ved 10, 15, 20 m inndrift når normal inndrift er 23 m.

uavhengige kostnader pr. uke ved flere tunneltverrsnitt og ved 2 henholdsvis 3 skifts drift. Likedan er det satt opp kostnader for tunneldrift med forinjeksjon. I fig. 9 er det så vist hvordan de produksjons-uavhengige kostnadene varierer pr. lm med inndriften pr. uke ved 2 og 3 skifts tunneldrift.

I fig. 10 er forsøkt vist de samme forhold ved høy og ved lav mekaniseringsgrad.

De tallverdier som er brukt ved utarbeidelsen av figurene, gir seg ikke ut for å være riktige, men illustrerer allikevel de reelle økonomiske forhold på en god måte.

Ved et aktuelt prosjekt er det nødvendig å sette inn riktige tall, og det må være riktig å lage én kurve for hver alternativ driftsmåte, idet det til én driftsmåte vil være andre produksjons-uavhengige kostnader enn til en annen driftsmåte. Med flere kurvesett skulle det så være mulig å finne frem til en driftsmåte med en riktig avpasset mekaniseringsgrad på tunneldriften.

Av de kurver som her er lagt frem, vil det uten videre gå frem at injeksjonsmediets herdetid og innpumpingstid kan være mer avgjørende for tunneløkonomien enn prisen på injeksjonsmidlet.

Det vil videre være klart at det ikke vil være fornuftig å legge opp til mer enn 2 skifts tunneldrift der hvor det ligger an til at injeksjonsarbeider som tetning skal utføres som forinjeksjon. Det 3. skift bør fortrinnsvis utnyttes for forinjeksjon. På dette skiftet bør man da i det minste greie å injisere en etappe som er så lang som den tunnellengde man presterer på de to andre skiftene. Det vil være lengden av injeksjonsetappen som kommer til å bestemme hvor langt en kan drive tunnelen før ny injeksjon, og dette moment vil således være med til å bestemme mekaniseringsgraden for tunneldriften.

Da tunneldriften i dag ligger langt fremme i mekaniseringsgrad, vil det i tiden som kommer måtte legges vekt på å utvikle utstyr som tillater en rask injeksjon med stoffer der herdetider og geltider er tilstrekkelig korte.

Man vil ut ifra de viste kurver forstå at en annen prismodell for injeksjon i forbindelse med forinjeksjon enn en bormeterpris samt en kilopris på injeksjonsvæsken er sterkt ønskelig.

Sammendrag

Dersom man ønsker en tettest mulig tunnel fremstilt med injeksjonsteknikk, vil det være nødvendig at man baserer seg på å ta forinjeksjon i bruk. For best mulig å kunne forutsi resultatet og gi økonomiske vurderinger, er det nødvendig at de ingeniørgeologiske forundersøkelser også gir opplysninger som gjør det mulig å vurdere disse forhold. Det vil i første rekke være vanntapsmålinger og prøveinjeksjoner som foretas i de borhull man allikevel utfører i forbindelse med forundersøkelsene.

Injeksjonsstoffene må velges ut ifra disse forundersøkelser samt de krav tunneldriften stiller, og det bør skje en god tilpasning mellom mekaniseringsgraden av tunneldrift og forinjeksjonsdrift.

Man vil vanskelig kunne garantere en tett tunnel, men resultatene fra tunnelen i Holtekilen er såvidt lovende at arbeidsmåten bør utvikles videre. I mange tilfelle er det grunn til å tro at restlekkasjene blir så små at de må kunne oppfanges av relativt tynne innkledninger i sprøytebetong.

Litteratur

1 *W. Wittke.* Zur Reichweite von Injektionen in klüftigen Fels, Rock mechanics Suppl. IV 1968 s. 79 ff.

2. *W. Wittke* und *C. Louis.* Modellversuche zur Durchströmung klüftiger Medien, Rock Mechanics Suppl. IV 1968 s. 52 ff.

3. *W. Wittke* und *C. Louis.* Anströmung von Hohlräumen in Fels. Proceedings symposium Large permanent underground openings. Oslo 1970 s. 291 ff.

4. *Erik Hoel.* Erfaringer fra injiseringsarbeider i overvannstunnel. Fjellsprengningsteknikk 1971.

Summary

Where a low leakage rate is specified the best grouting results will usually be obtained by grouting in front of excavation. For an evaluation of the costs and the results to be expected it is essential that the engineering geological surveys includes tests on which the evaluation can be based. These tests are usually measurements taken in the holes which are drilled in the course of the engineering geological survey.

The grouting medium must be selected on the basis of these tests and on the limiting conditions imposed by the tunnel drivage. There should be a good correlation between the degree of mechanisation of the tunnel drivage and the grouting work.

It is difficult to guarantee a completely water tight tunnel, but the results obtained in the Holtekilen tunnel were so promising that the method should be further developed. In many cases it is believed that the remaining leakage is so small that it can easily be collected by thin coatings of gunite.

Inntrykk fra en studiereise i Nord-Amerika

Lic.techn. Reidar Lien

Innledning

Som representant for Norges geotekniske institutt fikk jeg anledning til å delta i NARETC–72, (North American Rapid Excavation and Tunneling Conference), i Chicago 5.–7. juni 1972. Da konferansen skulle gå over bare 3 dager, og da det er lang vei til Chicago, ble det lagt opp en reiserute for en studietur til USA og Canada.

Hensikten med turen var å forsøke å få et inntrykk av hva som beveger seg (trends) innen bergteknikken i USA og Canada utover det som innleggene på konferansen i Chicago kunne gi. Selv om mottoet for konferansen var "Tomorrow Tunneling Technology – TODAY", så vil det materialet som presenteres være 1/2–1 år gammelt, og dessuten kan det være ideer og tanker av verdi som direkte dukker opp ved uformelle diskusjoner med enkeltpersoner.

Foredraget faller naturlig i to deler, hvorav den første omhandler tunnelkonferansen og den andre del studiereisen. Følgende steder ble besøkt: Chicago, Denver, San Francisco, Seattle i USA og Kimberley og Vancouver i B.C. Canada. De inntrykk som sitter igjen og som jeg antar vil være av interesse, vil bli omtalt i den nevnte rekkefølge.

Tunnelkonferansen

Programmet for tunnelkonferansen, antas å være det beste utgangspunkt for en oppsummering av de inntrykk som sitter igjen fra oppholdet i Chicago.

Naretc

(North American Rapid Excavation and Tunneling Conference.)

Motto: "Tomorrow Tunneling Technology – TODAY".

Programme

Monday June 5	P.M.	1. Chicago Deep Tunnel Project 2. Special topics 3. Pioneer Mining Projects 4. *Geologic Prediction – The problem*
Tuesday June 6	A.M.	1. Owner – Engineering – Contractor Relationships in Tunneling. 2. Soft Ground Tunneling 3. *Geological Prediction – Case Histories* 4. Environmental Controls
	P.M.	1. Mechanical Excavation I 2. Design of Underground Openings 3. *Geologic Prediction – Geophysics* 4. Film Showing

Wednesday June 7 A.M.
1. *Pioneering Civil Projects*
2. Rock Tunnel Test Section
3. Controlled Excavation in Rock
4. Mechanical Excavation II

P.M.
1. *Ground Support*
2. Rock Conditioning and Cutting
3. Materials Handling – Tunneling
4. Film Showing

Som det fremgår av programmet går fire forskjellige tema samtidig, slik at en person bare kan delta i 1/4 av det totale program. Jeg valgte det program som omhandlet forundersøkelser som gikk de to første dager, og så mer spesielle prosjekt og sikringsarbeider den siste dagen. En oppsummering av et av foredragene kan vel være målgivende for et fremtidsprogram innen faget ingeniørgeologi:

1. Bedre geologisk kartlegging.
2. Egnet terminologi og klassifikasjon for bergarter og fjell.
3. Metoder for å fastlegge fjellforholdene foran stuff.

Dette korresponderer vel stort sett med det samme program som også kunne vært satt opp ut fra situasjonen her i landet.

På konferansen ble det gitt eksempel på hva mangelfulle undersøkelser kan føre til av feiltolkninger og uforutsette vansker. "A structural Interpretation of the Garlock Fault Zone at the Tehechapi Crossing", av Chester, M. F. Peters, San Francisco. Nevnes må også den nå berømte Straight Creek Tunnel, hvor det har oppstått store stabilitetsproblemer som har resultert i forsinkelser og store ekstrakostnader. Slike feiltolkninger synes alltid å være knyttet til tektoniske spørsmål, så det må være innen den tektoniske del av geologien at det må satses for å komme frem til mer nøyaktige prognoser.

En konsekvens av de vansker som har oppstått ved fjellanlegg, er at det er påbegynt et storstilet forskningsprosjekt i forbindelse med sprengning av Stillwater Tunnel, benevnt et praktisk laboratorium. Prosjektet drives av Bureau of Reclamation, og tunnelen er beliggende i Utah, rett øst for Salt Lake City. Dette er et undersøkelsesprogram for hurtig tunneldriving, og vil omfatte:

1. Tunnelmaskiner.
2. Massetransport.
3. Sikringsarbeider.
4. Geologiske og geofysiske undersøkelser.
5. Helsespørsmål – sikkerhet.
6. Omgivelser – naturvern.
7. Kontrakter – administrasjon.

Det er lagt opp til en total analyse av hele tunneldriften på dette anlegget. Tidsprogrammet er ca. 6 år, det vil si det skal være avsluttet 1978. Tunnelen er beregnet å koste $ 18,5 millioner, mens undersøkelses-programmet er beregnet til $ 5 millioner, som tilsammen gir $ 23,5 millioner. Laboratorieundersøkelser av sikringsmetoders virkemåte er allerede i full gang.

Studiereise

Etter at konferansen i Chicago var over gikk turen til Denver, Colorado, der det var avtalt besøk i Bureau of Reclamation og Bureau of Mines. Under besøket i Bureau of Reclamation ble det anledning til å diskutere nærmere Stillwater-prosjektet og de

pågående laboratorieforsøk. Laboratoriet er mildt sagt imponerende, og den bergmekaniske del som ble vist frem, kunne ta pusten fra en stakkars nordmann. Blant annet ble det vist frem modellforsøk med betong-forsterkning av fjell hvor betongen ble belastet til brudd. Modellen var det en kan kalle i full skala, det vil si tunnelåpningen hadde en diameter på ca. 2 m.

På et spørsmål om det var tatt sikte på å lage en modell av fjellet uten sikring og prøvebelaste dette ble det svart negativt, vedkommende virket nærmest uforstående, muligens på grunn av mine manglende språk-kunnskaper. Videre ble det stilt spørsmål om det var tatt sikte på å komme frem til en måte å forsterke fjellet på for at dette skulle være seg selv, for eksempel ved innstøpning av bolter, det vil si en form for armering av fjellet. Heller ikke dette vant noen gjenklang.

Det ble endel diskusjon om Stillwater-prosjektet, og de innvendinger som kan gjøres er at de enkelte deler av tunnel-driften søkes belyst ved et enkelt anlegg. Egnede sikringsmetoder og utstyr ved dette anlegget kan for eksempel vise seg uegnet ved andre anlegg med andre geologiske forhold. (Bergartene er hard kvartsitt, kalkstein, prekambrisk glimmerskifer og sandstein.) Men på den annen side kan det ikke være tvil om at det totalt sett må by på store fordeler at hele driftsopplegget er lagt opp med tanke på forskning. Det vesentlige resultat vil kanskje komme som et resultat av en helhetsvurdering av tunneldriften.

Et laboratorieutstyr for bestemmelse av bergartenes borbarhet for fullprofilutstyr ble demonstrert. En shaping-maskin var benyttet som prøveutstyr hvor en bergartsprøve ble fastspent. Inntrengningskraft og slitasje på inntrengnings-legemet ble registrert.

I forbindelse med oppholdet i Denver var det avtalt besøk i Bureau of Mines og et møte med Dr. Obert som er leder for det bergmekaniske laboratoriet der. Dette laboratoriet virker mer spesialisert enn laboratoriet til Bureau of Reclamation. De spørsmål som fanget mest interesse var problemer omkring bolting, spennvidder i store fjellrom og seismikk. Dr. Obert var den eneste av de personer jeg kom i kontakt med som positivt mente at innstøpte kamstålbolter uten forspenning hadde noe for seg. Erfaringer fra gruver viste at dette i mange tilfeller var den beste og billigste sikringsmetode. Dr. Obert har satt igang en storstilet registrering av fjellrom i gruver med store spennvidder for å få et grunnlag til å kunne vurdere stabilitets-spørsmål og sikringsmetoder. Den geofysiske avdeling syntes å være meget godt utbygget, og det var utført omfattende målinger for å finne frem til de muligheter som den seismiske metode har for løsning av bergtekniske spørsmål. Deres måleresultater tydet på at bergartenes egenfrekvens og dempningseffekt var av størst interesse.

Som avslutning på oppholdet i Denver ble det en befaring til Straight Creek Tunnel som nå er blitt berømt på grunn av stabilitetsvansker. Berg-grunnen kan sammenlignes med Asker-Lier jernbanetunnel, men problemene er større, vesentlig på grunn av større tverrsnitt. Det som virker noe uforståelig er at det på tross av undersøkelses-stoll langs hele tunnelen likevel oppstod "uforutsette" vansker.

Neste stopp på reiseruten var San Francisco hvor hensikten var å besøke Berkeley University. Tor Brekke var vert og viste rundt på laboratorier o.s.v. Det var særlig undervisnings-spørsmål som ble diskutert. Ved et besøk til Pacific Gas and Electric Company, som er det største kraftselskap på vestkysten, ble det diskutert et pumpekraftverk hvor det er planlagt uforet trykktunnel. Spørsmålene kom vel mest fra den andre siden av bordet, men det var meget interessant å få rede på deres syn på uforete trykktunneler, de undersøkelser som lå til grunn for valget og mer generelt om sikringsarbeider. Deres innstilling til disse problemene var stort sett i tråd med slik en ser på dem her i landet, men likevel noe forbeholden og med strenge krav til sikkerhet.

Fra San Fransisco gikk turen til Seattle hvor det ble anledning til besøk hos Shannon & Wilson's geofysiske avdeling, Georecon. Mr. Schwarz, som er leder for denne del av selskapet, ga interessante og verdifulle opplysninger om seismiske målinger i forbindelse med bergmekanikk.

I Chicago hadde Ingersoll Rand en utstilling av utstyr for fullprofilboring, og deres

laboratoriemetode for bestemmelse av bergartenes borbarhet for slike maskiner var av spesiell interesse. De laboratorieundersøkelser som var gjort er utført av Mr. Handewith i Seattle, og det ble anledning til å få se på utstyret og en mer inngående diskusjon om målemetoden. Prinsippet for laboratoriemetoden er enkel da det er en laboratorieutgave av borehodet for en fullprofilmaskin.

Spranget over til Canada er kort fra Seattle og Sullivan Mine i Kimberley B.C. ble neste stopp. Denne gruven drives av Cominco og er en av hovedbasene for selskapets virksomhet. Det ble anledning til en nokså omfattende befaring av gruven og etterfølgende diskusjon om generelle stabilitetsproblemer, samt gjennomgåelse av selskapets bergmekaniske laboratorium.

Det vesentligste stabilitetsproblem i gruven skyldes bergtrykket i forbindelse med gjenstående pillarer. Bolting var den vesentligste sikringsmetode og det ble for en stor del benyttet innstøpte bolter uten forspenning.

Endel gamle gruverom var tatt i bruk som lagerrom uten at spesiell sikring var utført. Dette var rom med spennvidder i området 30—50 m som hadde stått i lang tid og vist seg å være stabile. Spesielle undersøkelser over stabiliteten var ikke foretatt.

Det foregikk en systematisk utprøving av måleutstyr, for det meste deformasjonsmålere, for å kartlegge forholdene i gruven og i overflaten, innsynkning av terrenget over gruven er nemlig et av problemene.

Under oppholdet i Kimberley ble det anledning til en tur til Mica Dam, en fyllingsdam på ca. 200 m høyde regnet fra elvebunnen og med fundamentering 45 m under elvebunn. Helt tilfeldig var konsulentens representant til stede, Paul Meidal bosatt i Vancouver, som forøvrig også hadde vært med på konferansen i Chicago. Foruten selve dammen ble det anledning til å se på de tilhørende fjell-anlegg og de undersøkelser som var utført for prosjektering av kraftstasjonen. Bergartene i damstedet er prekambrisk glimmerskifer og gneis, pegmatittganger med marmor og endel glimmer, kfr. navnet Mica Dam. Dette er bergarter av samme type som en kan finne ved norske anlegg i grunnfjellsområdene.

De utførte undersøkelsene for kraftstasjonen besto i en undersøkelses-stoll i nivå med kraftstasjonens hvelv, hvorfra det var utført kjerneboringer og permeabilitetsmålinger. For nærmere å klarlegge de bergtekniske forhold var det utført seismiske målinger og trykkforsøk for bestemmelse av statiske og dynamiske berg-konstanter.

Studieturen ble avsluttet med et besøk i Vancouver hvor Paul Meidal orienterte om aktuelle planer for utnyttelse av fjellformasjonene omkring byen til lagerhaller i forbindelse med havne-anlegg osv.

Kort rapport om ingeniørgeologi og bergmekanikk i Finland

Short Report on Engineering Geology and Rock Mechanics in Finland

Sivilingeniør Einar Broch – Geologisk Institutt, N.T.H.

Innledning

Med økonomisk støtte fra "Christiania Spigerverk og Gunnar Schjelderups legat til N.T.H." foretok jeg i tiden 14.–20. mai 1972 en studie- og foredragsreise i Finland.

Med kollegers hjelp ble følgende opplegg gjennomført:

Søn. 14. mai:	Ankomst Helsinki om kvelden. Samtaler med prof. Kauranne om ingeniørgeologi og bergmekanikk i Finland. Undervisningsspørsmål.
Man. 15. mai:	Besøk ved Outokumpu Oy's hovedkontor. Reise Helsinki – Oulu – Vihanti gruve.
Tirs. 16. mai:	Besøk ved Vihanti gruve.
Ons. 17. mai:	Besøk ved Pyhäsalmi gruve.
Tors. 18. mai:	Besøk ved Otanmäki gruve. Reise Otanmäki – Oulu – Helsinki. Foredrag i Byggnadsgeologiska Föreningen i Finland.
Fre. 19. mai:	Besøk ved Helsinki tekniske høgskole, Statens tekniske forskningsanstalt og Statens geologiske forskningsanstalt i Otaniemi.
Lør. 20. mai:	Reise Helsinki – Trondheim.

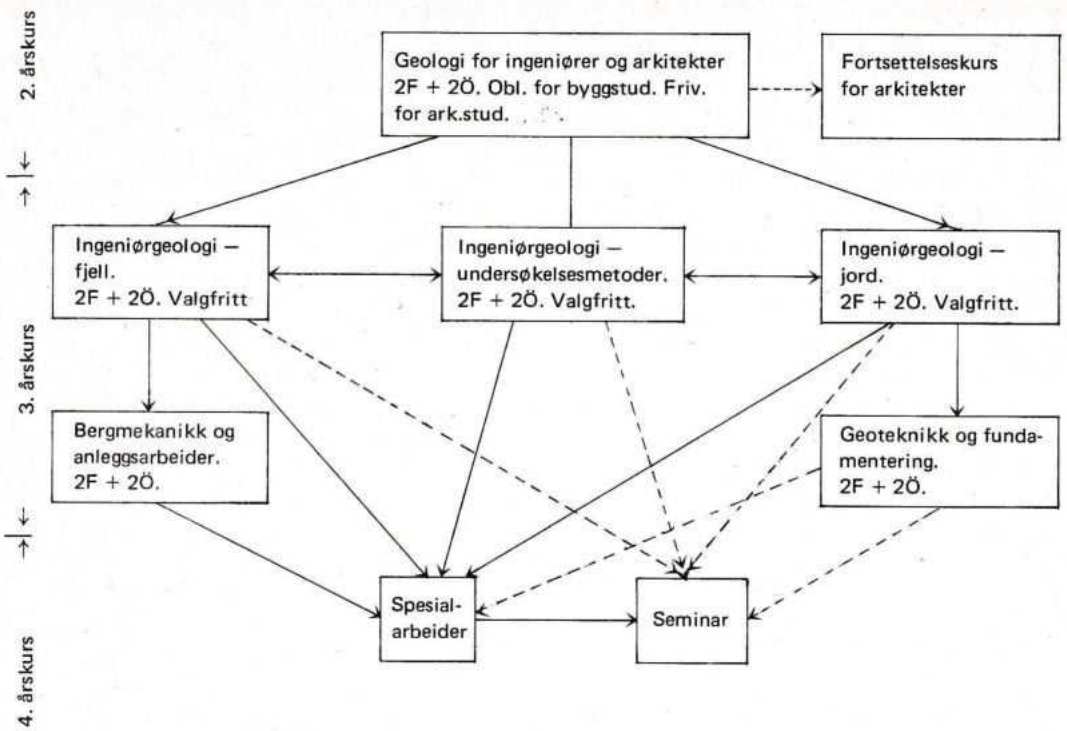
Undervisning

Ved *Tampere tekniske høgskole* er det eget professorat (dr. L. K. Kauranne) i ingeniørgeologi (eg. "byggnadsgeologi") og ganske omfattende undervisningstilbud bygges nå opp. Figur 1 viser skjematisk studieplanene slik de vil se ut for kommende studieår. Denne høgskolen har også et dosentur II i bergmekanikk (dr. K. Hakalehto).

Ved *Helsinki tekniske høgskole* (Otaniemi) er et professorat i bergbrytning (P. V. Maijala), hvor det bl.a. undervises i bergartenes mekaniske egenskaper og deres borbarhets- og sprengbarhetsproblemer. Gjennom et dosentur II i økonomisk geologi (dr. H. Niini) gis det undervisning innen deler av det fagfelt som her i Norge betegnes det faste fjells ingeniørgeologi, såsom fjellets oppsprekning og forundersøkelsesmetoder.

Forskning

Det er klart at med den korte tid som sto til disposisjon var det ikke mulig å danne seg noe fullstendig bilde av den forskning som foregår innen områdene det faste fjells ingeniørgeologi og bergmekanikk. Det etterfølgende vil derfor selvsagt bære preg av hvilke institusjoner og personer jeg var i kontakt med, dessuten av mine personlige vurdering av hva jeg mener er verdt å bringe videre. En litteraturliste vedlegges og tall i parentes refererer seg til denne.



Figur 1. Skjematisk fremstilling av undervisningen i ingeniørgeologi ved Tampere tekniske høgskole 1972/73.

Bergartenes mekaniske egenskaper og deres anvendelse

Forskningen omkring bergartenes mekaniske egenskaper har et meget praktisk tilsnitt i Finland. Siktemålet synes å være vurderingsnormer for deres anvendbarhet. Sentralt står K. Kauranne's store undersøkelse av sprøhetstall og Los Angelesverdi på mer enn 2500 prøver av knust kuppelstein og pukk i Finland (1). Mineralogiske og teksturmessige faktorer som innvirker på disse egenskaper er undersøkt, og landet er inndelt i soner på grunnlag av slike mekaniske egenskaper. Kauranne har videre publisert arbeider om knusning av bergarter (2) og om krav til steinmaterialer for bruk til *vegbygging* (3).

To forslag til systemer for klassifisering av fjellets *sprengbarhet* er presentert, Kauranne (4) og Hakapää (5). I det første inngår parametre som trykkfasthet, lydforplantningshastighet, en knusningsverdi, sprekkefrekvens, midlere blokkstørrelse og vanntap i borhull. Det siste systemet er basert på presplittforsøk.

Undersøkelser av bergartenes *borbarhet* er nylig igangsatt av R. Gardemeister ved Geoteknisk laboratorium, VTT i Otaniemi. Prinsippet er modellboring med en liten slående bormaskin, bordiameter 10–12 mm, i blokker av størrelse ca. 25 x 25 x 25 cm. Ved Helsinki tekniske høgskole bygger professor Maijala utstyr av samme type som ved Geologisk Institutt, N.T.H., for studier av borbarhetsproblemer.

Bergarters motstandsdyktighet mot *piggdekkslitasje* undersøkes i Veglaboratoriet VTT, Otaniemi, v.hj.a. en tung kule (diameter ca. 3 cm) innsatt med mopedpigger som inne i en stålsylinder (diam. ca. 10 cm, høyde ca. 20 cm) slenges med stor kraft mot et stykke av asfaltbelegning i bunnen av sylinderen. Vekttapet måles etter at det løsnede materialet er fjernet.

For meg personlig var det morsomt å se at *punktlasttesteren* var tatt i bruk ved de tekniske høgskolene både i Helsinki og Tampere.

Fjellets oppsprekning

Innen gruveindustrien blir det lagt stor vekt på å fremskaffe analyser av fjellets oppsprekning for derved å kunne planlegge gruven slik at stabilitetsproblemene blir

minst mulige samtidig som driften gir størst mulig utbytte. Ved Outokumpu Oy har J. Mustala (6) utviklet et system hvorved detaljsprekkeobservasjoner etter databehandling blir tegnet direkte ut på diagram i stereografisk projeksjon. Disse diagram forminskes og settes inn på gruvekartet sammen med observasjoner av slepper og andre svakhetssoner slik at en får et meget oversiktlig bilde av de tektoniske forhold. Sammen med opplysninger om spenningsforholdene gir dette gode muligheter for en riktig detaljplanlegging av gruvedriften. For prosjektplanleggingen er utviklet vurderings- eller klassifiseringssystemer på grunnlag av generelle, middeltallsmessige opplysninger, hovedsakelig fra borkjerner.

I forbindelse med planleggingen av en 120 km lang vannverkstunnel til Helsinki har H. Niini (7) foretatt et meget omfattende studium av oppspreknings- og forvitringsgraden i svakhetssoner i grunnfjellet. Dette er hovedsakelig gjort på bergartskjerner fra ialt ca. 100 hull idet løsmasseoverdekningen er stor. Niini fant bl.a. at oppsprekningsgraden er større i skifrige bergarter enn i mer homogene, og at oppsprekningsgraden var proporsjonal med lengden av svakhetssonen. Løsmaterialet i knusningssonene var hovedsakelig knust, forvitret bergartsmel, men finkornige sedimenter skyllet inn ovenfra ble også observert. Svelleleire er kun observert i noen få spredte tilfeller i Finland (8).

Bergtrykk

Bergtrykksmålinger har vært utført i ca. 10 år i Finland. De første målinger ble utført av den svenske professor N. Hast, men siden 1964 er alle målinger utført av eget personell. Ialt er det i Finland sannsynligvis utført noe i underkant av 10.000 enkeltmålinger. Såvidt vites, er alle disse utført med Hast's måleapparater. Den sentrale person i dette arbeide er tekn.lic. R. Matikainen. Bare ved Lojo Kalkverk har han ledet 5.500 målinger. Han har dessuten foretatt målinger ved flere av gruvene i Finland (9). Ved de fleste målinger har største hovedspenningsretning vist seg å være horisontal og minste vertikal. Målingene har vist seg å stemme godt overens med de iakttagelser en har gjort i gruvene.

Delvis har målingene vært utført for å skaffe til veie data for planleggingen av gruvedriften. Den største delen av målingene synes imidlertid å være utført for stabilitetskontroll, spesielt i pillarer. En del langtidsmålinger av spenningstilstanden foretas også.

Forundersøkelser

Størstedelen av Finlands berggrunn er dekket av løsmasser. Dette setter selvsagt sitt tydelige preg på den undersøkelsesmetodikk som er bygget opp såvel innen gruveindustrien som bygg- og anleggsindustrien. Eksempelvis benyttes seismiske undersøkelser og kjerneboringer i langt større utstrekning enn her i landet.

Innen anleggsindustrien har *seismiske refraksjonsmålinger* vært brukt i økende grad siden begynnelsen av 1950-årene. Den primære bruk av målingene har vært og er å skaffe data om løsmassenes kvalitet, dybden til fjell og i noen grad dybden til grunnvannspeilet. Relativt tidlig bygget en opp et system for klassifisering av jordartenes gravbarhet på grunnlag av seismiske hastigheter (10) og dette brukes nå som basis for viktige avgjørelser ved valg av maskineri og driftsmåter, samt organisering av større gravearbeider.

Nøyaktigheten av seismiske målinger har vært vurdert ved at dybdene til fjell er kontrollmålt ved boringer (11). En har også forsøkt å benytte de seismiske hastigheter i fjell for vurdering og klassifisering av fjelltekniske forhold ved tunnelanlegg, foreløpig kun basert på P-bølger. Bl.a. er det satt opp et diagram som viser korrelasjonen mellom oppsprekningsgraden målt på borkjerner og seismisk hastighet (12). En viss sammenheng mellom seismisk hastighet og svakhetssonenes bredde er også påvist.

For geologisk og ingeniørgeologisk interpretering av *flyfoto* har en p.g.a. landets geologi og topografi måttet uvikle sine egne arbeidsmetoder. Infrarødfølsom film har vært i bruk siden midten av 60-årene. Spesielt har en innen malmprospektering benyttet dette som et verdifullt supplement til andre metoder, men også innen ingeniørgeologien har dette hjelpemiddel vært tatt i bruk. Paarma og Raevaara (13) gir med instruktive eksempler en interessant beskrivelse av bruken av infrarødfølsom film.

Gruvebesøk

Gruveindustrien i Finland er i sin helhet statlig kontrollert gjennom to statseide aksjeselskaper, Outokumpu Oy og Rautaruukki Oy. Det første selskapet driver hovedsakelig gruver med sulfidiske malmer og opererer ialt 10 gruver med en samlet produksjon på mellom 3 og 4 millioner tonn malm pr. år. Rautaruukki Oy opererer to jernmalmgruver, og produserer i eget stålverk ca. 350.000 tonn plater pr. år. Også Outokumpu Oy driver en høy grad av videreforedling av sine malmer gjennom egne verk. Karakteristisk for finsk gruvevirksomhet og metallurgisk industri er at de er meget unge, kun en av de tolv gruver var i drift før krigen, og metall- og stålverkene er alle yngre enn 10 år. En liste over åpningsår for 11 av de 12 gruvene viser hvilken ekspansiv periode finsk gruveindustri har vært og fremdeles er inne i: 1913, 1949, 1953, 1954, 1959, 1961, 1962, 1966, 1967, 1970 og 1971.

De mange unge gruver er til dels resultater av omfattende geologisk prospektering. Det er da også karakteristisk for gruveindustrien i Finland at geologien synes å ha en mer akseptert og sentral organisasjonsmessig stilling enn her i landet. Ved de gruvene jeg besøkte, Vihanti, Pyhäsalmi og Otanmäki, var det årlig brytningsvolum henholdsvis 0,7, 0,8 og 1,25 millioner tonn og de er således å betrakte som store i finsk målestokk. Samtlige av disse hadde en stedlig geologisk avdeling med 2–3 universitetsutdannede geologer foruten hjelpemannskaper, borlag etc. I tillegg til dette kommer hovedorganisasjonenes geologiske avdelinger. Bergmekanikerne opererte som mer frittstående konsulenter innen organisasjonen, men var formelt underlagt den geologiske avdeling.

Det ble utført systematisk og detaljert registrering av malmgeologiske, strukturgeologiske og bergmekaniske forhold i alle gruveganger og på alle borkjerner. Disse registreringer ble interpretert ved de geologiske avdelinger og var av avgjørende betydning for driftsplanleggingen. Jeg hadde et bestemt inntrykk av at ved de gruver jeg besøkte, ble det utført et meget godt og rasjonelt geologisk/bergmekanisk arbeide.

De gruver jeg besøkte lå alle i Midt-Finland med et par timers bilkjøring mellom hver gruve. Selve rundturen som startet og sluttet i Oulu, var lagt opp av bergmekaniker J. Mustala fra Outukumpu Oy som også fulgte med hele turen. Ved Vihanti og Pyhäsalmi gruver foretok vi sammen med de stedlige geologer så omfattende gruvebefaringer som en snau dags opphold tillater. Ved Otanmäki tillot ikke tiden noen befaring i gruven. Vi ble derfor informert om forholdene v.hj.a. flyfotos, kart og lysbilder. En kort beskrivelse av gruvene gis i det etterfølgende.

Vihanti gruve

Åpnet i 1954. To hovedtyper av malm: En sinkmalm med 7–14 % Zn, 0,5–0,8 % Cu, 0,4–0,7 % Pb, samt små mengder sølv og gull, og en kismalm med 0,4–1,0 % Zn, 0,2–0,3 % Cu og 20–30 % S. Årlig produksjon er ca. 450.000 tonn sinkmalm og ca. 250.000 tonn kismalm. Malmen ligger i en høymetamorf skiferformasjon bestående av glimmergneiser, glimmerskifre, cordierittgneiser, kvartsitter, svartskifre, dolomitter og skarnbergarter. Kjent lengde av malmen er ca. 2 km og maksimal tykkelse ca. 500 m. Gjennomsnittlig fall er 45°. Boringer viser at den går

dypere enn 600 m. På grunn av foldninger og forkastninger har malmen en meget komplisert struktur.

Den viktigste brytningsmetoden er skivepallbrytning. Skivene er 30–60 m lange, 30–40 m brede og 70–120 m høye, og avstanden mellom brytningsnivåene er 20–30 m. De 10 m brede pilarene mellom skivene tas ved gjenfyllingsbrytning. Stabiliteten i gruven må betegnes som god. På de laveste nivå har det vært nødvendig med bolting p.g.a. bergtrykk. I en lang, skrå transporttunnel ned til 510 m nivået var det påført en del sprøytebetong, men ellers var sikringsarbeidene relativt få.

Pyhäsalmi gruve

Åpnet i 1962. Malmen er grovkornig kismalm med 0,7–0,8 % Cu, 2,15 % Zn, 38 % S og 33 % Fe, dessuten litt sølv og gull. Årlig produksjon er ca. 800.000 tonn. Malmen, som har forbindelse med vulkanske bergarter, ligger i en sericittisert skiferformasjon. Formasjonen består foruten sericittkvartsitter av cordierittgneiser, amfibolitter, glimmerskifre og glimmergneiser. Malmen som ligger i en foldestruktur, er ca. 650 m lang og største bredde er ca. 80 m. Dybden er ukjent, men mer enn 650 m. Fallet er 60–90°.

Den øvre del av malmen brytes i et dagbrudd som går ned til 115 m. Gjennomsnittlig skråningsvinkel er 60–65°, og pallhøyden er 12–13 m. I gruven tas malmen ved skivepallbrytning.

I dagbruddet bores pallene med en vinkel på 65–70° skråning. I den relativt svake sidebergarten, sericittskifer, har dette enkelte steder vist seg å være for steilt og enkelte ras har forekommet. Det svake sidefjellet byr også på en del problemer i gruven, og avskjæring og knusning av pilarer har forekommet. Relativt omfattende bergmekaniske undersøkelser er der satt i gang.

Otanmäki gruve

Åpnet i 1953. Malmen består av 38–40 % magnetitt, 27–31 % ilmenitt, 1–2 % kiser og ca. 0,25 % vanadium. Undersøkte malmreserver er ca. 20 millioner tonn og årlig brytning ca. 1.250.000 tonn. Malmen er oppdelt i linser med bredde 3–50 m og lengde 20–200 m. Selve malmsonen er ca. 2 km lang. Brytning foregår ned til 660 m nivå.

Brytningen av malmen er endret fra magasinbrytning til skivepallbrytning med 25 m mellom brytningsnivåene.

I de eldste deler av gruven er sidefjellet en massiv, lite oppsprukket anortositt. Det har muliggjort at en har kunnet etterlate åpne rom med så ekstreme dimensjoner som bredde 80 m, lengde 200 m og høyde 100 m. Dette rommet har til overmål en heng som er konveks nedover. På 400 m nivå er målt horisontale spenninger på ca. 600 kp/cm^2, mens de vertikale er ca. 60 kp/cm^2. Åpne horisontale sprekker er observert helt ned til 600 m nivå.

Institusjonsbesøk

Tiden til institusjonsbesøk ble knapp – kun en dag. Selv om en rekke institusjoner av interesse er geografisk godt samlet i Otaniemi utenfor Helsinki, kunne besøkene selvsagt kun bli av overfladisk natur. To institutter ved den tekniske høgskolen, Institutt for bergbrytning og Institutt for økonomisk geologi, ble besøkt med dosent H. Niini som guide. Ved Statens tekniske forskningsanstalt (VTT) ble det korte besøk ved Veglaboratoriet og Geoteknisk Laboratorium. Inntrykkene fra disse besøkene er resymert i kapitlet om forskning (s. 217).

Ved Geologiska Forskningsanstalten er det i første rekke en del kvartærgeologer som utfører arbeider med relasjon til bygningstekniske problemer. Spesielt interessant var det å se (og motta) jordbunnskart spesielt utarbeidet for ingeniør-

geologiske formål. Et første, foreløpig kart var utarbeidet for Lahtiområdet. Den omfattende bruk av flyfoto i forbindelse med en konsentrert kartlegging av Lapplands geologi var også interessant. Et bevis for postglacial forkastning i dette område var verdt å legge merke til.

Avslutning

I forbindelse med mitt besøk i Finland ble jeg invitert til å holde et foredrag i Finlands Byggnadsgeologiska Förening. Dette ble holdt på høgskolen i Otaniemi om kvelden 18. mai. Det var spesielt ønsket at foredraget skulle være av generell natur og en tittel som "Ingeniørgeologi ved anlegg i fjell i Norge" ble derfor valgt. På grunn av språkproblemer ble jeg umiddelbart før åpningen av møtet anmodet om å tale engelsk.

Oppholdet i Finland ble selvsagt noe hektisk p.g.a. knapp tid og mange interessante besøksmuligheter. Imidlertid hadde mine finske kolleger gjort et utmerket arbeide med opplegget for turen, og mine forhåpninger om å få et overblikk over den virksomhet som foregår i Finland innen fagfeltene bergmekanikk og fjellets ingeniørgeologi ble til fulle innfridd. Jeg er derfor alle som muliggjorde turen for meg stor takk skyldig.

Litteraturliste

(Pap. E.G.S.F. = Papers of The Engineering Geological Society of Finland).

1. *Kauranne, L. K.* (1970). On the abrasion and impact strenght of gravel and rocks in Finland. Pap. E.G.S.F., Vol. 6, 64 pp.
2. *Kauranne, L. K.* (1967). On the crushing of rocks (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 1, 3 pp.
3. *Kauranne, L. K.* og *Markkula, V.* (1968). Stone materials for building purposes (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 2, 14 pp.
4. *Kauranne, L. K.* (1969). A proposed blastability classification (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 4, 4 pp.
5. *Hakapää, A.* (1969). On blasting classification (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 4, 6 pp.
6. *Mustala, J.* (1971). Databehandling som hjälpmedel vid uppskattningen av bergets sprickighetsegenskaper. IVA-rapp. 38, Bergmek. disk.møte, Stockholm 1971, 9 pp.
7. *Niini, H.* (1968). A study of rock fracturing in valleys of precambrian bedrock. Fennia, Vol. 97, No. 6, 60 pp.
8. *Niini, H.* og *Uusinoka, R.* (1971). Montmorillonite in Finland (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 5, 4 pp.
9. *Matikainen, R.* (1970). Bergtrycksmätningar vid Lojo Kalkverk AB. IVA-rapp. 29, Bergmek. disk.møte, Stockholm 1970.
10. *Korpela, K.* (1964). On the classification of digging resistance of soils (finsk). Geologi No. 7, 4 pp.
11. *Niini, H.* (1967). On the reliability of seismic depth-to-bedrock soundings of bedrock valleys in Southern Finland (finsk). Pap. E.G.S.F., Vol. 1, 3 pp.
12. *Niini, H.* og *Matunen, T.* (1970). Seismic sounding as an indicator of engineering – geologic properties of bedrock in Finland. 1st Int. Congr. of Int. Ass. Eng. Geol., Theme II, Paris.
13. *Paarma, H.* og *Raevaara, H.* (1968). On the interpretation of ektachrome infrared aerofilm type 8443 photographs used in mineral reconnaisance and geological surveys. Photogrammetric J. of Finland, Vol. 2, No. 2, 21 pp.

Summary

Teaching and research in the fields of engineering geology and rock mechanics in Finland are summarised. Reports from short visits to mines and research institutions are given.