

Foredrag fra
**KONFERANSE I
FJELLSPRENGNINGS-
TEKNIKK**



Foredrag fra KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGS- TEKNIKK

OSLO 18. NOVEMBER 1971

NORSK FORENING
FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET NIF

Innhold

Innledning	
Sivilingeniør Morten G. Johnsen	7
Sikring av vegtunneler	
Dr.techn. Anders Skogseid	9
Erfaringer fra injiseringsarbeider i overvannstunnel	
Sivilingeniør Erik Hoel	16
Midlertidig stabilisering av vegger og tak i tunnel ved frysing	
Sivilingeniør Arne Dengerud	s. 31
Tunnelras og utbedringsarbeider	
Bergingeniør A. M. Heltzen	39
Oddahallen - Prosjektering og utførelse	
Sivilingeniør Jan A. Rygh	47
Vurdering av metoder for sprengning av jevne tunnelprofiler	
Ingeniør Hans Meisingset	63
Forsøk med "Trussbolting"	
Bergingeniør Øystein Smemo	72
Nye erfaringer med fjellbolter	
Sivilingeniør Ragnar Schach	76
Erfaring i bruk av hjullastere ved Franzefoss Bruk	
Bergingeniør Olav Markussen	84
Belastning med Brøyt X3 og X4	
Sivilingeniør Reidar K. Bjerkkan	90
Erfaringer med grove hammerborutrustninger	
Sivilingeniør Sigmund Bjørgum	100
Fotoprofilering av trykksjakter	
Sivilingeniør Ragnar Schach	107

Innledning

Sivilingeniør Morten G. Johnsen

Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk har jeg gleden av å ønske velkommen til årets Fjellsprenningskonferanse, *den 9. i rekken*. En gang mente vi at konferansen burde konsentrere seg om 1, eller kanskje 2 emner, som f.eks. i 1969 da vi hadde fullprofilboring, men av flere grunner har det vært vanskelig å gjennomføre. Det er da heller ikke så sikkert at det er riktig, kanskje tvert imot synes det riktigere å få fremlagt nye praktiske erfaringer, utførelser etc. på dagen i dag, og så muligens på Bergmekanikkdagen mere konsentrere seg om ett emne — praktisk eller teoretisk.

Programmet forøvrig er også endret noe i år, slik at vi får generalforsamlingen i morgen etter at bergmekanikkgruppen har holdt sitt årsmøte. Dette er gjort for å gi litt mer tid til diskusjonen om en eventuell dannelsen av et nytt forbund av geoteknikere, bergmekanikere og fjellsprenkere. Som kjent foreligger det et forslag om et Jord- og Fjellmekanisk Forbund fra det utvalg som fikk sitt oppdrag i fjor.

Utvalget foreslår at våre foreninger bør bestå som tidligere, men ha et felles forbund for om mulig å kommunisere bedre, og opptre sterkere utad, kanskje spesielt internasjonalt. Styret vil henstille til alle medlemmer å møte til generalforsamlingen, både fordi en interessant bergmekanikkdag følger, og fordi dannelsen av det nevnte forbund kan få betydning for videre oppgaver vi må løse.

I denne sammenheng må jeg minne om den *rapport L.J. Bakkevig* fremla i fjor etter *OECD Advisory conference on Tunnelling* i Washington. En av de viktigste konklusjoner på denne konferanse var at det må arbeides for større bruk av anlegg under jord, for å spare mer av den viktige overflate, som vi skal leve av og på. Det er interessant å se at vi var inne på de samme tanker da vi holdt vårt *symposium*.

"Large Permanent Underground Opening" i Oslo 1969.

Nå fikk *British Tunnelling Society* i oppdrag å innkalle til videre arbeide, og vi fikk anmodning om å møte med 2 mann i London for å drøfte dannelsen av en organisasjon. På kort varsel reiste Bakkevig og undertegnede på vegne av henholdsvis NTNf og vår forening. Møtet fant sted 28.–29. oktober, og de i alt 10 delegasjoner ble enige om at en internasjonal utveksling er av stor betydning, og det foreslås en organisasjon som bygger på de bestående nasjonale organisasjoner.

Jeg vil gjerne gjenta at *denne organisasjon skal arbeide for større bruk av tunnelanlegg*, og må derfor arbeide for å løse alle problemer i denne forbindelse —

Tørt fjell

Permanent sikring i tørt fjell vil vanligvis ikke by på store problemer. Sikringsmidlene er bolting, betongsprøyting og betongutforing mot forskaling. Om betongsprøyting tror jeg det er riktig å si at metodens bruk som selvstendig sikring bør innskrenkes til partier med oppknust og småknudret tørt fjell. Under selv små slette fjellflater danner sprøytebetong lett "hengekøyer".

Vann uten frost

Sikringsmidlene mot vann i frostfrie tunnelpartier er injisering, platetak og betongutforing med membran.

Vi har en tid drevet forsøk med etterinjisering av rå tunneler for å stoppe vannlekkasjer. Som injiseringsmateriale har vi benyttet sulfittavlut-kromatblandinger og arbeidstrykket har vært 7 kg/cm². Dette er ikke et teoretisk-teknisk spesielt egnet materiale, viskositeten er i høyeste laget og den øker under injiseringsprosessen. Men det er forholdsvis billig. Av forsøksarbeidene ser en at enkle slepper nok så greitt lar seg tette til dråpefrihet selv om vannføringen er temmelig stor. Med økende antall og irregularitet og minkende åpning på sprekkene blir det stadig vanskeligere å oppnå gode resultater ved injisering. Vi har nu øket arbeidstrykket til 15 kg/cm² og venter at dette kan utvide mulighetene for godt injiseringsresultat.

Med platetak tenkes her særlig på tak av korrusjonssikre, korrugerte plater av metall eller glassfiberarmert polyester. Det kan også være tak av prefabrikerte betongelementer, men slike tak blir dyre og de må dessuten tekkes.

Der hvor lekkasjene er samlet på en side i tunnelen er det bare nødvendig å henge opp et platetak i den siden. Både halvtak og heltak bør nå til groft.

Før taket henges opp må fjellets stabilitet nøye undersøkes, og stabiliteten må eventuelt sikres ved bolting. Boltene bør fortrinnsvis være varmforsinket og kromatert. I tillegg til bolting kan det være nødvendig med fjellbånd eller netting.

I dårlig fjell kan det bli nødvendig med betongutforing. På slike steder var det ofte nødvendig med arbeidssikring under drivingen. Da en arbeidssikring i vått fjell neppe kan bli tilfredsstillende som permanent sikring, må det påsees at arbeidssikringen plasseres slik at den ikke kommer i vegen for eller blir til hinder for en god permanent sikring.

Når det som permanent sikring skal utføres med betong bør arbeidssikringen helst være plassert i et utvidet profil. Ved arbeidssikring med bolter kan det i dag, trolig med betydelig fordel, benyttes polyester-innstøping av den øverste 0,5–1,0 m av bolten. For eventuell utstrossing kan da platen skrus av og sikringen slik settes ut av funksjon. En arbeidssikring av betong bør derimot ligge minst 30 cm bak det teoretiske profilet.

En betongutforing som i tillegg til stabiliseringsoppgaven også skal være en vannsikring, må være beskyttet av en vanntett membran. Den gjennomprøvede fremgangsmåte er her en dobbeltstøpning mot forskalinger med membranen montert på første forskalingsflate. I forsøk på å få ned omkostningene bygger man nu på tøyeligheten hos membran-materialer av plast og elastomerer. Fremgangsmåten er følgende:

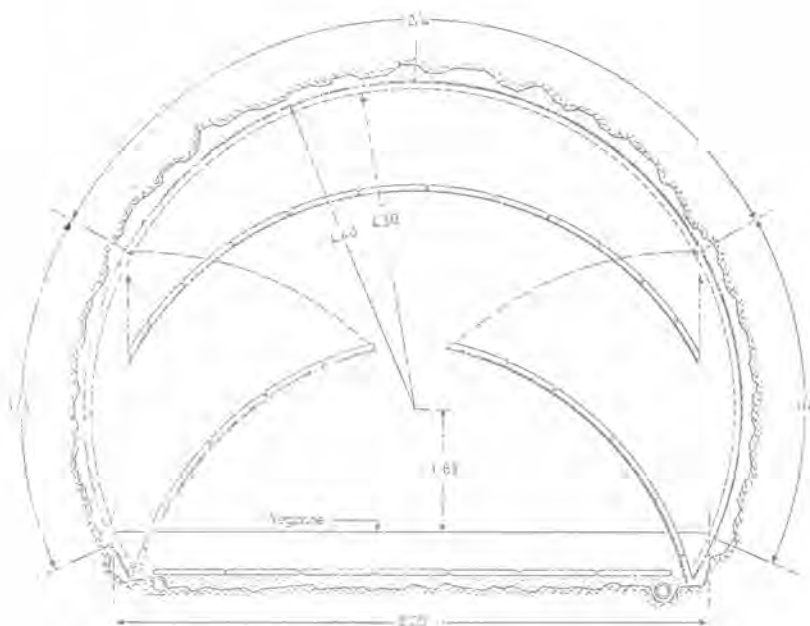


Fig. 1. Vann og frostsikring av tunneler vegklasse II D.
Dobbelt Al-platetak isolert med mineralull. Isolasjon
i såle. Stadier under montering $M = 1:50$

1. For store lekkasjer bygges der drensveger ned langs veggene. Mindre lekkasjer ignoreres.
2. Vegger og hvelv avjevnes ved påsprøyting av betong.
3. Membranen monteres mot den avjevnede men langt fra slette flate.
4. Betongutforingen støpes mellom membran og forskaling.

Uten membran ville vannet skade betongen ved utvasking både under og etter herdningen, og vann ville lekke gjennom støpeskjøter. Med membran vil det vannet som ikke følger de innlagte drensveger sige ned mellom membranen og avjevningsslaget av sprøytebetong. Man må regne med at sprøytebetongen herved blir skadet med den følge at kontakten mellom fjell og utforing i en del partier blir illusorisk. Det samme vil også skje med utforing ved dobbelstøpning mot forskaling. Det avgjørende er at vannet fjernes fullstendig fra tunnelen ved hjelp av membranen og at den bærende betongforingen ikke skades av vann.

Ved denne utforing med innlagt membran må man vente noe trykkstigning på vannet som følge av mulig vanskeliggjøring av avrenningen. Det er derfor viktig at utforingen føres inn i godt fjell og at det pakkes godt ut med betong i hvelvet, spesielt i de siste par metrene i begge ender av partiet. En svakhetssone som står på tvers av tunnelen bør kunne tettes effektivt på denne måte. I en svakhetssone som følger tunnelen kan det her, som ved injisering, skje at trykkøkning fører til spredning av lekkasjene. Motråd mot dette kan være en sperrregardin fremstillet ved injisering foran endene av utforingen.

Portaler må bygges slik at de ikke leder vann inn i tunnelene. Spesielt ved portalen i øvre ende av en tunnel med stigning må det legges vekt på god tetting mellom portalen og fjellet.

Det er selvsagt bare ved partivis utføring at dette "endeproblemet" oppstår. Man må derfor aldri i den hensikt å spare noen kroner la det stå igjen korte luker mellom utføringene. Heller ikke må det utspares nisjer i veggene. Det problem som nå er nevnt blir alvorligere i tunnelenes frostsoner.

Den omhandlede membran kan være dyr i seg selv og vanskelig å montere tilfredsstillende på flaten av sprøytebetong. Det er særlig sammenføyningen av membranflatene på plass i tunnelen som er problematisk. I den hensikt å komme frem til en langt billigere membran har vi foreslått å benytte en mange-lags membran av 0,15 mm tykke og 5–10 m brede polyetylenfolier. Disse kan reises med spiler av kamstål KS 50 i 10–12 mm tykkelse, i to (eller flere) omganger med to (eller flere) folier i hver omgang. I stedet for sammenføyning benyttes stor overlapping og slik at midten av folieflaket ved annen omgang plasseres under overlappingen fra første omgang. En forutsetning for at dette skal gå godt er at tunnelråprofilet har en god buform. I dårlig fjell må det derfor sprenges forsiktig og eventuelle vinkeloverganger, f.eks. mellom vegg og hvelv, må utfylles, f.eks. ved opphenging av en forskaling som dekket med sprøytebetong.

Vann og frost

Sikringsmidlene mot vann i tunnelpartier med frost er injisering, isolerte platetak og betongføring med membran. Injisering og betongføring med membran er behandlet tidligere. Her skal vi bare ta frem det som kan være problemet ved partivis utføring i frostsoner.

Ved betongutføring kan vannet bak membranen fryse til is. Under utfrysingen innsnevres vannveggen og vanntrykket stiger. Vannet vil da søke andre veger. Da fjellet både foran og etter det utforede partiet må være kjølt ned under 0 ° C før vannet bak betongen fryser, vil vannet på dette tidspunkt vanskelig kunne trenge fram nye steder i tunnelen. Det svake punkt ved partivise betongutføring i frostsoner vil være kontaktflaten mellom betong og fjell i begge ender. Utføringene må derfor trekkes flere meter inn i godt fjell og det må legges stor vekt på omhyggelig pakking med betong mot fjellet i et belte ved endene. Forskjellige betongtettingsmidler og injeksjonsmaterialer kan være verdifull hjelp i dette arbeidet.

I frostsonene må platetak isoleres for å hindre at det bygger seg opp is som kan bryte takene ned. Isoleringen skal anbringes på "vegsiden" av det vanntette taket.

Statens Vegvesen har ennå liten praktisk erfaring med frostisolerte platetak, men vi arbeider med å finne gode løsninger på oppgaven.

Det må antagelig stilles krav om at isoleringsmaterialet, eventuelt konstruksjonen ikke skal bidra til spredning av ild. Isoleringsmaterialet må være fukt-tett slik at isoleringsevnen bevares.

Tykkelsen av isoleringen bestemmes av materialets isoleringsevne og kulden i tunnelpartiet. Beregningene kan skje ut fra målt kulde eller på grunnlag av antatt kulde.

I tunneler på Sulitjelmabanen har man med godt resultat anbragt vintermatter på gitterverk og PVC-folie ovenpå mattene, og deretter er elementene klemte mot hvelv og vegger med lange rør parallelt med tunnelaksen.

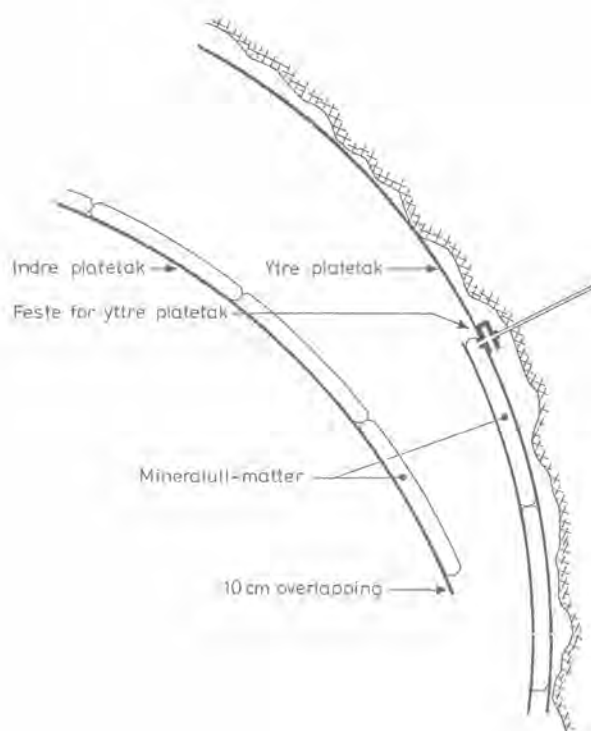


Fig. 2. Montering av indre platetak med isolering

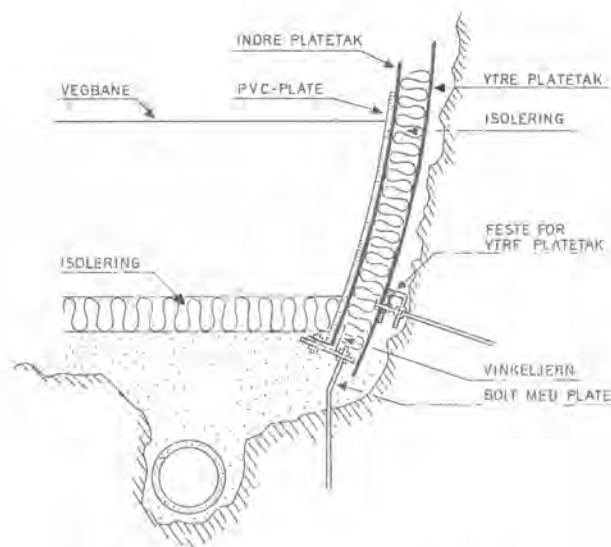


Fig. 3. Fot for indre platetak M. 1:10

En elegant måte å bygge et isolert platetak på vil være følgende: Det reises på kjent måte et tak av korrugerte aluminiumsplater. På vegsiden av dette og i en avstand lik den ønskede isoleringstykkelse holdes nye, korrugerte aluminiumsplater. I rommet mellom platetak og de siste platene fylles polyuretanskum. Dette skum binder godt til aluminium og de nye plater blir hengende i taket via det isolerende skummet. På den måte bygges det opp en sandwich-konstruksjon uten kuldebroer, med tynne Al-plater på begge sider og isolering i mellom. Metoden krever eksperimentering og et av de selskaper som fremstiller råstoffene for polyuretanskum er i gang.

I figurene 1, 2 og 3 er skissemessig vist en annen måte for reising av et dobbelt, isolert tak av korrugerte plater. Isoleringsmaterialet kan være mineralull i fuktett emballering av polyetylenfolie, og platene kan være krumme, korrugerte, 0,5 mm tykke Al-plater.

For rasjonell reising av taket og takets stabilitet er det viktig at profilet har sirkelform. Stabiliteten kan, om nødvendig økes ved at det på vegsiden med passe mellomrom reises buer av forsinkede, bøyede jernrør, som kan etterstrammes. Lysarmatur kan festes i slike avstivningsbuer.

I fig. 4 er vist hvorledes et isolert platetak bør forbindes med portal, og i fig. 5 er vist hvorledes et isolert platetak skal passere en kort betongforsterkning i tunnelens frostsoner.

Ved isolerte tak er det viktig å sørge for at kald luft ikke kan trenge inn mellom taket og fjellet. Myk skumplast kan være egnet for denne tettingsoppgaven.

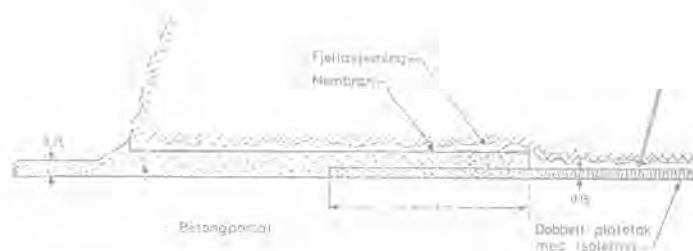


Fig. 4. Overgang portal-isolert platetak

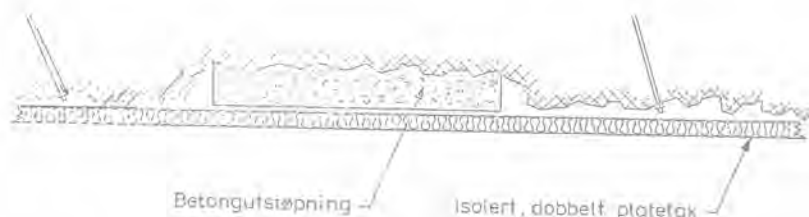


Fig. 5. Isolert platetak forbi kort betongutstøpning

Drenering av tunneler

Etter å ha omtalt hvordan vannlekkasjer i hvelv og vegger kan tas hånd om, gjenstår det å vise hvordan vannlekkasjer i sålen og grøftevann kan måtte behandles i frostsoner.

Vi må regne med at vannlekkasjer opp i sålen er nesten like alminnelig som ned i hvelvet. I frostfritt område flyter vann i sålen problemfritt ut til grøften. I frostsoner derimot kan vannet fryse til is før det når grøften. Det vil da kunne bygge seg opp "isvulkaner" som stadig får tilført nytt vann fra sentrale "vannkrater". Det er min tro at den såkalte telehiving i fjellskjæringer i regelen er slik iskjøving, og at f.eks. utstøpning av gryter i sålen er bortkastede penger.

Sålelekkasjer i tunneler må skaffes frostfri avrenning til grøft og dette oppnås enklest ved isolering. Da en isolering av styrkemessige årsaker skal ha minst 50 cm overbygning, må sålen i de lekkende partier senkes så meget at det blir plass til en avjevning med grus, isolering og overbygning over isoleringen. Isoleringsmaterialet må være fukt-tett.

I tunnelers dagfjellsoner er det ofte store isproblemer fra lekkasjer i vegger og hvelv. Dette forhold kan kamuflere at det i nedre ende av tunneler med stigning også ofte er iskjøving som følge av tilfrosne drengrofter. Faren for tilfrysing er størst ved små vannmengder.

Det er både kostbart og uheldig for fjellets stabilitet å ta ut flere meter dype drengrofter. Den gunstigste løsning synes derfor å være frostsikring ved isolering. Også her må det stilles store krav til isoleringens fukt-tetthet.

Prosjektering

Bygging av veggutunneler opp til fastsatte tekniske standardkrav omfatter en lang rekke arbeidsoperasjoner, og det er summen av alle enkeltomkostninger som utgjør fremstillingsprisen. I hvert trinn må man tilstrebe å arbeide slik at vedkommende trinn sammen med de etterfølgende i sum blir rimeligst mulig. Fordi forundersøkelsene i forbindelse med tunneler i praksis må bli ufullkomne, er det vanskelig å planlegge arbeidene.

Ved bare å operere med 2–3 tunneltverrsnitt og en profilutforming vil det være overkommelig å holde hjelpeutstyr for driving og arbeidssikring i dårlig fjell på lager. Materialene for platetak kan få standard-formater og bli lagervare.

Drivingen bør skje med tett og nøyaktig borhullsetting og svake ladninger i kransen, og forsiktigere jo dårligere fjellet er. I de dårligste partier bør salvelengden reduseres. I godt og tørt fjell skal det drives etter tunnelens teoretiske profil, mens det i vått fjell, som ikke kan tettes ved injisering, bør drives med utvidet profil for å få plass til platetak eller betongutforming.

I nedre ende av tunneler med stigning er det fare for iskjøving fra lekkasjer i sålen og fra tilfrosne drengrofter. Gjennom våte partier, eventuelt i de første 300–500 m bør tunnelene drives med forsenket såle slik at det er plass for isolering under vegoverbygningen. Av hensyn til de forskjellige former for sikring blir det således ønskelig å ha utarbeidet flere sprengningsplaner for samme tunnel.

Frostinntrengningen og frostmengden i de forskjellige tunnelpartier kan først bli kjent ved målinger i flere år etter tunnelgjennomslaget. Alle vurderinger og beregninger av frostsikringsbehov må derfor baseres på målinger og observasjoner i eldre tunneler på steder med tilsvarende klimatiske forhold.

For driving i særlig vanskelig fjell skal man ha noen få vel gjennomtenkte og prøvede metoder å velge mellom. Hjelpeutstyr og øvet mannskap er viktig. Eksperimentering bør bare forekomme som ledd i et planmessig utviklingsarbeide.

Erfaringer fra injiseringsarbeider i overvannstunnel

Siv.ing. Erik Hoel — Siv.ing. Elliot Strømme A/S

Tunnel for overvann.

Høsten 1965 ble det mer overvann i Bærum enn det ledningsnettets greidde å ta unna. Det ble flomskader på flere steder, og kommunen måtte utbetale betydelige beløp i skadeerstatninger.

Flomproblemet ble utredet, flere alternativer for avledning av overvannet ble vurdert, og i 1969 gikk kommunen inn for å få etablert en ca. 4 km lang tunnel fra Holtekilen til søndre ende av Grav-jordet. Tunnelen skulle avlaste ledningsnettets via sjakter på 6 steder, figur 1 og 2.

Kloakkplankontoret i Bærum hadde forestått utredning og forundersøkelser.

Prosjekterings- og anleggskontoret skulle ta seg av realiseringen av prosjektet.

De konsulenter som var eller ble engasjert i prosjektet, er følgende:

Kontor for Fjellsprenghningsteknikk som utarbeidet geologisk rapport, utfører løpende rystelseskontroll og som bistår med geologiske, sprengningstekniske og sikringstekniske vurderinger.

A/S Viak som utførte en rekke fjellsonderinger for vurdering av alternativer, og som er geoteknisk konsulent for utløpet i Holtekilen.

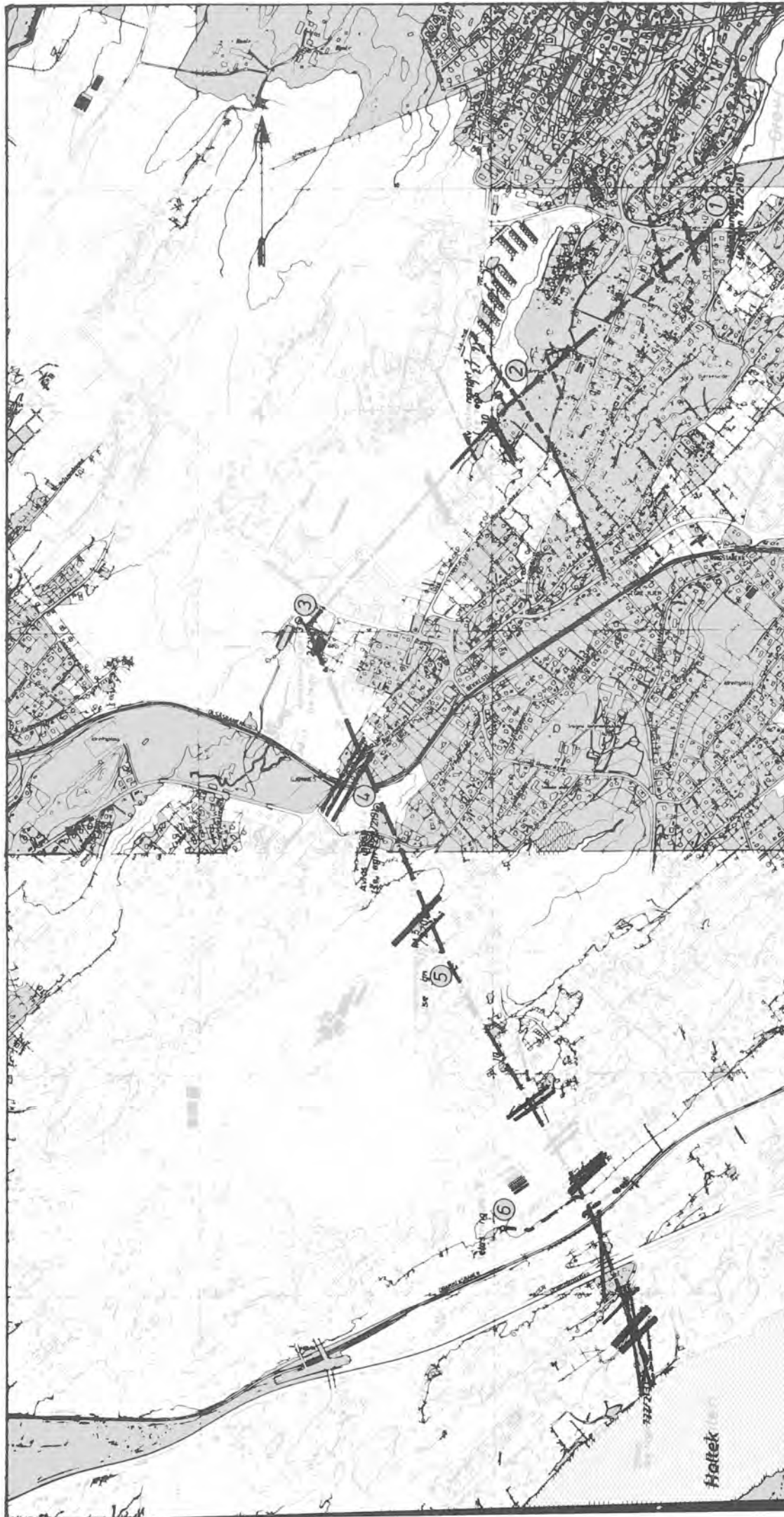
Norsk Teknisk Byggekontroll A/S som utarbeidet rapport om grunnvannsproblemene, og også geotekniske rapporter for avlastningspunktene, utførte fjellkontroller, utfører løpende kontroll av grunnvannstand og som bistår med injiseringstekniske vurderinger.

Sivilingeniør Elliot Strømme A/S som er bygningsteknisk konsulent for prosjektet omfattende tunnelen, utløpet og avlastningspunktene.

Dessuten utfører *Bærum oppmålingsvesen* betydelige arbeider med stikningsplan og løpende nivellement av bebyggelse.

I slutten av juli 1969 forelå den geologiske rapport som fortalte at fjellet besto av kalk-leirskifer gjennombrutt av kryssende intrusivganger med syenitt og diabas, kfr. fig. 1 og 2.

I oktober 1969 kom NoTeBy's rapport om vannproblemer og grunnvannsenkning. Den var illevarslende! Den anga at man måtte være forberedt på betydelig vanninntrengning i tunnelen, spesielt i og ved eruptivgangene. Dette ville medføre grunnvannssenkning som igjen kunne føre til setningsskader i meget stort omfang over store områder langs tunneltraséen, kfr. fig. 2. Det var en omfattende rapport med klar tale.



Tunneltrace
Ersatningsgange
Avlastningspk.

TUNNEL TRACÉ

Kommunen tok med en gang problemet alvorlig. Setningsskader måtte unngås, og man ønsket å vite prisen for det.

Kostnadsoverslaget som ble utarbeidet basert på forinjiseringsmetoden, viste en vesentlig fordyrelse i forhold til tunnel i tørt fjell. Samtidig var man klar over at vanntetningskostnadene var meget usikre.

På denne bakgrunn bestemte kommunen seg for først å bygge den snaut 800 m lange etappen fra utløpet til første avlastningspunkt (fig. 3 og 4) for å vinne erfaring med fjellet, grunnvannsproblemet og tilhørende kostnader. Dette er det Byggetrinn I som nu snart er fullført.

Den valgte trasé som fremgår av fig. 3, trenger en nærmere forklaring. Påhugget ligger på kommunens eiendom, Deretter går tunnelen noe østlig for å unngå en forsenkning i fjellet etter ca. 70 m, likevel er ikke fjelldekningen mer enn ca. 4 m. Like nord for jernbanen er en annen depresjon, som bestemte det neste kurvepunktet. Her er minste fjelldekning ca. 7 m. Videre mot avlastningspunkt 6 er sidetunnelen plassert midt mellom depresjonen langs jernbanen og syenittgangene i åsen.

De kritiske partier med liten fjelldekning og kravet til store kurveradier i hovedtunnelen for eventuelt å kunne få inn en fullprofilmaskin i byggetrinn II, gjorde at man hadde små muligheter til å unngå eruptivgangene i hovedtunnelen.

Byggetrinn I – prøvestrekning.

Jeg kan nevne at det i anbudsmaterialet som ble sendt ut, var medtatt et alternativ med fullprofilboring. Det innkom også anbud med både Demag-, Wirth- og Greenside McAlpine-maskin, men anbudene var naturlig nok beheftet med vesentlige forbehold og usikkerheter og var ikke økonomisk interessante.

Entreprenør ble A/S Veidekke med *Entreprenørservice A/S* som underentreprenør for injiseringsarbeidene.

I juni 1970 startet man tunneldriften, og la det være sagt med en gang. Den illevarslende rapport slo til! Eruptivgangene og kontaktsonene var meget vannførende!

På forhånd hadde man plassert 6 grunnvannstandsmålere (piezometre) i angjeldende område, kfr. fig. 3, og avlesninger var startet i januar 1970.

Videre var angjeldende bebyggelse i området kontrollert med henblikk på fundamenteringsmåte og bygningsmessig tilstand. I sålefundamenterte hus var setningsbolter nivellert inn og kontroll oppstartet, kfr. fig. 3.

Man var i den heldige situasjon at i området over de første ca. 200 m av tunnelen, var det potensielle skadeomfang ubetydelig, kfr. skravur på fig. 4. Dermed kunne man tillate seg å starte med et billig opplegg av vanntettingstiltakene. Ga ikke dette tilfredsstillende resultat, kunne man trinnvis utvide og påkoste opplegget til det ble effektivt. Derved ville man oppnå å få en effektiv vanntetting til lavest mulig pris.

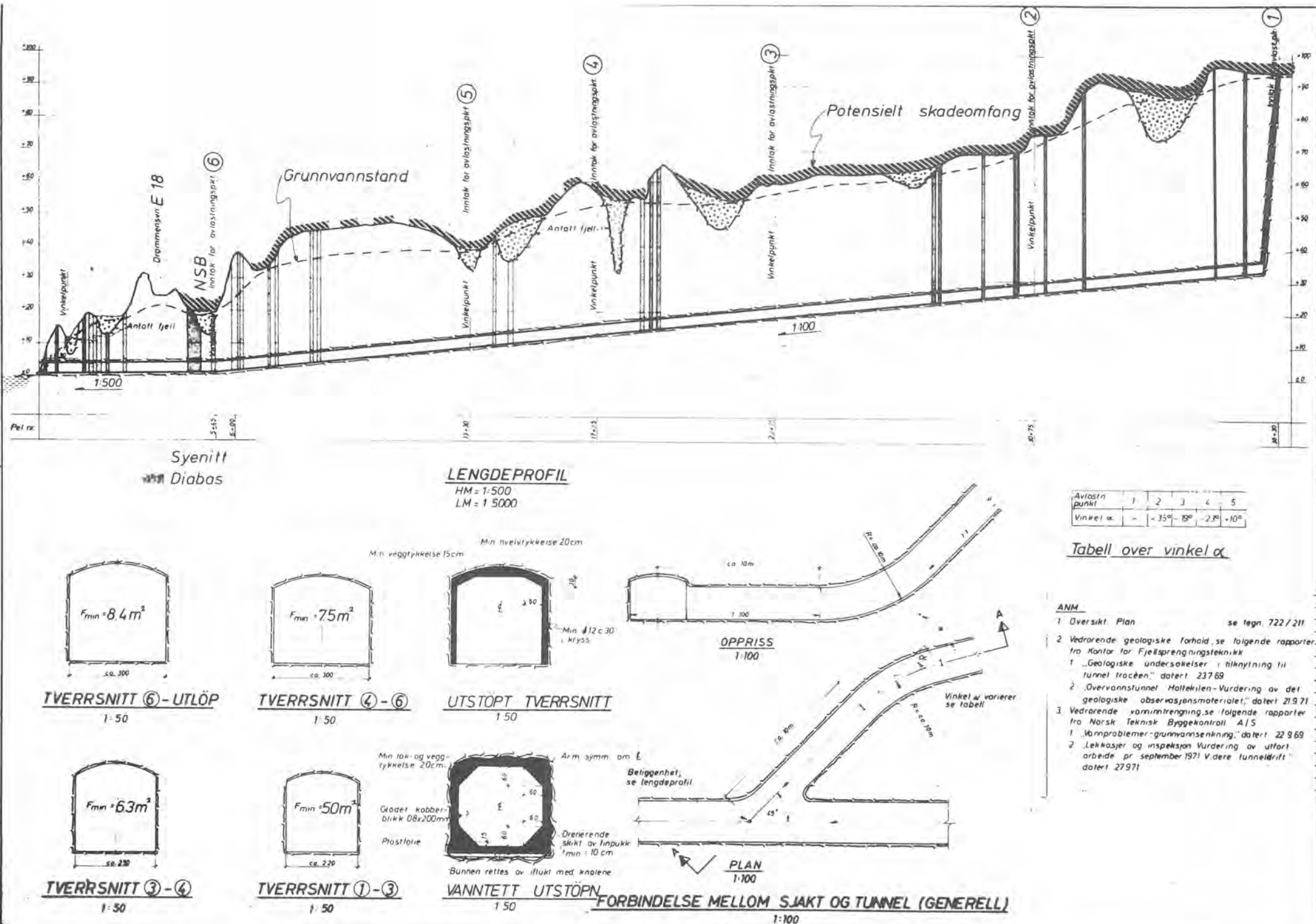
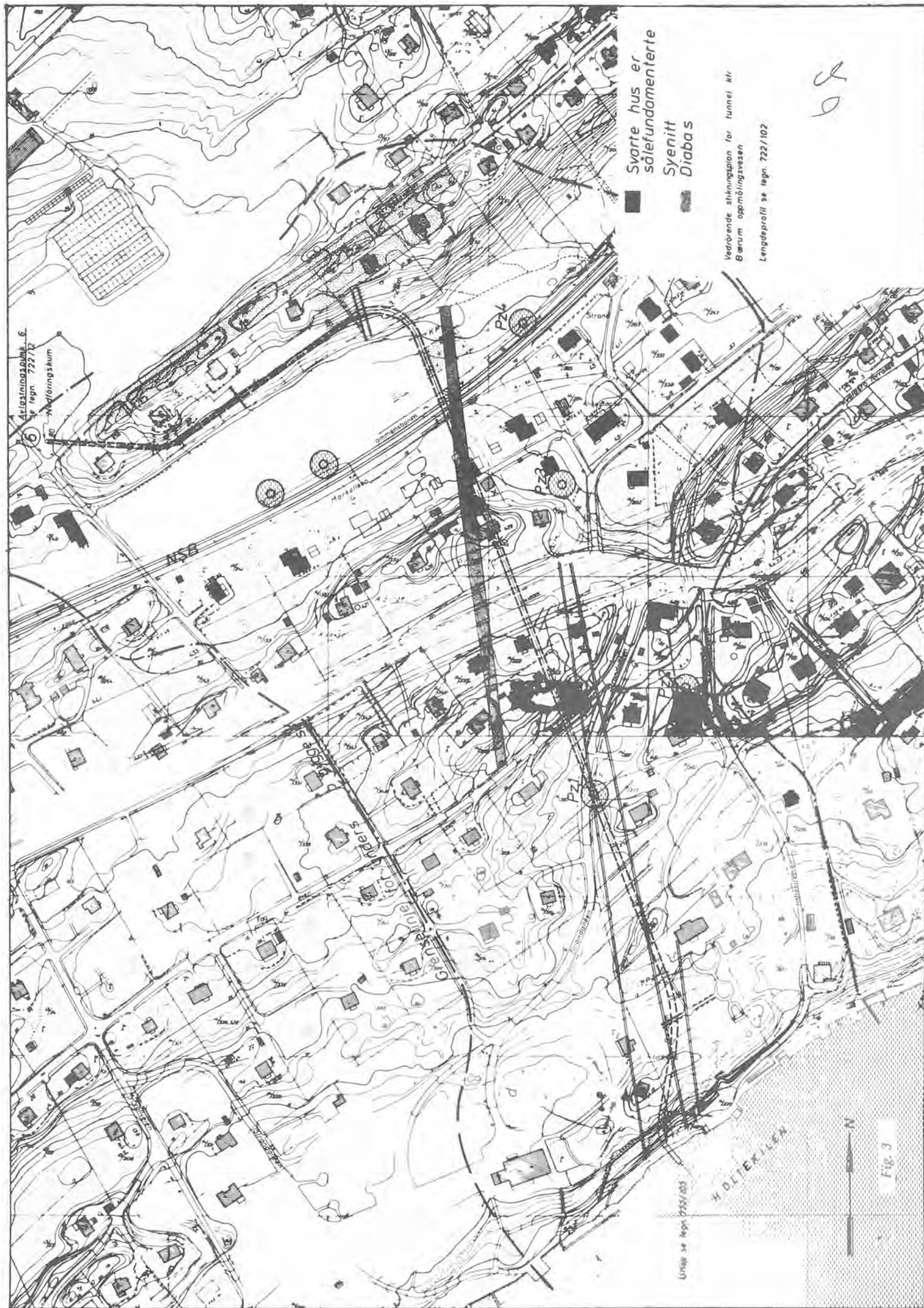


Fig. 2



Startopplegget.

Det opplegget man valgte å starte med, er vist på fig. 5. Driftsrytmen er 2 salver av ca. 2 m på dagen og sondérboring, vanntapsmåling og eventuelt injisering om ettermiddagen og kvelden. Det ble boret 2 stk 6 m lange sondérhull skrått ut foran stuff som vist på fig. 5. Disse ble vanntapsmålt, dvs. at fjellets permeabilitet ble målt ved å presse inn vann i hullene. Hvis vanntapet overskred 1 Lugeon eller 25 liter pr. hull pr. 5 min. ved 10 kg's vanntrykk, ble det boret nabohull langs konturen, og samtlige utette hull ble cementinjisert.

Dette opplegget viste seg snart å være utilstrekkelig, og til tross for intens perfektjonering, ga ikke denne cementinjiseringen tilfredsstillende resultat.

Dette skyldtes sannsynligvis følgende:

1. Cementen trengte ikke inn i de fineste materialfylte sleppene og stikkene.
2. Injiseringsskjermen var for nær tunnelen slik at salvesprekkene slo igjennom.
3. Effekten av injiseringen ble kun kontrollert visuelt ved oppboring for neste salve.
4. Det var for få hull til å avsløre alle utettheter.
5. Hullene var for korte til å gi betryggende overlapping og dekning foran stuff.

Så ble lignin prøvet som injiseringsmiddel i en svakt permeabel leirskifer og resultatet var lovende. Lignin er 9 år gammelt som injiseringsmiddel i Norge, men det bør kanskje beskrives kort. Det er et avfallsprodukt fra celluloseindustrien, calciumlignosulfonat, som blandes med natriumbikromat og jernklorid og herder til en vann-tett gele.

Vel, ligninen virket lovende, men de "ufarlige" 200 meter var passert, og man hadde ennå ikke verifisert metodens brukbarhet i en krevende eruptivgang. Foran oss var et stort grunnvannsbasseng med jernbane og mange sålefundamenterte hus. Opplegget var klart på papiret, men tunnelen kom over 400 m inn før vi fikk den store styrkeprøven. I desember 1970 fikk man kontakt med en mektig diabasgang som var meget permeabel og meget vannførende. Det ble forinjisert først med cement og deretter med lignin, — og resultatet var vellykket!

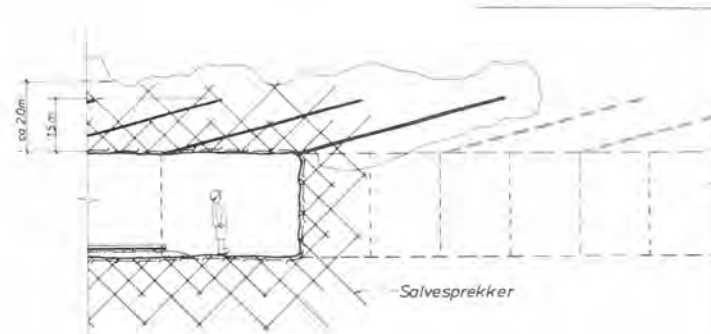
Dette var starten på en ca. 200 m lang strekning med kontinuerlig forinjisering av meget stort omfang. Man hadde opptil 4 forinjiseringer på samme stuff før man kunne sprengte videre. Partiet besto av flere eruptivganger og en forkastningssone med leirslepper på opptil 1 m's tykkelse. Ved disse leirslepper ble det av stabilitetsmessige grunner nødvendig å utføre en sikringsstøp i tak og vegger, men vanntett utstøping er ikke utført på denne strekningen. Fjellet er tettet med forinjisering etter et opplegg som er vist på fig. 6.

Sluttopplegg.

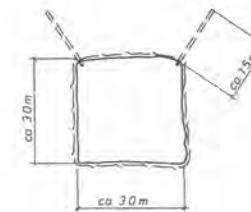
Opplegget er basert på samme driftsrytme, men forøvrig er det gjort vesentlige forandringer.

Antall sondérhull er økt fra 2 til 6 stk. Vedrørende plassering se fig. 6.

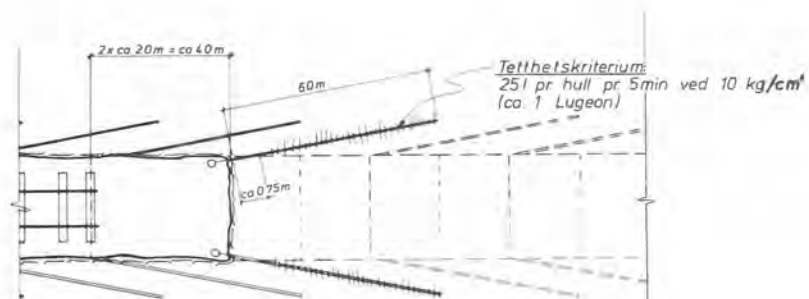
Hullengden er økt fra 6 til 8 m, og avviket fra tunnelprofilen er økt fra 1,5 til 2,5 m.



Generelt oppriss med cementsinjisering i tak.

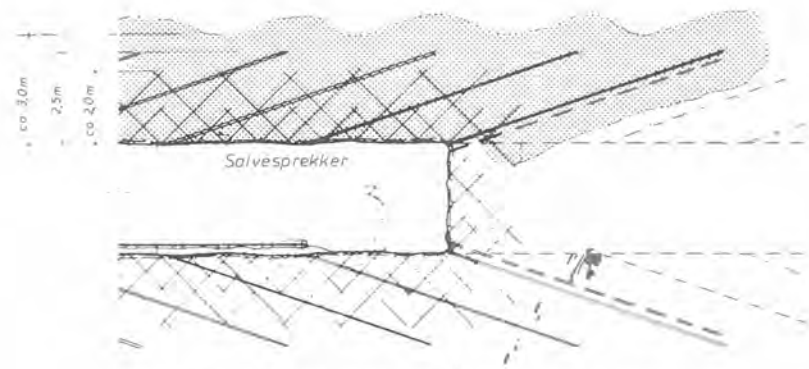


2 hull
Stoff med min. sonderboring.

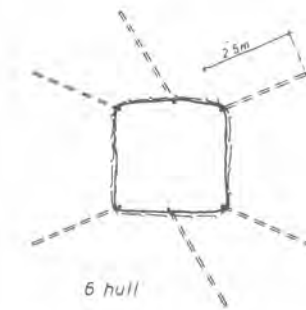


Generell plan sonderboring og vanntapsmåling.

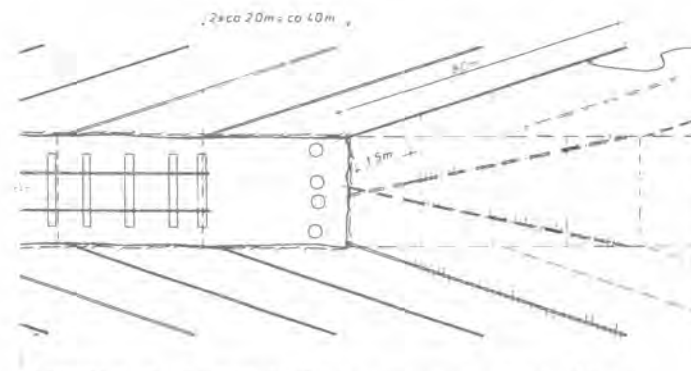
Fig. 5



Generelt oppriss med lignininjisering i tak



Stoff med min. sonderboring



Generell plan sonderboring og vanntapsmåling

Tetthetskriterium
25 l pr hull pr 5 min. ved 10 kg/cm²
(ca. 1/13 Lugeon)

Cementinjisering ved vanntap > 60 l

Lignininjisering ved vanntap 25-60 l

Fig. 6

Tetthetskriteriet for vanntapsmålingene er skjerpet fra 1 til ca. 1/13 Lugeon eller 2,5 liter pr. hull pr. 5 min. ved 10 kg's vanntrykk.

Man grovtetter først med cement når vanntapet er større enn 60 liter (ca. 1,9 Lugeon). Ved mindre vanntap benyttes lignin.

Efter hver injiseringsomgang bores nye sonderhull som vanntapsmåles, og forinjiseringen avsluttes først når kontrollhullene viser vanntap mindre enn 1/13 Lugeon.

Dette opplegget synes å ha følgende vesentlige fordeler:

1. Ligninen har så god inntrengningsevne at selv fine sprekker tettes i tilstrekkelig grad.
2. Injiseringsskjermen blir ikke gjennombrutt av salvesprekker.
3. Det foretas ikke sprengning før man har kontrollert at forinjiseringen er effektiv.
4. Man unngår fortynning og utvasking av lignin ved å grovtette med cement først.
5. Hullantallet gir god kontroll av fjellet.
6. Hullengden gir god overlapping og dekning foran stuff.

Injiseringsutstyr

Det injiseringsutstyr som benyttes er følgende:

Kolloidblander av type Colcrete

Lager- og omrørertønne

Trykkluft-stempelpumpe, dobbeltvirkende

Simplex.

Blandingsforhold, m.m.

Ved cementinjisering benyttes 2 % Bentonittilsetning. Ved lignininjisering blandes ligninpulveret og vann i kolloidblanderen og føres via trykktank og slange til stuff. Ferdig oppløst jernklorid og natriumbikromat tilsettes på stuff direkte i omrørertønnen.

De oppløsninger som blandes sammen er:

45 % ligninoppløsning

60 % natrium-bikromat-oppløsning

30 % jernklorid-oppløsning

Det normale blandingsforhold i volumenheter oppløsning er: 10 : 1 : 1 for lignin-kromat-jernklorid, og dette har gitt herdetid på 1–2 timer.

Det er også benyttet blandinger på 10 : 1 : 1,8 som har gitt herdetid ca. 15 min.

Injiseringstrykk har vært ca. 12–14 kg/cm².

Prisforholdet mellom lignin- og cementinjisering er hva materialforbruk angår ca. 9 : 1.

Cementens lengre herdetid og de dermed påløpende stillstandskostnader ved forinjisering gjør imidlertid lignininjisering billigere i praksis.

Grunnvannstand.

Fig. 8 viser grunnvannstandsmålingene i de 6 piezometre som ble satt ut i influensområdet for Byggetrinn I. Som referanse er vist målingene i et piezometer som ligger lenger opp i kommunen (Pz 8).

Den 14. august 1970 fikk man den første store lekkasje i den ytre delen av tunnelen, og vel en uke senere vist Pz 1 som lå ca. 100 m unna, grunnvannstand under det normale. Etter ytterligere 3 uker med lekkasjer sank også vannstanden i Pz 2, i en avstand av ca. 150 m.

Disse to piezometre står i det såkalte nedre grunnvannsbasseng, hvor potensielt skadeomfang er ubetydelig, kfr. fig. 3. Her har vannstanden senere ligget klart under det normale.

Ved utgangen av 1970 fikk man mistanke om at vannstanden i Pz 3 var i ferd med å synke under det normale. Man var da kommet vel 400 m inn i tunnelen, forinjiseringsmetoden hadde bestått sin avgjørende prøve, og fjellet var praktisk talt tett på de innerste 200 m. Men ca. 200 m fra Pz 3 hadde man fremdeles store lekkasjer i tunnelen, og man var engstelig for fjernvirkning i det kritiske NSB-bassenget som Pz 3 står i kanten av. Tunneldriften ble derfor stanset, og man utførte en omfattende etterinjisering og også en vanntett utstøping i tunnelens ytre del, kfr. fig. 7. Dermed ble lekkasjene vesentlig redusert, og vannstanden i det kritiske grunnvannsbassenget opprettholdt, kfr. kurvene for Pz 3, Pz 4, Pz 5 og Pz 6 på fig. 8.

Lekkasjevann.

Før den forannevnte eftertetning rant det ca. 60–70 m³ vann ut av tunnelen pr. døgn.

I dag er samlet lekkasje ca. 30 m³ pr. døgn, hvorav halvparten kommer fra de ytterste 130 m av tunnelen. Av de resterende 15 m³ kommer det meste fra den delen av tunnelen hvor forinjiseringsmetoden ikke var ferdig utviklet, dvs. ca 150 m videre innover.

Fra den 500 lange indre delen av tunnelen er samlet lekkasje av størrelsesorden 5 m³ pr. døgn.

Status i november 1971.

- a) Man kan i dag slå fast at man lyktes med forinjiseringsmetoden, og at grunnvannstanden i det kritiske bassenget er opprettholdt.
- b) Pr. dato er det ikke registrert setninger av bebyggelse.
- c) Ingen skader er rapportert.
- d) Det har ikke innkommet formelle klager.
- e) Rystelsesmålingene viser at det høyeste utslag som er registrert på noe hus er 125 my. Dette er et enkeltresultat, – forøvrig ligger de maksimale utslag fra hvert hus på 105 og nedover.
- f) De minste fjelldekningene på 4 og 7 m har ikke medført vanskeligheter.
- g) Det har vært få stabilitetsproblemer, en sikringsstøp ved de nevnte leirslepper, et parti med bolter, bånd og nett og to partier med bolter.

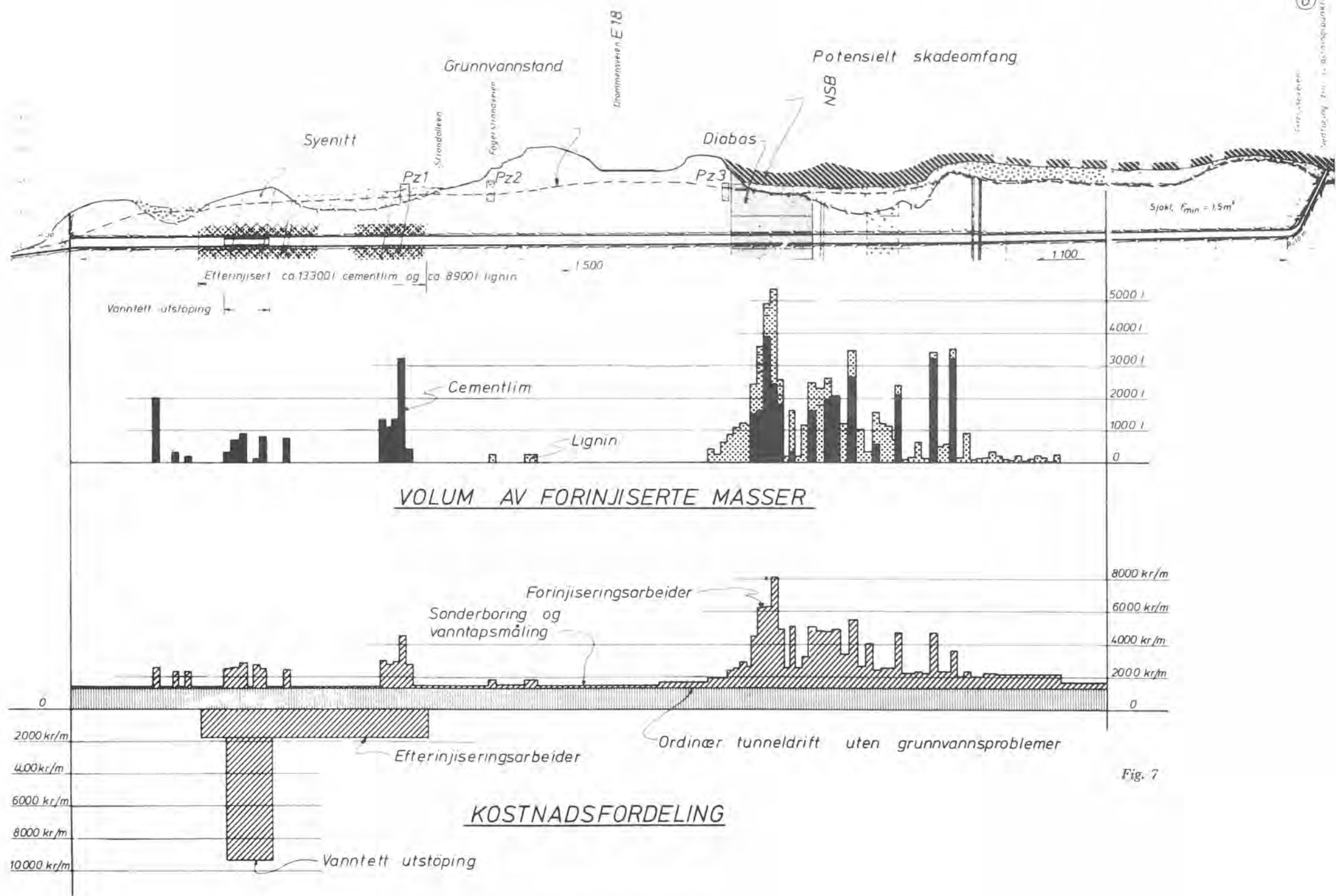


Fig. 7

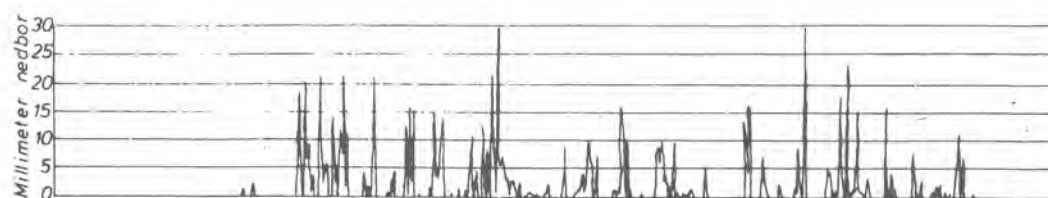
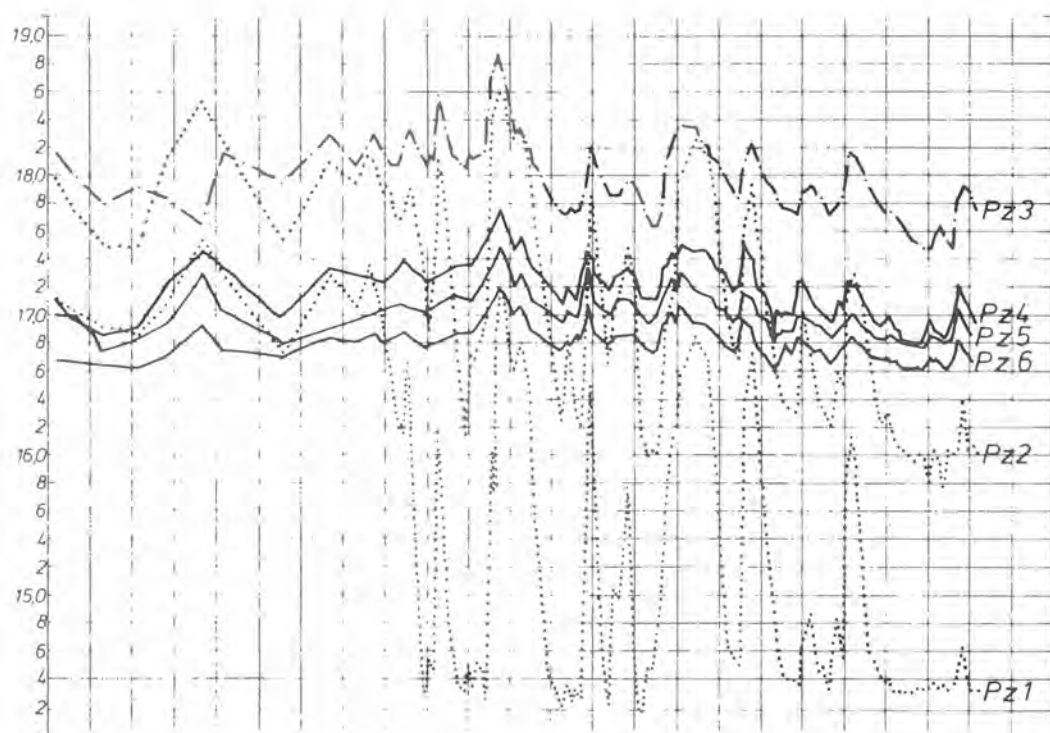
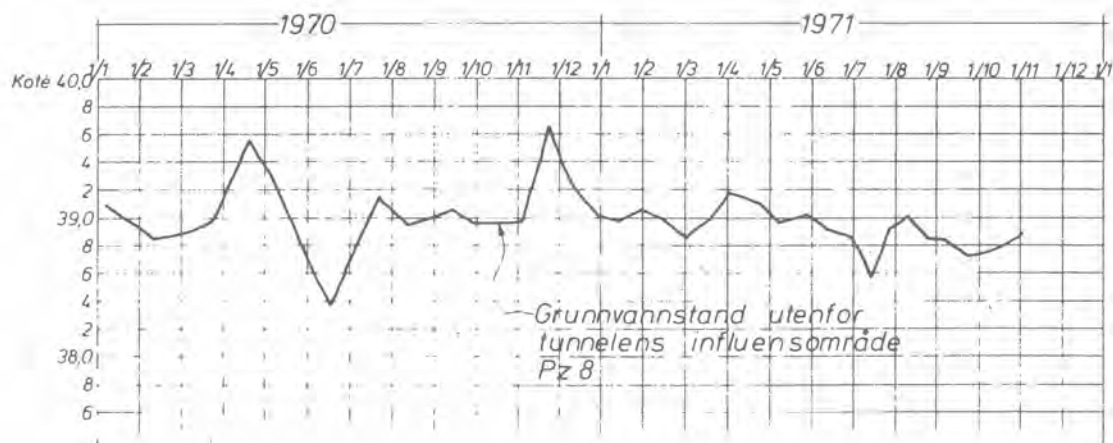


Fig. 8

Kostnader.

På fig. 7 er vist volumet av forinjiserte masser for hver stuff, og det fremgår tydelig hvordan eruptivganger og svakhetssoner øker omfanget av forinjiseringen. Det fremgår også hvor krevende partiet under NSB-bassenget var. Det ble injisert over 5 000 l på én stuff og også injisert opp til 4 ganger på samme stuff før man sprenget videre.

Dette gir selvfølgelig kraftige utslag på prisen pr. lm tunnel, hvilket fremgår av det nederste diagrammet på fig. 7. Her er samtlige kostnader ved tetningsarbeidene inkludert, også stillstandskostnader. Merverdiavgift er ikke medregnet.

Det er interessant å legge merke til at kostnadene for tunneldrift med effektiv forinjisering ligger langt under kostnadene for ordinær tunneldrift med vanntett utstøping. Ser man f.eks. på den ca. 220 m lange strekningen hvor vanntetting av fjellet var nødvendig og hvor forinjisering ble utført, finner man at vanntett utstøping ville falt over dobbelt så dyrt, dvs. ca. 1 mill. kr. dyrere enn den valgte metode.

Vanntett utstøping har dessuten den vesentlige mangel at man har lekkasje i en lang periode før tettingen blir effektiv. Hvis dette kan føre til setningsskader, blir vanninjisering i grunnen nødvendig. For tunnel Holtekilen ville et slikt injiseringspunkt kostet ca. 8 000 kr.

På fig. 9 er det antydnet hva et tunnelprosjekt tilsvarende den representative delen av tunnel Holtekilen koster og hvordan kostnadene fordeler seg på de forskjellige aktiviteter. Byggherrens administrasjon er ikke tatt med.

Antar man at ordinær tunneldrift uten vanntetting koster ca. kr. 1.300,— pr. m, ser man at tunnelen totalt vil koste byggherren ca. kr. 3.000,— pr. m, uten merverdiavgift. Av disse 3 000 kr./m kan noe under halvparten henføres til grunnvannsproblemet.

OMTRENTLIG KOSTNADSFORHOLD VED DRIFT AV OVERVANNSTUNNEL I BÆRUM

AKTIVITET	KOSTNAD	
A Entreprenørkostnad ved drift av tunnel uten grunnvannsproblemer	100	BASIS
B Tilleggskostnad ved vanntettingstillak i tunnelen	100	
C Forundersøkelse (geologi, fjellsøndering, geoteknikk ved påhugg m.m.)	4	
D Vurdering og oppfølging vedr grunnvannsproblemer (geoteknikk, piezometre, injisering)	7	
E Kontroll og nivellement av bebyggelse	6	
F Kontroll av rystelser og geologisk oppfølging	4	
G Prosjektering og byggeledelse	5	
SUM	226	

FORUTSETNINGER

- 1 Tunneltverrsnitt $F = 6 - 8 \text{ m}^2$
- 2 Tunnellengde $L = \text{ca } 700 \text{ m}$
- 3 Vanntetningsmetode Forinjisering eller nuværende opplegg i Tunnel Holtekilen
- 4 Fjellkvalitet Kalk-leirskifer gjennombrutt av kryssende eruptivganger
- 5 Prisforhold fra tidsrommet 1969-1971

Fig. 9

Avslutning

Et tunnelprosjekt i tettbebygget strøk er en krevende oppgave med mangeartede problemer av stort omfang. Jeg må gi Bærum kommune honnør for at de bevisst har satset for å vinne erfaring med denne type tunnel – og også for den klare og ansvarsbevisste holdning de har hatt til skadeproblemet.

En slik tunnel beliggende under bebyggelse koster vesentlig mer enn eksempelvis en høyfjellstunnel, og dette må man selvfølgelig ta hensyn til når alternativer vurderes. Men etter mitt skjønn, vil tunnel-løsninger normalt være mer attraktive både teknisk, økonomisk og miljømessig enn tilsvarende spillvanns- eller overvannsledninger i dagen. Men grunnvannsproblemet må løses, og der synes det meg at *et effektivt opplegg med forinjisering er teknisk og økonomisk den riktige metode.*

Jeg vil våge å tro at med en effektiv forinjisering kan vanntett utstøping under normale forhold helt unngås, ikke bare i spillvanns- og overvannstunneler, men også i andre tunnelanlegg under tettsteder. Vanntett utstøping har den mangel, i tillegg til prisen, at man kan risikere grunnvannsproblemer før tetningen blir effektiv. Å utføre både forinjisering og vanntett utstøping synes meg å skulle være unødvendig.

Til slutt bare noen få ord om fullprofilboring i relasjon til forinjisering.

Omfanget av injiseringsarbeidene skulle bli omtrent det samme, da injiseringen i begge tilfelle foretas i usprengt fjell foran stuff. Man kunne tenke seg at injiserings-skjermen kunne plasseres nærmere tunnelen når man ikke hadde salvesprekker. Dette ville passe driftsteknisk bedre for fullprofilboring og vil kunne gi noe mindre injisering. Men man ville da på den annen side kunne få stabilitetsmessige problemer, i og med at utvendig vanntrykk kommer så nær tunnelen. Stabilitetsvansker ville kunne føre til lekkasjer.

Å kombinere fullprofilboring og forinjisering synes meg å være vanskelig rent praktisk. Jeg kjenner i hvert fall ikke til noen maskin som kunne ha egnet seg for tunneldriften i Holtekilen med de omfattende forinjiseringsarbeider som der var nødvendige. Stillstandsperiodene ville blitt mange, lange og kostbare.

Man skal også være oppmerksom på at ved fullprofilboring er muligheten til å omgå vanskelige fjellpartier sterkt begrenset av de store kurveradier disse maskiner trenger. Inntil det blir lansert en fullprofilmaskin spesialbygget for store tetningsarbeider (hvilket så vidt jeg kjenner til ikke er skjedd) så tror jeg man kan si at ved tunnelanlegg under tettsteder, i fjell som krever omfattende forinjisering, er konvensjonell sprengning den mest hensiktsmessige driftsmåte.

Midlertidig stabilisering av vegger og tak i tunnel ved frysing

Sivilingeniør Arne Dengerud – Astrup & Aubert A/S

Midlertidig stabilisering av vegger og tak i tunnel ved frysing

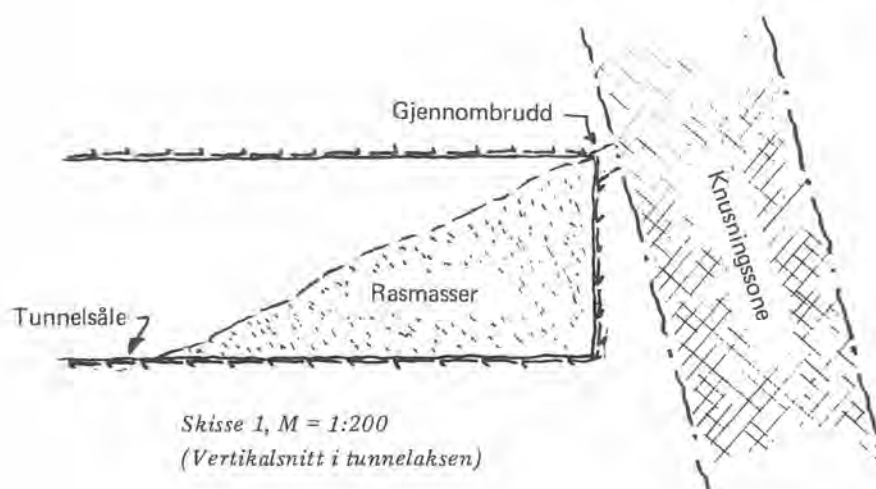
Eksempelet er hentet fra en 16 km lang 65 m² tunnel mellom Ousdal og Josdal ved Sira Kvina anleggene. Ca. 12 km ble drevet av Astrup & Aubert A/S, og på denne parsellen var fjellet godt, med bare ca. 5 ‰ utstøpning på stuff.

Årsaken til de fleste av utstøpningene var en del skarpt avgrensede diabasganger med vekslende stabilitet. Et par av dem måtte midlertidig sikres med sprøytebetong før utlasting og utstøpning.

Ved forsering av den siste diabasgangen før gjennomslag, måtte imidlertid andre og mer ukjente metoder taes i bruk for den midlertidige sikringen. Dette skal omtales kort i det følgende:

Umiddelbart etter utlasting av siste salven før sona, fikk vi et gjennombrudd i overgangen mellom heng og stuff. I løpet av 4–5 minutter var tunnelen oppfylt til naturlig rasvinkel av en tørr, gråblå masse som i korngraderingen kunne minne om pukk 0–40 mm. (Skisse nr. 1).

Det ble forsøkt å laste ut en del av massen. Men selv ved intens lastning med Cat 988, var det umulig å komme seg inn i massen hurtigere enn utrasingen. Og vi fikk



aldri se mer enn ca. $0,25 \text{ m}^2$ av gjennombruddsåpningen. I alt ble utlastet ca. 1200 m^3 , mens rasmassene fosset ut som fra en pukksilo.

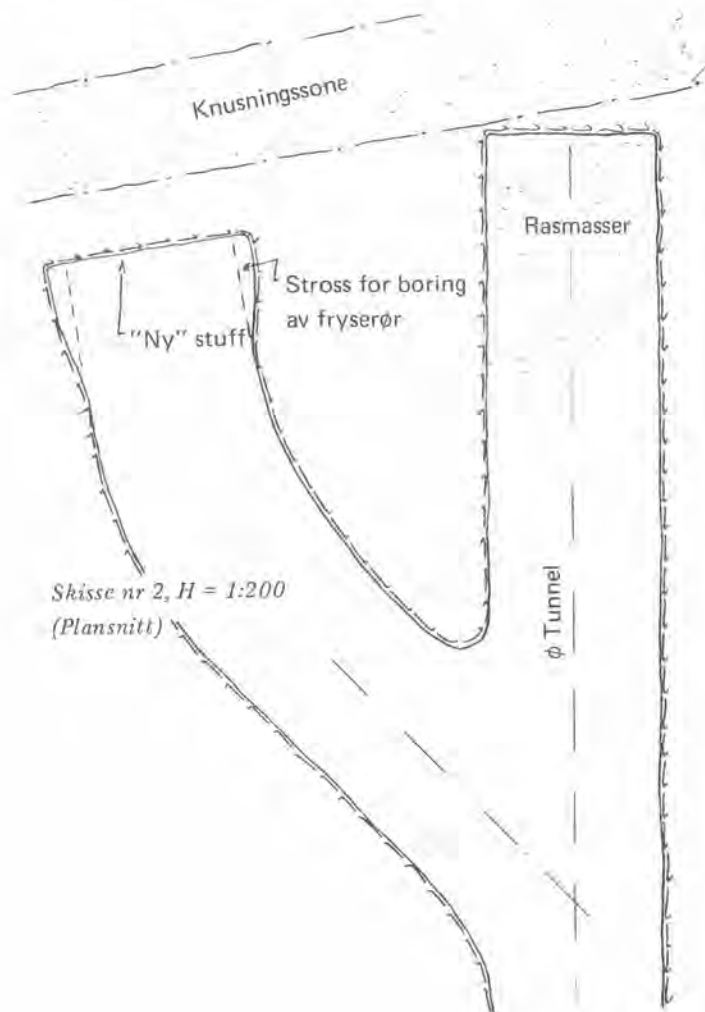
Professor R. Selmer-Olsen karakteriserte rastilfellet som helt spesielt. "Det er ikke det vanlige svelletrykket som er problemet, men stabiliteten i et finknust, tettpakket materiale som består av en klorittisert basisk bergart med meget tynne leirfilmer på de utallige stikk". (Rapport fra prof. Selmer-Olsen av 8/10-1970).

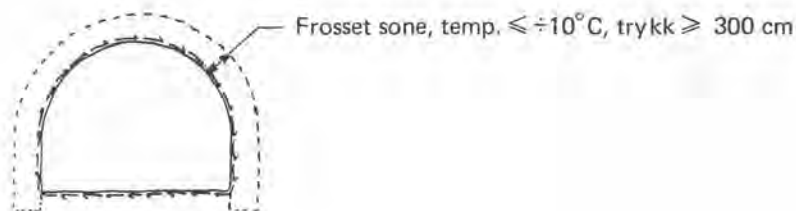
Man måtte også anta relativt høye bergtrykk i denne gangbergarten, noe som kanskje var hovedårsaken til at man fikk disse vanskelighetene.

Fra prof. Selmer-Olsens side ble det sterkt frarådet å forsøke å komme gjennom sonen på rasstedet. Og etter at sonens mektighet (ca. 7 m) og beliggenhet var fastlagt ved prøveboringer, ble det sprengt en grentunnel som stoppet ca. 4,5 m fra sonen og med en fjellstabbe på ca. 15 m mellom tunnelene. (Skisse 2).

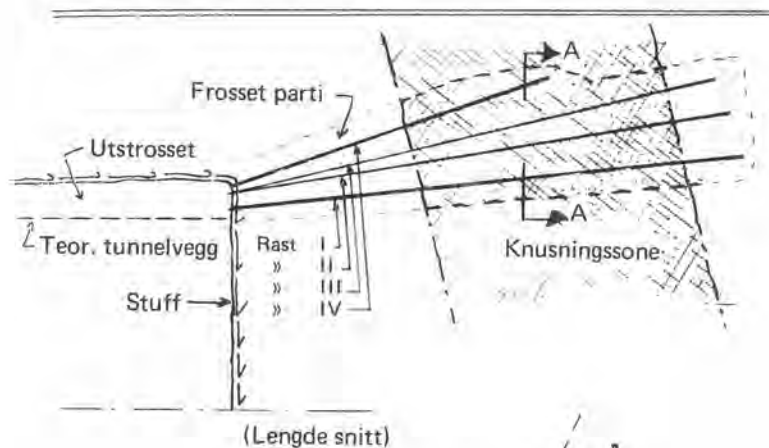
Mange forslag til forsering gjennom sona ble drøftet, men diskusjonen konsentrerte seg om 2 alternativer: Stabilisering av massen enten ved frysing eller kjemisk injeksjon, hvorav frysing ble valgt.

Frysing ble ansett som det sikreste, selv om vanninnholdet var begrenset til porevannet (ca. 2–5 %). Vanntapsforsøk viste at det var umulig å presse inn vann i de utallige stikk man antok måtte forefinnes.

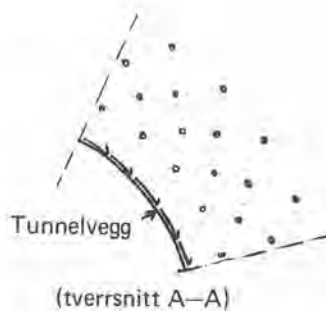




Skisse nr 3, $M = 1:200$
(Snitt normalt tunnelakse)



Skisse nr 4, $M = 1:100$



Ut fra Selmer-Olsens belastningsantagelser, mente man å oppnå tilstrekkelig stabilitet ved å senke temperaturen til ca. -10°C i et ca. 3 m tykt hvelv rundt tunnelprofilet. (Skisse 3).

For å trekke varmen ut av fjellet, måtte man etablere et system av fryserør i det partiet som skulle nedkjøles. På grunnlag av beregninger foretatt av dosent Brendeng ved Kjøleteknisk institutt NTH, ble den innbyrdes avstand mellom fryserørene satt til max. 125 cm og kjølekapasiteten til ca. 100.000 kcal./time. Dimensjon på fryserør $D = \text{ca. } 50 \text{ mm}$.

Av tids- og plasshensyn måtte man bore inn for fryserørene i vifteform. Parallell hull ville være gunstigst både anleggsteknisk og fryseteknisk.

På anlegget ble det satt opp en borplan som ble sendt til uttalelse hos alle berørte parter. (Skisse nr. 4).

Til boringen ble benyttet entrepenørens Jumbo borrhigg med Ingersoll IRD 475 drifttere. Det måtte tørrbores gjennom knusningssona, og det ble derfor boret med bare en maskin. Det ble benyttet borkroner $D = 70 \text{ mm}$, og hulldybder fra 12 til 15

meter. Det var leveringstid på fryserørene, og man måtte derfor plasere varerør i hullene for å hindre at disse skulle rase igjen.

Bornøyaktigheten ville være av avgjørende betydning for frysetiden, og det ble konstruert en solid mal. Denne kunne dreie om en aksling i tunnel, og en linjal kunne innstilles i den ønskede helning på borehullet. Guiden for bormaskinen ble lagt langs linjalen før boringen startet. Etter boringen ble det foretatt en del avviksmålinger, og max. avvik ble målt til ca. 8 cm på en hull-lengde = 10 m. Det relative avvik var imidlertid mindre, fordi samtlige målinger unntatt en viste systematisk avvik "ned til venstre".

Det ble i alt boret inn for 104 fryserør. I tillegg til dette ble det boret 17 hull for temperaturfølere og 90 hull i kransen som skulle gi muligheter for ekspansjon. I alt ble boret 2534 bormeter.

Av andre forberedende arbeider kan nevnes framføring av høyspent til stuff med endetrafo 250 kVA, framføring og avledning av kjølevann ca. $15 \text{ m}^3/\text{time}$.

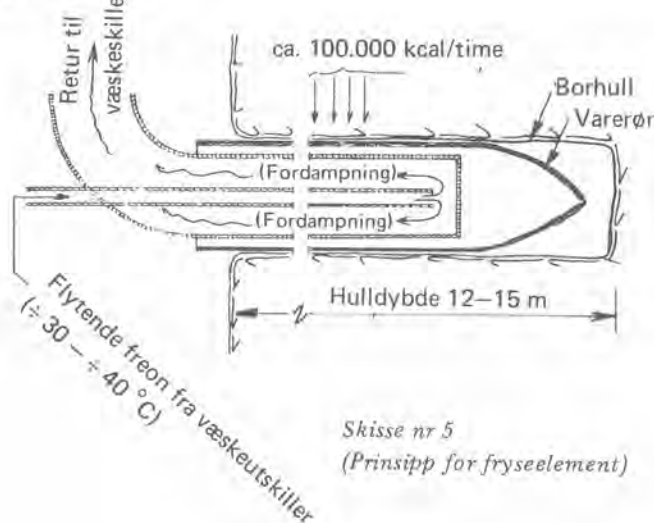
Prinsippet for nedfrysingen kan kort beskrives ved at flytende freon ved 31°C pumpes inn gjennom fryseelementets indre rør. Under returen mellom ytre og indre rør vil en del av denne væske fordampes og derved trekke varme fra omgivelsene (fjellet). (Skisse nr. 5).

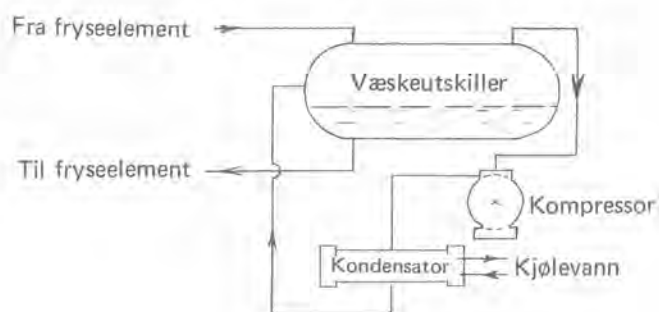
Returen av gass/væske går tilbake til en væskeutskiller hvor temperaturen holdes nede ved at kompressorer suger av trykket. Gassen som suges inn i kompressorene blir komprimert, kondensert, og i væskeform ført tilbake til væskeutskilleren. (Skisse nr. 6).

Leveransene var stort sett klare slik at selve montasjen kunne starte 2/11-1970. Fryserørene kom i hele lengder fra Drammens Jern, 2 stk. kompressorer fra Stabilator A/B i Göteborg, mens det øvrige utstyret ble levert av Kværner Brugs Kjøleavdeling. Sistnevnte sto også som teknisk ansvarlig for hele den kjøletekniske delen av programmet.

Kværner Brug hadde under hele montasjen og igangkjøringen av anlegget 2 montasjeledere på anlegget, og i tillegg var det leiet 7 stk. autoriserte sveisere de første 3 ukene.

Det ble jobbet med stor iver og effektivitet under hele montasjen, og den 2/12 kunne anlegget kjøres i gang.



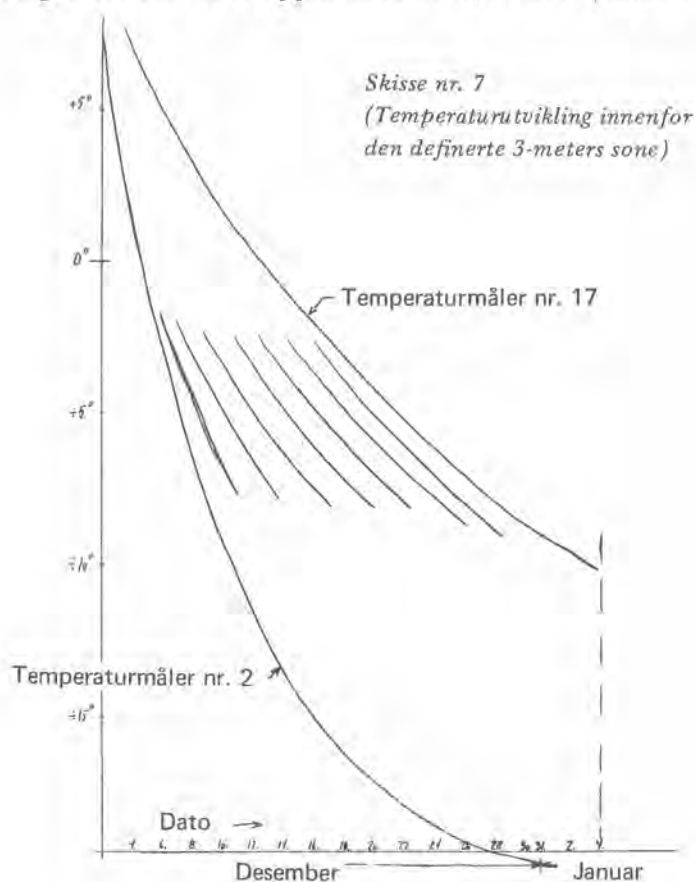


Skisse nr. 6
Oversikt over kompressoranlegget

”Nedkjølingsperioden” varte ca. 8 timer hvor temperaturen i kjøleelementene sank fra $+8^{\circ}\text{C}$ til -30°C . Her stabiliserte temperaturen seg, og uttaket var ca. 110.000 kcal/time.

Anlegget hadde full sikringsautomatikk og var meget enkelt å betjene slik at entreprenørens egne folk straks kunne overta tilsynet.

Det ble montert og kalibrert 17 termistormålere i fjellet med avlesning 2 ganger i døgnet. Temperaturen viste stadig jevnt synkende tendens, og det ble fort klart at den ønskede temperatur ville være oppnådd innen 4/1-1971. (Skisse nr. 7).



Skisse nr. 7
(Temperaturutvikling innenfor den definerte 3-meters sone)

Frysingen skulle prinsipielt stå på under hele arbeidet gjennom sona. Fryserørene ble beskyttet med stålplater, og tur/retur-ledningene ble innstøpt.

Fortsatt var det mange usikre momenter igjen m.h.t. forseringen gjennom knusningssona. Store verdier sto på spill, og det var av avgjørende betydning at "ting man ikke hadde tenkt på" ikke skulle føre til et mislykket resultat. Flere mulige situasjoner ble analysert og hver situasjon fikk sin "kriseplan". Poenget var at når en gitt situasjon oppsto, skulle man straks vite hva man skulle gjøre og ha nødvendig utstyr for dette på plass.

Arbeidet startet opp etter nyttår den 4/1 kl. 06.00 med utskyting av fjellet inntil ca. 1 m fra knusningssona. Dette ble foretatt i 3 etapper med pilot og stross. Freongassen var tatt ut av rørene. Kjølesystemet ble ikke påført skader ved sprengningene. Det ble sprengt et lite hull inn i den frosne sona, og man kunne konstantere en viss strekkstyrke i massene.

Den 5/1 kl. 23.15 ble første salven skutt inn i selve knusningssona. Inndriften var ca. 3 m og vegger og heng sto bra. (Foto nr. 1). En del av salven ble lastet ut slik at sprøyteroboten kunne kjøres tilstrekkelig langt fram mot stuff. Heller ikke nå var det skade på fryseanlegget, og frysingen ble satt i gang igjen. Vegger, heng og stuff ble påsprøytet ca. 5 cm for å hindre nedfall under det videre arbeid.

Etter utlasting og etterspretting fikk man likevel gjennombrudd på stuff, og ca. 50–60 m³ av den "ikke frosne" massen raste ut.

I motsetning til hva man tidligere hadde observert, var det nå rene diabasmasser som kom til syne.

Man måtte på ny inn med roboten, og det ble sprøytet i alt 10–11 m³ betong på stuff og i overgang stuff/heng.

Først om morgenen den 7/1 var det klart til å flytte inn en av de 3 ferdigbygde forskalingsformene. (Foto nr. 2). Første seksjon ble støpt, og resten av knusnings-



Fig. 1



Fig. 2

sona inn til fjell på andre siden ble gravet ut med Brøyt X4 med bakgraveaggregat. (Foto nr. 3). Etterpuss ble tatt med telebrekker, og heng og vegger ble sprøytet.

Ny støp fulgte, og onsdag 13/1 kl. 04.00 var vegger og heng i hele sona utstøpt, og spenningen over.

Selve frysinga lot til å være 100 % effektiv. Etter at vegger og heng var blottlagt, dannet det seg straks et rimlag. (Foto 4). Likevel viste det seg å komme til dels tunge nedfall fra hengen med visse mellomrom. Men en god oversprøyting eliminerte dette faremomentet.



Fig. 3



Fig. 4.

Et par ting kunne vært gjort annerledes:

Den lange leveringstiden på fryserørene kan kuttes ned ved at autoriserte sveisere skjøter sammen rørene på anlegget. Derved kan rørene monteres i borehullene etter hvert som boring skrider fram.

Videre bør borehullene fylles med f.eks. glyserin før rørene settes inn. Derved reduseres luftrommet mellom rør og fjellvegg, og k-verdien øker. I vårt tilfelle fikk vi problemer med å fylle dette mellomrommet etter at rørene var montert, fordi de fleste rørene gikk på stigning.

Tunnelras og utbedringsarbeider

Eksempel fra en 7 m² kraftverkstunnel

Bergingeniør A. M. Heltzen — Kontor for Fjellsprengningsteknikk

Vanntrykket på turbinen ved Flittig Kraftverk ved Skien sank plutselig, så steg det litt igjen. Noen dager senere kom et nytt markert fall som en tid etter resulterte i absolutt stans.

Vannet ledes frem til kraftstasjonen gjennom en ca. 3 km lang tunnel og en kort rørgate. Tunneldriften pågikk i 1961–1962, og stasjonen ble satt i drift i august 1963.

Tunneltraséen ble lagt ut fra geologiske forhåndsvurderinger, såvel basert på observasjoner i marken som flyfotografier. En del mindre justeringer i forhold til det opprinnelige traséalternativ ble gjort etter geologiseringen. Minimumsoverdekning ved enkelte kritiske kryssninger av betydelige svake soner var ca. 30 m. Tunneltraséen fikk en relativt gunstig retning i forhold til den mest markerte oppsprekningsretning, som står steilt med strøk fra ca. vest/nordvest til nordvest, idet tunnelretningen gikk ca. nord-syd. I det fjellpartiet hvor tunneltraséen lå, var det i dagen bare en relativt svak markering av en enkelt ca. nord/nord-øst-strykende svakhets-sone. Svakhets-soner etter denne retningen hadde man imidlertid i selve hoveddalforsenkningen ca. 500 m øst for tunneltraséen, og også i en markert forsenkning ca. 1,5 km vest for traséen.

Bergarten er i hovedtrekkene en grå syenitt (larvikitt) med enkelte smale diabasganger som er orientert etter hovedsleppesystemene. Syenitten er for det meste frisk. På enkelte felter går fargen over til svakt rødlig-brun, som ofte er et tegn på en begynnende dekomponering av feltspatkrystallene.

Under tunneldriften traff man til å begynne med bare på et fåtall leirslepper, i det alt vesentlige knyttet til kontaktsonen mellom smale diabasganger og syenitten. I tunnelgrenen mot nord fra tverrslaget traff man imidlertid ca. 900 m inne på en mektig sone med leire og sterkt forvitret syenitt og diabas. Denne sonen sto steilt og kom med sitt strøk, ca. nord/nord-øst, inn i tunnelen med en spiss vinkel. Denne sonen var så vanskelig å komme igjennom at man for en stor del måtte gjøre bruk av tømmerstemplinger og bygge bukkort. Det er jo gjerne slik når konsulenten er langt unna, kan det bli drevet inn en del salver i vanskelig fjell uten at konsulenten tilkalles, og når han så opptrer, blir det straks vanskeligere å ta stilling til om man skal gå tilbake og legge traséen om. En omlegning vil alltid være forbundet med problemer. Kunne man hugge på tvers på slepperetningen, ville man snarest kunne komme igjennom de vanskelige sonene, men hensyn må tas til kurveradius med tanke på transporten i tunnelen. I dette tilfelle var det skinnedrift. Man mente flere

ganger at fjellforholdene bedret seg, men det viste seg salve etter salve at fjellet var sterkt oppsprukket og infisert av svellemateriale. Situasjonen ble faktisk slik at man etter å ha drevet inn ca. 20 m og bygget bukkort, hadde man bestemt seg for å gå tilbake og endre retningen, men nettopp den dagen beskjednen skulle gis, meldte entreprenøren at fjellet var blitt vesentlig bedre. Driften ble derfor fortsatt etter den opprinnelige trasé. Senere skulle det imidlertid vise seg at man dumpet bort i mere vanskelig fjell. Før framdriften ble fortsatt, ble hele bukkorten støpt inn. En lokal innsnevring av tunnelprofilen ville ikke influere på driften av den framtidige kraftstasjon.

Ialt ble ca. 47 meter utstøpt, fig. 1. Umiddelbart nord for det utstøpte parti sikret man med et fåtall bolter og uarmert sprøytebetong, idet dette partiet syntes bare i liten grad å ha leirførende slepper og stikk. Ca. 20 meter lenger inn i tunnelen traff man på en ca. 50 cm bred, kryssende sone med leirmateriale. Denne ble sikret med armert sprøytebetong (5 mm tråd og 150 mm ruter). Betongtykkelse 8–10 cm. En ny ca. 50 cm bred, kryssende sone nær gjennomslaget til inntaksmagasinet (Fjellsjø) ble sikret med uarmert sprøytebetong. Lignende sikringsmetoder ble brukt for en noe smalere, kryssende leirsone i tunnelgrenen mot syd fra tverrslaget. Før tunnelen ble ferdigstilt, ble den gått over og lokalt sikret med bolter, utstøping og sprøytebetong.

Det skulle vise seg at før vannet ble satt på, hadde svelletrykket i et par tilfeller rukket å presse ut uarmert sprøytebetong. Man gikk her til full utstøping.

Prøver av svelleleiren ble analysert ved Norges Geotekniske Institutt. Prøvens sand-grusfraksjon besto hovedsakelig av en finkornet glimmer (muskovitt) med små mengder kvarts og ubetydelige mengder kloritt. Finfraksjonen inneholdt også glimmerminerale, vesentlig hydroglimmer (illitt) som hovedkomponent, men innholdet av kloritt hadde øket betydelig. Den innsendte prøven var omrørt slik at svelletrykket ble bestemt på grunnlag av det osmotiske trykk som innholdet av løselige salter vil utøve. Ved flytegrensen ($W_L = 44,3\%$) ville det maksimale svelletrykk være $8,8 \text{ tonn/m}^2$ og ved utrullingsgrensen ($W_p = 21,45\%$) $18,2 \text{ tonn/m}^2$. Det virkelige svelletrykk ble antatt å ligge under de maksimalt beregnede.

Analyseresultatet viste altså et sterkt svellende materiale, hva som jo også hadde kommet frem under tunneldriften.

Hvor hadde så tunnelen rast sammen?

Vannet ble tappet ut og spyling utført før inspeksjon ble foretatt.

Det var et nedslående syn som møtte en inne i tunnelen, fig. 2. Rasmasser hadde bygget seg opp helt fra 10–15 meter foran den utstøpte bukkorten. Det var ikke betongfragmenter i løsmassen, så raset måtte være gått på innsiden av det utstøpte parti.

Det man tenkte på i første omgang var at høyre tunnelside innenfor støpen var blitt trykket inn. Svellesonen skar seg jo inn i tunnelveggen på denne siden. En blottlagt svellesone ville da ha gitt grunnlag for utrasing av de ganske store massene det her var tale om.

Det første problemet som meldte seg var på hvilken måte man skulle få ryddet tunnelen og komme frem til rasstedet. Å gå til innstallering av ventilasjon, trykkluft og skinnegang fant man var for komplisert og kostbart. Man baserte seg på handlasting og trillebår på plankevandring. Massen plasserte man uteder sålen i en

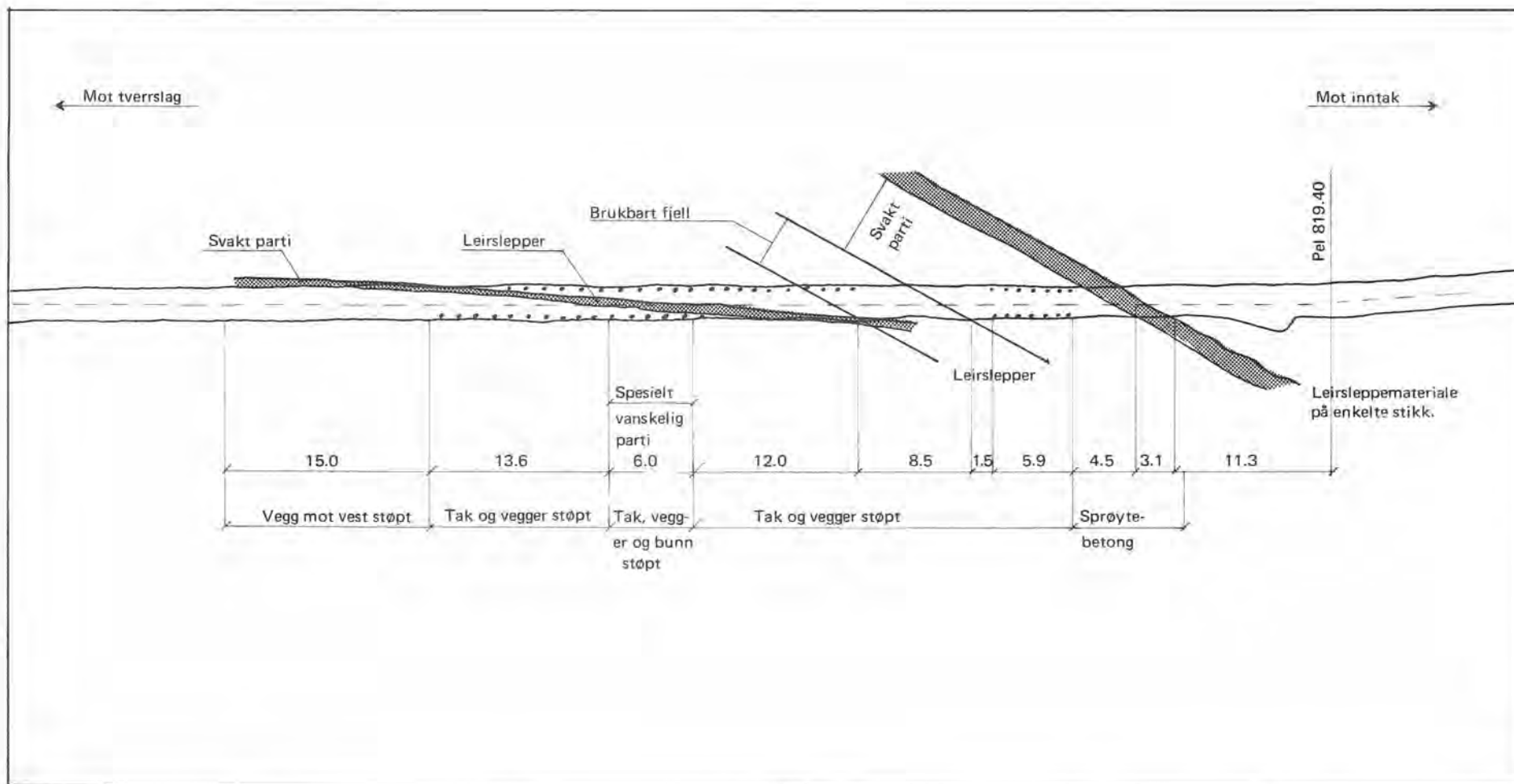


Fig. 1

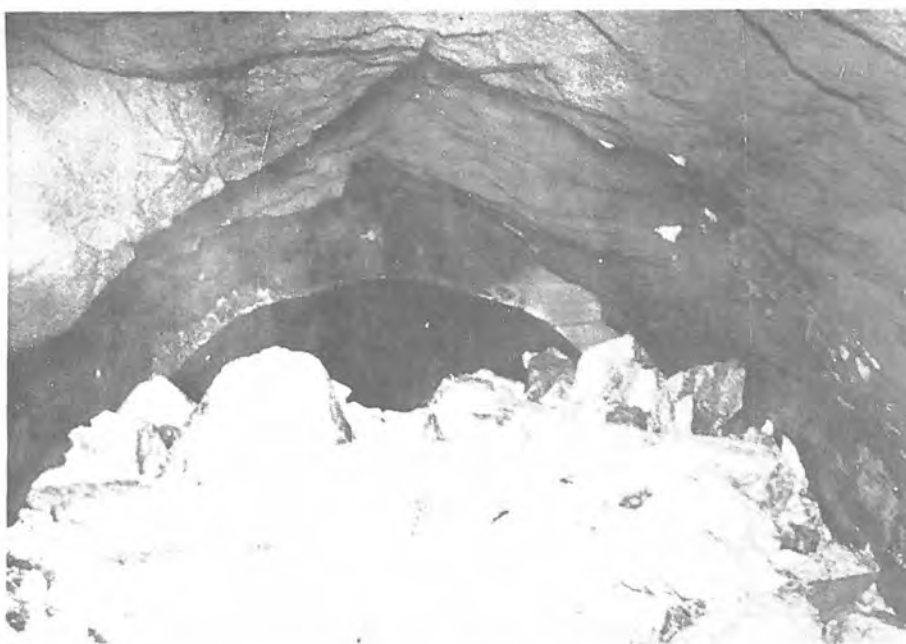


Fig. 2



Fig. 3

høyde av ca. 0,75 m. Dette kunne man tillate seg da tunnelen hadde vesentlig større profil enn det beregnede minimumsprofil (henholdsvis $6,7 \text{ m}^2$ og $3,6 \text{ m}^2$). Arbeidet gikk trutt og sikkert med en god innsats av de som hadde påtatt seg jobben, og så en dag var man inne ved rasstedet. Det var ikke høyre siden som hadde kommet ut, men en ca. 3 m bred åpning viste et $150\text{--}200 \text{ m}^3$ stort rom fra vederlagshøyde og oppover. I hulrommets tak og vegger var tildels et forgrenet nett av svelleleire på slepper og stikk ved siden av at selve bergarten over store felter var betydelig dekomponert og under forvitring, fig. 3. Sonen som lå umiddelbart over tunneltaket var av adskillig bedre kvalitet enn bare en knapp meter høyere opp i berget. Ettersom man med ca. 2 kg's trykk hadde fått anledning til å presse seg opp i fjellet, har svellingen tatt til, og det er etterhvert blitt etablert et svelletrykk stort nok til å presse det noenlunde friske hvelvet over tunnelen inn.

Også fra denne kryssende leirsonen umiddelbart innenfor utstøpningen hadde det rast ut. Her hadde svelletrykket vært stort nok til å presse hull i den 8–10 cm tykke, armerte sprøytebetongen. De 5 mm tykke armeringsjernene var tildels slitt av. Her var ikke hulrommet stort mer enn 10 m^3 , og det var vesentlig leirmateriale som var rast ned i tunnelen. Det skulle vise seg at dette var også tilfellet ved den tidligere nevnte kryssende gang syd for tverrslaget.

Av utrasinger ellers fant man bare at en usikret diabasgang av ca. 15 cm's mektighet hadde hatt utfall opp til ca. 30 cm fra den tidligere overflaten. Dette skyldes utvilsomt utvasking av tynt leirbelegg på kontaktflatene til sidefjellet.

Det store problem var hvordan man skulle plombere det store raset. Å få frem materialer var ingen enkel affære. Sikringselementene måtte derfor være slik at de uten for store vanskeligheter kunne bringes på plass. Man ble stående ved å montere stålbukker fra innerkant av det utstøpte parti til ca. 3 meter forbi rasstedet. Det var selvsagt forbundet med livsfare å arbeide under åpningen. Noen form for rensk kunne ikke utføres. Man bygget derfor et par bukker, la tømmer oppå disse for så å legge tømmerstokker i bunnen av det utraste parti hvilende på hyller i fjellveggen. Man fikk dermed en solid pute som kunne stå mot et blokknedfall, fig. 4.

DIP 16 ble valgt som dimensjon for stålbukkene, fig. 5. Bukkene ble avstivet med en tverrligger nede, og i tillegg ble samtlige hjørner avstivet. Bukkene ble plassert med senteravstand 30 cm under selve rasstedet og 1,5 m til begge sider. Forøvrig med 60 cm avstand, fig. 6. Etter å ha fått lagt frem trykkluftledning, ble bjelkene forankret med fjellbolter til veggen der hvor dette var mulig.

Ialt ble det montert 18 bukker med en samlet vekt på ca. 10 tonn.

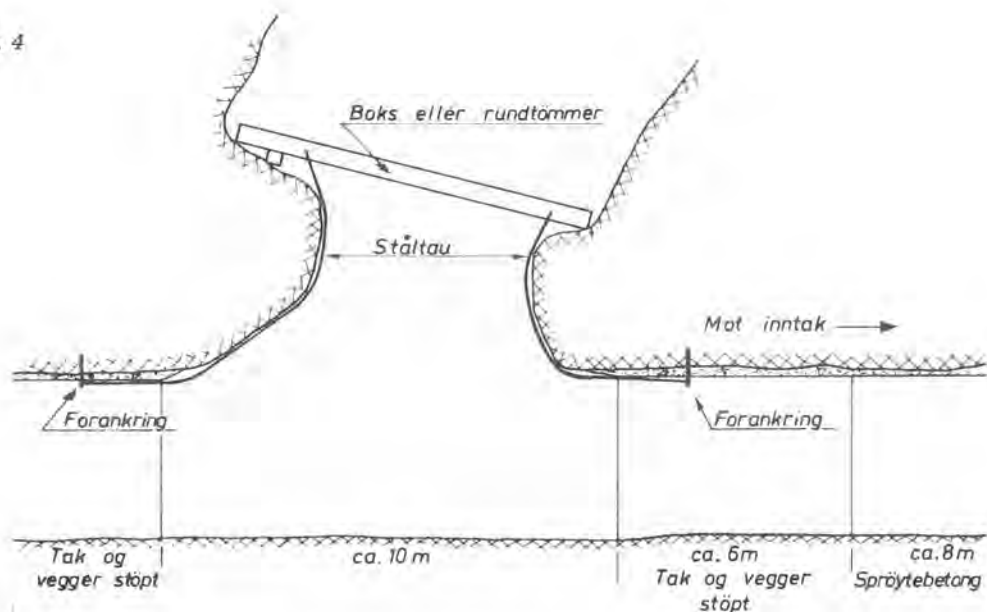
Hvordan fikk man disse inn de 900 m fra tunnelmunningen?

Man brukte hest, fig. 7. 1,5 mil avsted måtte man for å få tak i en mann med hest. Vi var spente på om det ville gå. Mange steder sto vannet 30–40 cm over sålen. Over lange strekninger lå store sandavsetninger. To hodelykter fikk hesten på seletøyet, og mens mannen gikk i forveien med sukkerbiter i vindjakkelomma, labbet gampen etter med 2–3 stålbjelker på slep. Det gikk jevnt og sikkert. Transporten var berget.

For å oppnå en varig beskyttelse av bukkene mot påkjenning fra blokkfall, ble det spent wirer rundt tømmerikringen, se fig. 4. Wirer ble godt forankret i stålbukkene. Dette ble gjort for å hindre oppdrift av tømmeret når vannet ble satt på.

Rasstedet lenger nord ble blokkert med 2 stålbukker av en noe annen utførelse, fig. 8. I tillegg ble det brukt pakktømmer og også stålprofil boltet til fjellet.

Fig. 4



Det gjennombrudte parti dekkes med tømmer eller boks. Det bores hull ved hver ende av tømmeret og ståltau tres gjennom før tømmeret legges på plass. Ståltauet forankres i betong-taket i den utstøpte tunnel. Ståltau brukes varmforankret, 19 x 2,55 eller lignende.

Fig. 5

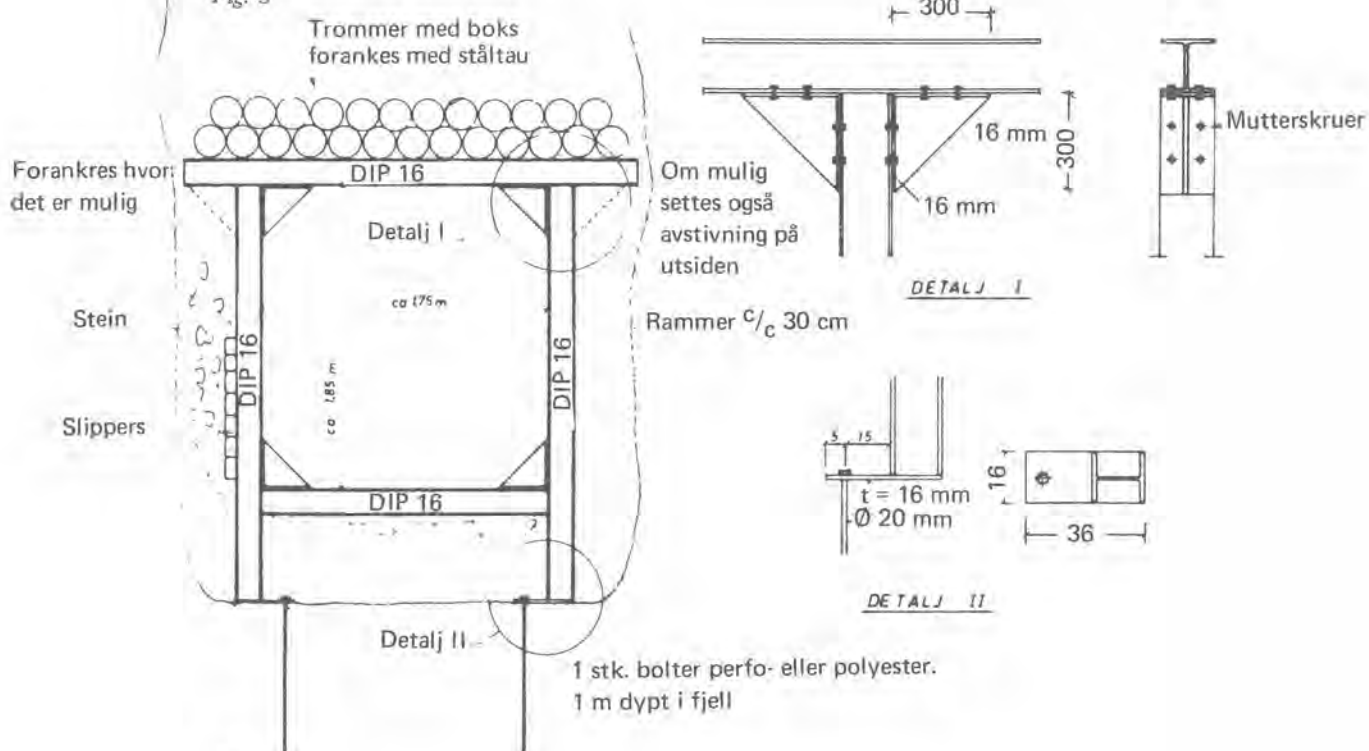




Fig. 6



Fig. 7

Utrasingen syd for tverrslaget ble sperret med kanalprofiler som ble boltet til solid sidefjell med perfobolter, fig. 9.

Hensikten med denne presentasjonen er å vise et eksempel på hvordan en utilstrekkelig sikring av aktive svelleleiresoner kan føre til utrasing. Selv om man før påsprøytingen hadde gravet ut en del av leirmaterialet og plassert steinull nærmest

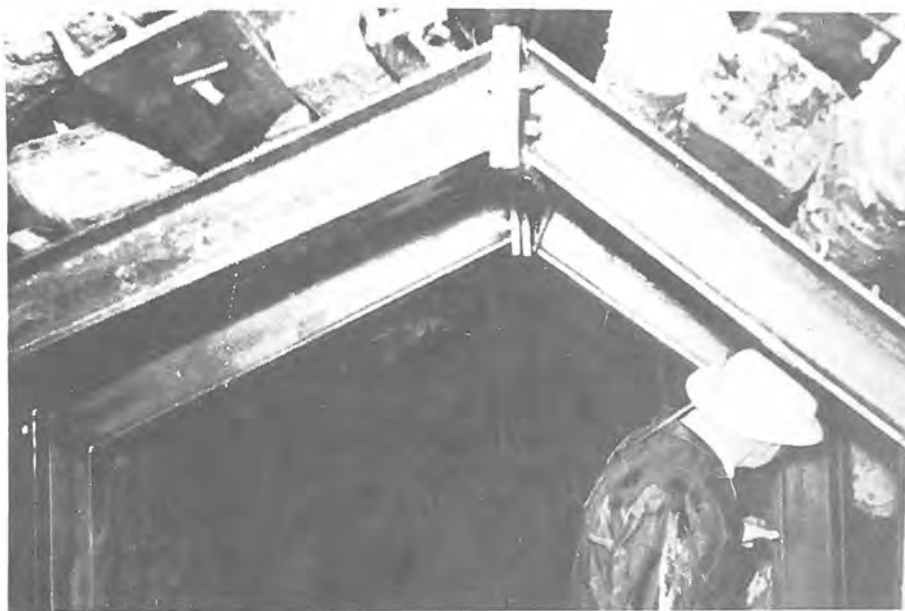


Fig. 8



Fig. 9

svelleleiren, fikk man erfare at en uarmert og også enkeltarmert sprøytebetong ikke klarte å stå mot de trykk som her ble mobilisert.

Eksempelet viser også hvor komplisert et senere sikrings- og utbedringsarbeide vil bli, og man vil få forståelsen av at det her dreier seg om vesentlige kostnader.

Det er et spørsmål om ikke flere av de tunnelene som er utført og hvor fjellforholdene har gitt grunnlag for sikring av soner med svellemateriale, bør være gjenstand for en regelmessig tømning og inspeksjon slik at man ikke kommer bort i slike vanskeligheter som tunnelen til Flittig Kraftverk har bydd på.

Oddahallen — Prosjektering og utførelse

Sivilingeniør Jan A. Rygh — Fortifikasjon A/S

Foredraget er basert på egne notater og tegninger samt på sluttrapport om Oddahallen fra Kontor for Fjellsprenghningsteknikk datert Blindern 17. sept. 1971 av H. Meisingset, S. Moxon og R. Schach.

Odda

Innerst i Sør-fjorden i Hardanger ligger det driftige industrisenteret Odda med ca. titusenfemhundrede innbyggere. Bebyggelsen er i hovedsak konsentrert omkring de to viktigste industriprosjekter, Odda Smelteverk A/S og Det Norske Zinkkompani A/S. Nordover strekker Sør-fjorden seg, og sydover går riksveien mot Røldal og Haukeli. Både mot Øst og Vest reiser høye og stupbratte fjell seg. De mektige fjellene setter sitt preg på området.

Sentrum av byen er konsentrert om havnen. Litt lenger syd, men nord for Sandvevatnet ligger Eidesmoen. Her ligger skolesentrum og stor ny boligmasse med sentrumsdannelse. Her ligger også Odda stadion og Oddahallen.

Idé

Tanken om å bygge en idrettshall i dette området ble konkretisert i 1968. Odda kommune hadde nemlig behov for en rekke bygg og anlegg som med fordel syntes å kunne kombineres. Behovene ble i juni 1968 angitt som følger:

Odda hadde behov for en idrettshall.

Odda stadion hadde behov for nytt garderobeanlegg og vaktmesterbolig.

Odda gymnas, som ligger nær stadion, hadde behov for 2 gymnastikksaler.

Odda manglet offentlig tilfluktsrom for flere hundre personer.

Odda Sivilforsvar hadde helt utjenlig alarmplass både i Odda og i Tyssedal.

Sivilforsvarets kommandoplass var heller ikke tilfredsstillende.

Idéen bak *Oddahallen* var å kombinere disse interessene.

Ved at den sivilforsvarsmessige siden ble trukket så sterkt frem, kunne man nyte godt av det betraktelige statstilskuddet som ytes for slike anlegg. Med andre ord, man la vekt på å nå frem til et sivilforsvarsanlegg som fullt ut kunne nyttes i fredstid til idretts- og skoleformål.

Planleggingsfasene

Etter forarbeide fra plannemnda i Odda med kommuneingeniør Kjos som drivende kraft, og i samarbeide med Sivildforsvaret, ble utarbeidet detaljert romprogram. Stedet for anlegget ble bestemt bl.a. etter at uttalelse var innhentet fra geolog. Anlegget skulle bygges som fjellanlegg i direkte tilknytning til Odda Stadion.

Den 12/10-1968 ble oppdrag gitt til konsulentfirmaet Fortifikasjon A/S for totalprosjektering. I januar 1969 var detaljert forprosjekt med kostnadsoverslag ferdig. Forprosjektet ble behandlet i Plannemnda og oversendt Sivildforsvaret for godkjenning. Sivildforsvarets godkjenning forelå 18. juli 1969. Basert på forprosjektet med diverse merknader ble detaljplanleggingen igangsatt. Kontor for Fjellsprengningsteknikk ble herunder konsultert hva angikk fjelltekniske spørsmål.

Detaljplaner for sprengnings-, sikrings- og betongarbeider var ferdige i oktober 1969. Kontrakt ble opprettet med entreprenør og arbeidene igangsatt i begynnelsen av januar 1970. For å redusere kostnadene, ble det foretatt en del mindre endringer i planene. Bl.a. ble en scene i indre ende av hallen kuttet ut og salen forkortet noe. Pillastere til de kontaktstøpte sikringsbuene i hvelvet ble sløyfet og erstattet med utsprengte opplegg i fjell.

Detaljplanleggingen av innredningsarbeider, VVS-anlegg og elektrotekniske anlegg pågikk deretter kontinuerlig. I september 1970 forelå anbudsinnstilling for ventilasjonsanleggene, og i oktober forelå samme for de elektrotekniske anlegg. De rørtekniske anlegg skulle utføres i kommunal regi.

Planløsning

Som det vil fremgå av plantegningen, kan hele anlegget naturlig deles i tre:

1. Garderobe og dusjanlegg med egen personellinngang direkte fra stadion. Her er 4 garderober à 25–30 personer samt to dusjanlegg og tørkerom for vekselbruk fra gardrobene. Fra denne avdeling fører korridor frem til storhallen.
2. Storhallen med tribuneanlegg for 3–500 tilskuere kan deles i tre gymnastikksaler med vertikalt bevegelige foldevegger. Fra korridor på siden fører separat inngang til hver av salene. Med foldeveggene oppe tilfredsstiller hallen de internasjonale krav for håndballspill. Hallen er tillike Odda's storstue for større arrangementer. Gulvbelegget er asfalt med 6 mm plastbelegg. Hallen har ellers vanlig gymnastikk- og turnutrustning samt gir muligheter for vanlige typer ballspill og tennis.
3. Den andre inngang fører inn til 100 m løpebane med 3 løpefelt og med sprang og kastegrop i enden. Denne inngangen fører også inn til Sivildforsvarsanleggene, alarm- og kommandoplass. I forbindelse med alarmplassen er egen garderobe/dusj-avdeling for 25–30 personer. Her er også mindre kjøkkenavdeling og utsalgsdisk. Løpebanen gir garasjeringsmuligheter for Sivildforsvarets kjøretøyer i krig. Som separat avdeling finner en også her rom for nødstrømsaggregat m.v.

Ventilasjonsanlegget

Hele anlegget tilføres frisk, forvarmet, støvrenset og evt. avfuktet luft fra sentralt ventilasjonsanlegg. Ved ventilasjon i fred tas luften inn ved inngang A gjennom åpne

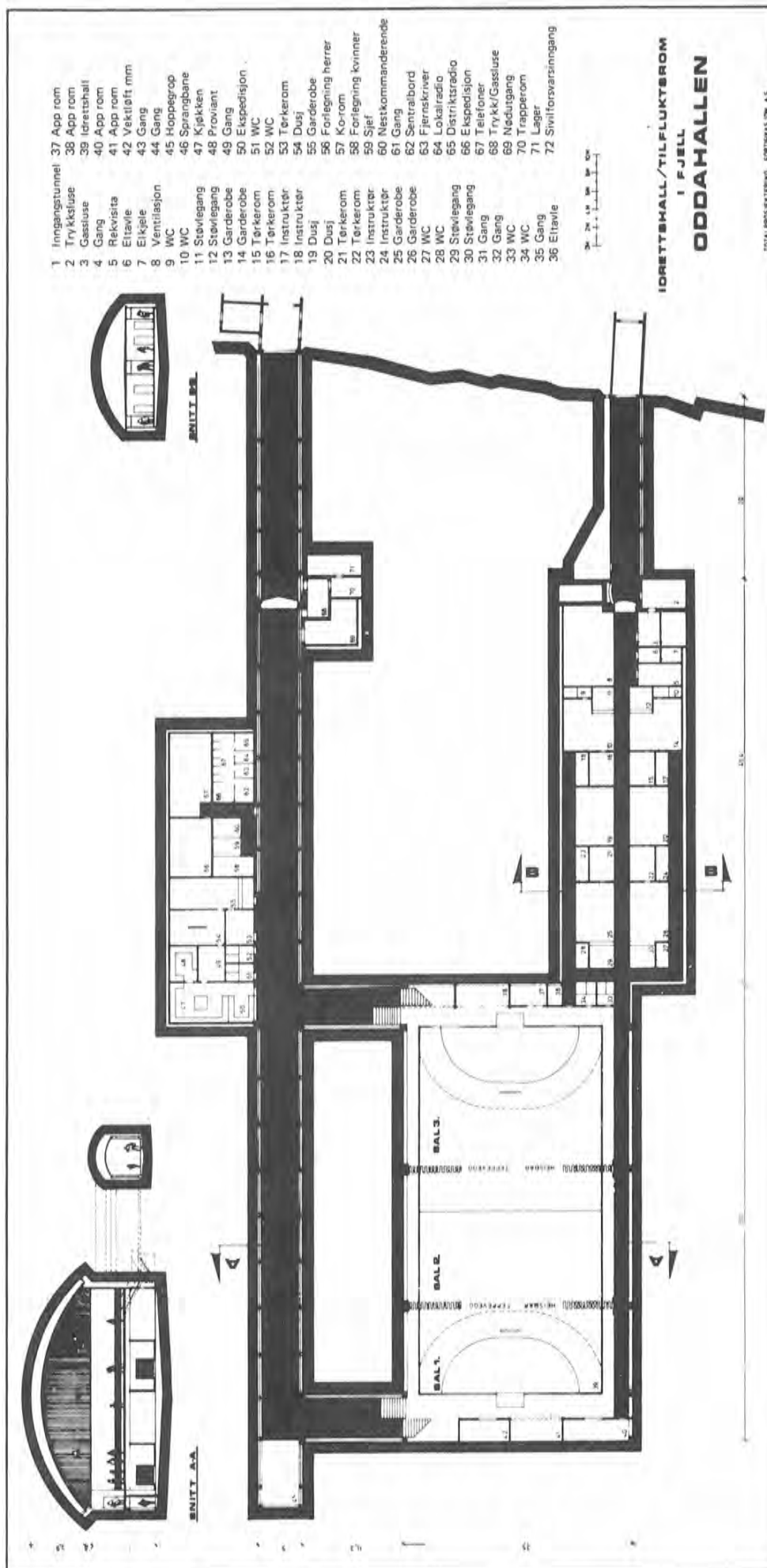


Fig. 1

stålluker (35 mm). I krig stenges disse luker og luften tas inn gjennom sjokkventiler. Anlegget er utstyrt med gassfilter som ved gassfare eller radioaktivt nedfall vil rense luften.

Det er lagt avgjørende vekt på et lydsvakt anlegg. Som krav er stilt at ventilasjonsanlegget ikke i noe rom utenom maskinrommet, skal ha høyere lydnivå enn 35 dBA, målt 1,7 meter over gulv. I det følgende er satt opp en del data for vifter og luftmengder:

Sentrifugalventilator, 2 hast.
for fredsventilasjon:

18600/12400 m³/h ved stat.
luftmotst. 40/20 mm V.S.

Sentrifugalventilator, 2 hast.
normalventilasjon ved bruk som
tilfluktsrom:

7500/3750 m³/h ved stat.
luftmotst. 60/15 mm V.S.

Sentrifugalventilator
nødventilasjon:

300 m³/h ved stat. luftmotst. •
100 mm V.S.

Luften evakueres dels over inngang A (gasslusen), dels over inngang B (kjøling av strålevarme fra nødstrømsaggregat). Nødstrømsaggregatet ved inngang B har eget kjøleaggregat som kun bruker urensset luft.

Sanitæranlegg

Hoveddelen av dette består av 3 dusjanlegg å 10 dusjer med tilhørende 5 garderobe-anlegg og tørkerom. Det er egne instruktørrom med dusj for hver avdeling.

Trafikklinjene er lagt slik at man klart skiller mellom skittenfot og renfot samt tørrfort og våtfot. Forøvrig er anlegget utstyrt med håndvasker og WC i et antall som tilfredsstiller både de departementale krav til skoleanlegg og Sivilforsvarets krav for tilfluktsrom.

Elektrotekniske anlegg

Det er lagt stor vekt på godt lys. Lysnivået i storhallen er ca. 300 lux. Ved strømbrudd tennes automatisk akkumulatordrevet katastrofelys som gir ganglys til alle utganger. Et nødstrømsaggregat vil kunne levere kontinuerlig strøm til anlegget i 3 uker.

Bygningsmessige forhold

En har lagt avgjørende vekt på å komme frem til et bruksmessig høyverdig anlegg. Foruten å tilfredsstille alle rimelige krav for fredsbruk, må alle konstruksjoner tilfredsstille de mange spesialkrav som sivilforsvarsanlegg.

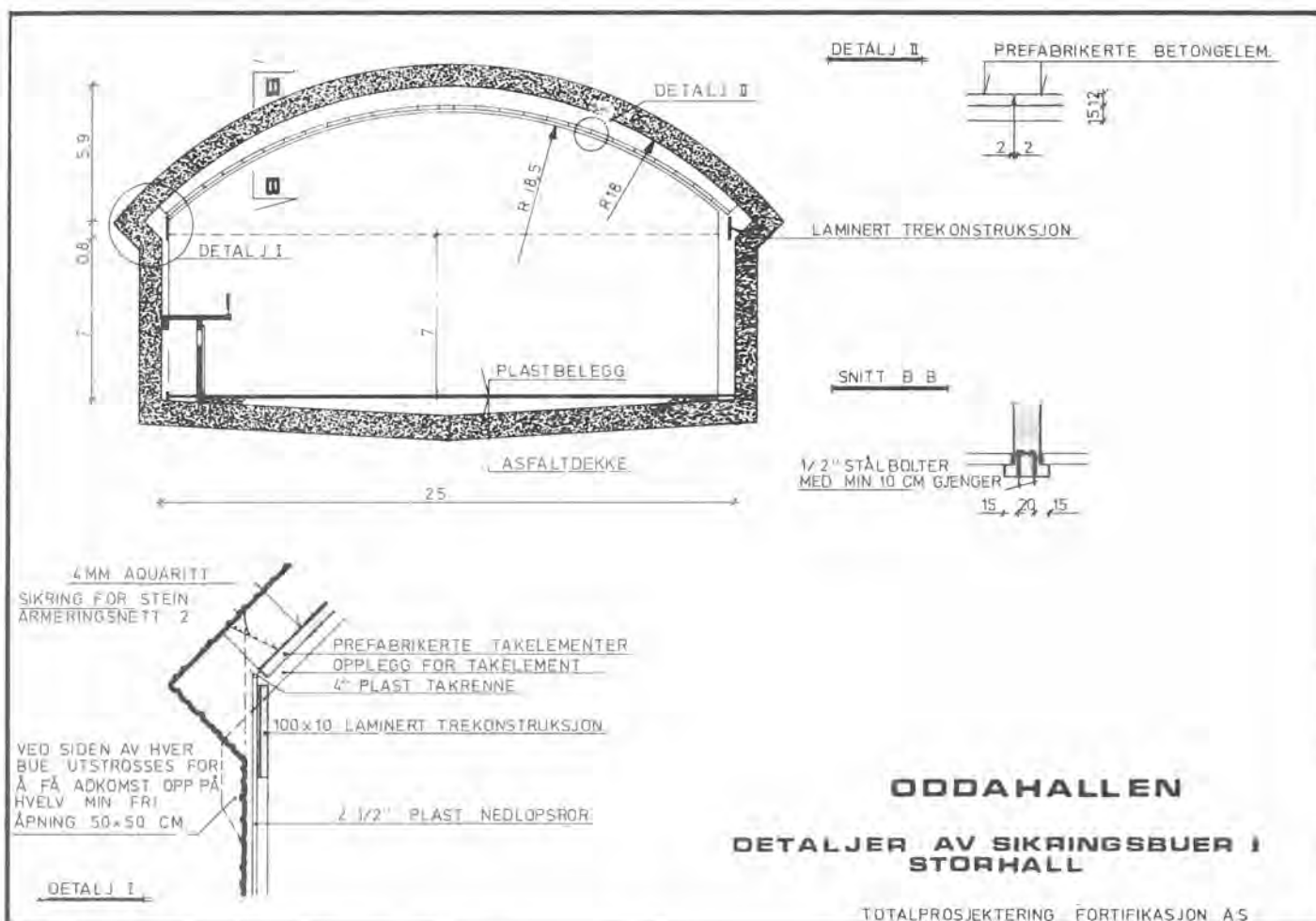


Fig. 2

Alle innebygninger er av betong. Av spesiell interesse nevnes de kontaktstøpte sikringsbuer i storhallen, kfr. fig. 2, med senteravstand 5 m og med prefabrikerte lameller imellom som tilsammen danner hvelvet i hallen. Likeledes er søyler og dragere samt det buede hvelvet i skyte- og løpebanen prefabrikert, kfr. fig. 3.

Alle gulv i dusj/badeavdelingen har varmekabler og er belagt med sklisikre fliser. Gulvet i storhallen og løpebanen har asfaltdekke med 6 mm plastbelegg i lys grønn farge. Rekkverk og pyntelister i storhallen er av 1 m brede laminerte trebjelker.

Geologi

Bergarten i Folgefonn-massivet består vesentlig av en relativ lys grå gneis-granitt med strøk N — ca. 20° — V. Benkningen har et fall på 65—75° øst, altså ut mot dalsiden. Lagpakkenes tykkelse varierer sterkt fra noen desimeter til 2—3 meter. Mellom lagpakkenes opptrer intrusiver vesentlig i form av båndede gneiser, glimmerskifer og

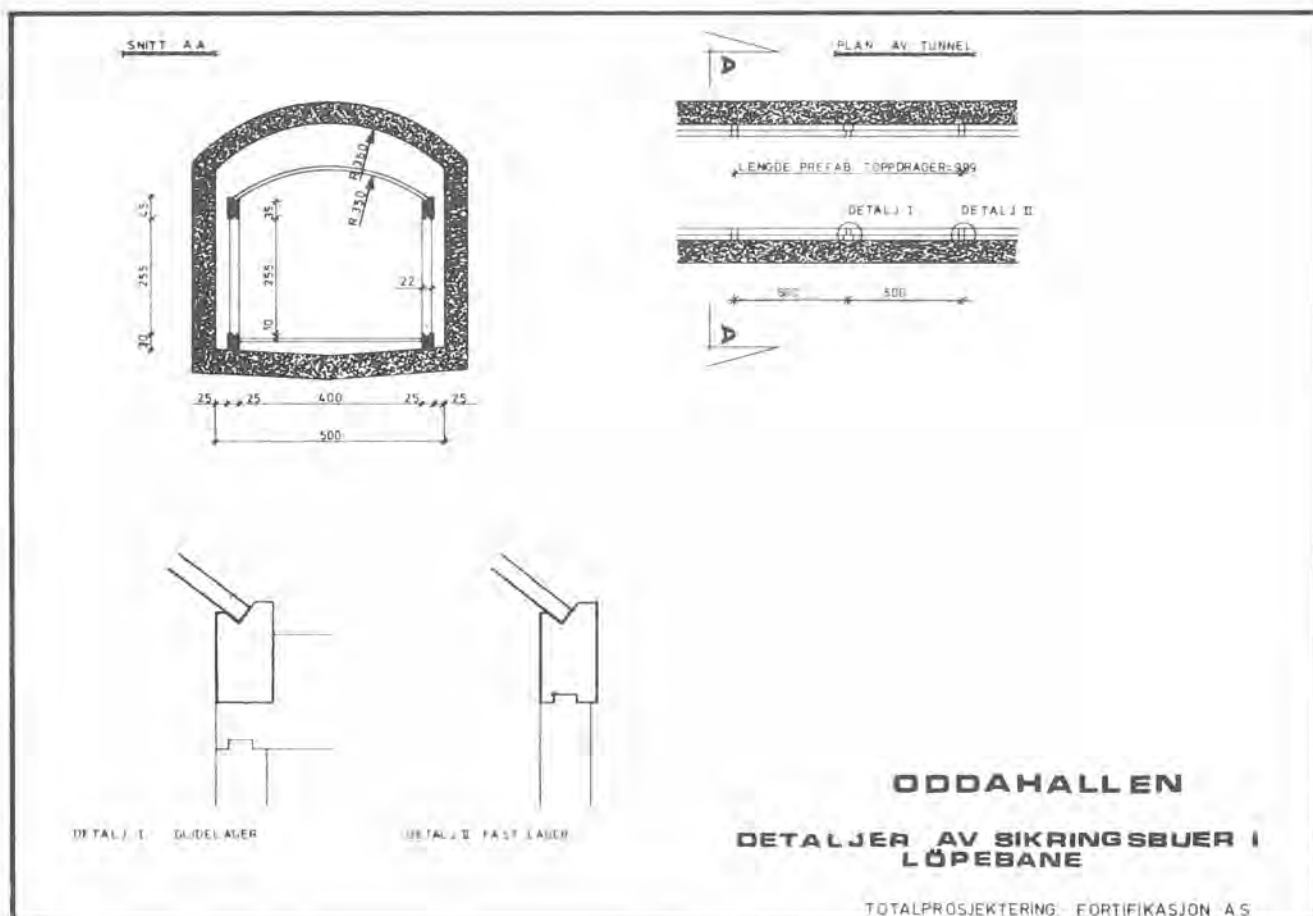


Fig. 3

amfibolitter. Det opptrer videre leirmineraler langs en del av lagdelingsleppene. Bortsett fra et N-S-gående sprekkssystem med steilt fall, er bergarten tilsynelatende lite oppsprukket i dagoverflaten.

Orientering av anlegget

Storhallen med sitt spenn på 25 m var det avgjørende å få plassert riktig.

Ved stereoskopiske studier av flyfotos, befaringer og studier i dagen av fjellsiden, valgte man å legge anleggets hovedakse perpendikulært på bergartens foliasjon. Man antok at fjellets hovedspenninger gikk samme retning og at fjellets belastning på hallen bare utgjorde det statiske trykk. Videre regnet en med at de krefter som kom fra fjellmassivet under Folgefonnen allerede var blitt utløst av en knusningssone som ble iaktatt i fjelloverflaten og som med ca. 70° fall mot øst skulle ligge ca. 300 meter innenfor hallen. Senere målinger av spenningsellipser kan bekrefte dette. Dog lå hovedspenningen ca. 10° lenger mot nord.

Sprengning

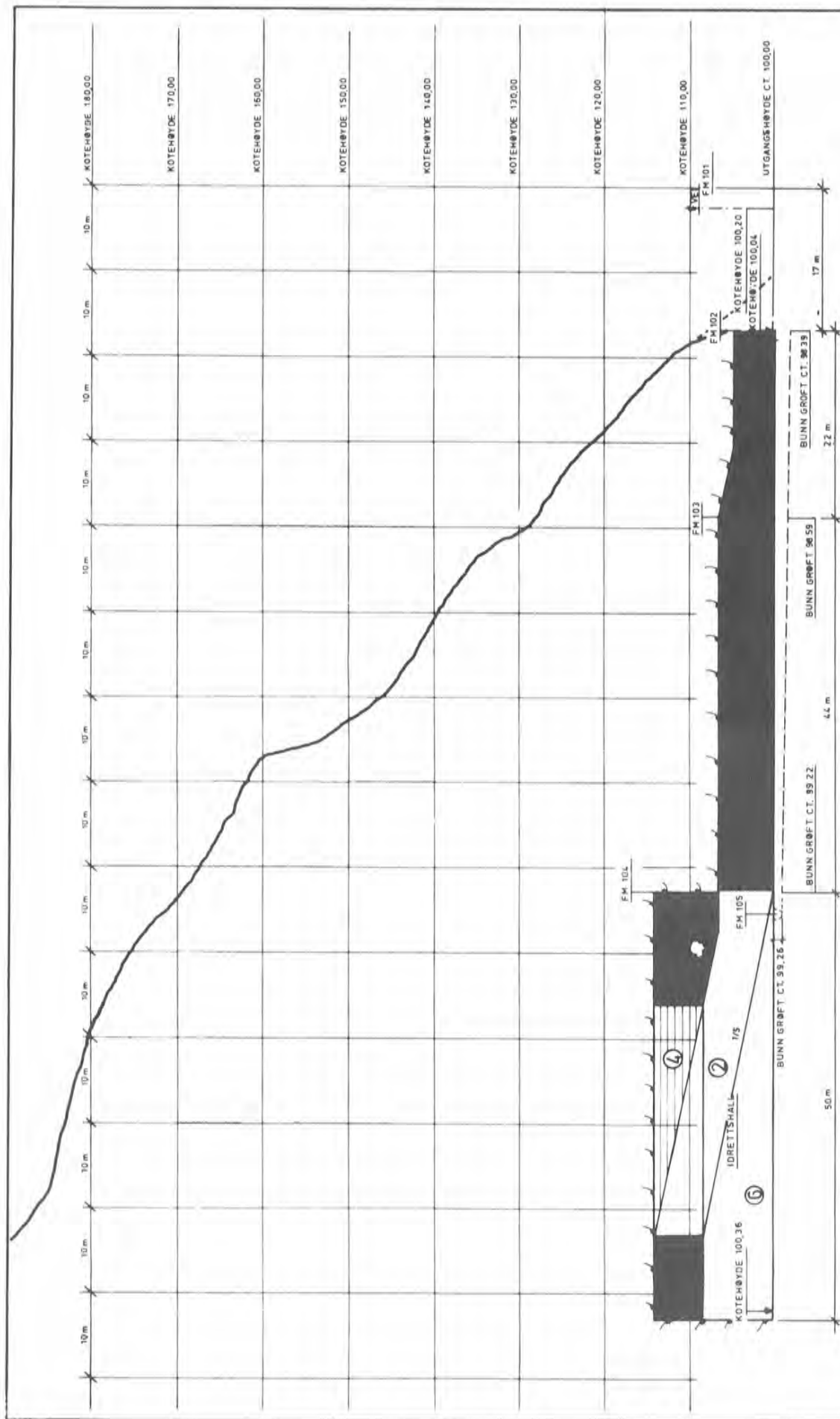
Sprengningsarbeidet kom igang i slutten av februar 1970 med drift samtidig av begge inngangspartier. Driften ble mest konsentrert i A-inngangen, den søndre inngang til selve idrettshallen, og man fant å forsere seg gjennom garderobeavdelingen med en bredde av *ca. 10 meter, men med full takhøyde*. Full utstrossing av denne avdeling til 14 meters bredde kunne da foregå uavhengig av annen drift om man kom bort i uforutsette vanskeligheter i idrettshallen.

Inngang B, den nordre inngang til skyte/løpe-banen ble som nevnt drevet parallelt med inngang A. På grunn av mindre tverrsnitt lå denne, tiltross for mindre intensiv drift, foran. Da man kom inn mot alarm/kommandoseksjonens plassering, viste fjellet en langt sterkere oppsprekning enn hva en på forhånd hadde regnet med. I dette området opptrådte bergarten i relativt tynnere lagpakker mens mellomliggende intrusiver øket. Den ulike og sterkt varierende oppsprekning medførte at taket måtte syes med bolter delvis i kombinasjon med fjellbånd, og gjennomgangstunnelen mellom skyte/løpe-bane og idrettshallen fullt utstøpes. Den resterende del av skyte/løpe-banen ble drevet uten sprengningstekniske vanskeligheter eller noen form for sikringsarbeide.

Selve idrettshallen har en bredde på 25 meter og en takhøyde på 14 meter. Lengden er 50 meter. En har forholdsvis liten erfaring når det gjelder såvidt store spennvidder som 25 meter, og en var på forhånd i tvil om hvordan selve utsprengningen skulle angripes. En fant det imidlertid riktig først å *sprengne ut en øvre etasje*, slik at takflaten kunne sikres etterhvert dersom en kom inn i vanskelige fjellforhold, kfr. fig. 4. Fra garderobeavdelingen ble det derfor drevet en 20 kvadrats tunnel med stigning 1–5 på skrå inn mot idrettshallens senterlinje slik at en nådde denne halls takhøyde *ca. 10 meter* fra vestre gavl-vegg. De siste 10 meter av åpningstunnelen ble så drevet horisontalt med gavlen, og sålen i åpningstunnelen fulgte dermed hallens vederlagshøyde. Dette siste området ble så strosset ut til full bredde og en fikk dermed hele takprofilen. Samtidig ble der etablert gjennomgang for faring, luft, vann og ventilasjon ved en stigort fra den indre gjennomgangstunnel fra skyte/løpe-banen.

Etter sprengning av første salve av åpningstunnelen fra garderobeavdelingen inn i idrettshallen, passerte en igjennom en 25–40 cm tykk kvartsgang. Denne hadde i tunnelhøyden samme fallvinkel, *ca. 65°* som gneis-granittens foliasjon. Senere viste det seg at kvartsgangen bøyet av og fulgte gjennom hele hallens lengde horisontalt *ca. 2 meter* under vederlagshøyde. *Ca. 10 meter* lenger inne i åpningstunnelen fikk man en alvorlig overraskelse. Her opptrådte en vannførende åpen sleppe med tykkelse fra 10–40 cm og med et fall på *55°* mot øst, altså et noe slakkere fall enn det vanlige. Fra sleppen raste det etterhvert ut tynne skiferplater og leirmateriale slik at en fikk en gapende åpning. For å unngå ytterligere nedfall, ble sleppen forseglet med bolter, langsgående armering og netting.

Etter at en hadde etablert adkomst i hallens *vestre* del, ble øverste etasje, dvs. takbuen ned til vederlagshøyde, strosset tilbake til den åpne sleppen. Massene ble doset ned i adkomsttunnelen og opplastet der. Utsprengningen ble så midlertidig stoppet og den blottlagte del av takflaten systematisk boltet. Samtidig ble den vestre gavlvegg boltet og armert for sprøyting, fig. 4 b, idet en som tidligere antok observerte spraketendenser vertikalt på denne veggflaten.



ODDAHALLEN
LENGDESNITT
SPRØNGNINGSPLAN

Fig. 4

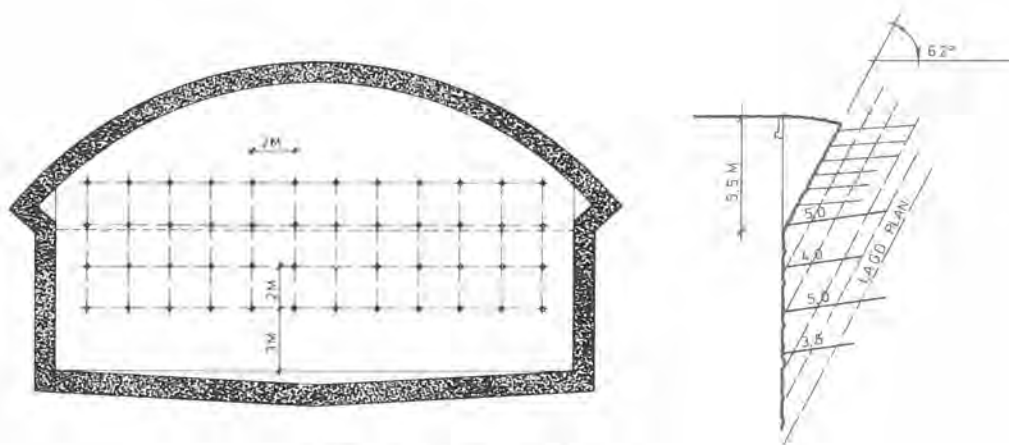


Fig. 4 b. Sikring av bakvegg

All sprengning av øverste etasje foregikk med lett borutstyr og borgang 11. Konturhullenes innbyrdes avstand ble satt til 50 cm, med forsetning til neste hullrad på 60 cm. Alle konturhull ble ladet med 17 mm guritrør. Det ble lagt spesiell vekt på en nitid takrensk etter hver sprengning og ukentlig etterrensk. Ukontrollert nedfall fra taket har ikke forekommet.

Etter byggherrens ønske ble betongpillasterne langs sideveggene for understøttelse av takbuene delvis sløyfet, og det måtte sprenges vederlag for disse buer. Dette medførte at den igjenstående pallhøyde på ca. 8 meter måtte deles. Først sprengte en ut en skive på ca. 2,5 meter med etterfølgende utsprengning av vederlagene. Deretter ble den resterende pall på ca. 5,5 meter sprengt ut. Her ble benyttet grovhullsutstyr og 48 mm's diameter borkroner bortsett fra de to ytterste hullrader der det ble brukt lett borutstyr og borgang 11. Også her ble konturhullene ladet med 17 mm guritrør.

Stabilitet — sikring

Adkomst-tunnelene, garderobeavdeling etc. samt idrettshallen ble alle utformet med en pilhøyde lik $1/5$ av tunnelbredden, da de vertikale sidevegger var relativt lave i forhold til bredden.

Opprinnelig var idrettshallen tenkt sikret med betongbuer for hver 5. meter. Disse buene skulle samtidig tjene som opplegg for de prefabrikerte takelementer. En fant imidlertid å måtte sikre takflatene med systematisk bolting i to rader mellom hver takbue. I tillegg kom så den arbeidssikring med bolter og bånd som tidligere er beskrevet.

Etter at hele idrettshallen var ferdig utsprengt, syntes spesielt nordre veggflate å virke ustabil, og en var engstelig for at der i tillegg til det tidligere formodede bergtrykk vertikalt på foliasjonen kunne opptre mindre horisontale spenninger fra nord, og en fant det ønskelig å foreta fjelltrykksmålinger. Målingene ble utført av Kontor for Fjellsprengningsteknikk. Utførelsen av målingene med resultater er behandlet i et senere avsnitt. Her kan bare nevnes at rent generelt er en interessert i å

vite mere om spenningstilstanden i slike dalsider, idet en sikkert i fremtiden vil måtte plassere fjellrom med liknende eller større spennvidder.

Resultatene av målingene viste imidlertid at veggene i idrettshallen ikke var utsatt for spenninger i horisontal retning. Den mindre gode stabilitet i veggflatene måtte da tilskrives utsprenningen av vederlagene for buene. Oppsprekningen gjorde seg sterkest gjeldende i nærheten av den horisontalt-gående kvartsgang. Sikring av veggene ble utført med bolting og mindre betongutstøpninger.

All bolting såvel av tak som veggflatene ble utført etter berg-jet-metoden. Det ble brukt K.S. 50 20 mm kamstål og som gysemiddel 40 % sement 60 % sand tilsatt 2 % bentonitt av sementvekten.

Etter at taket i hallen var sikret med systematisk bolting, regnet man med at buene primært bare skulle holde himlingen): takelementene oppe og i tillegg kunne ta eventuelle mindre setninger på fjellet. For å få bekreftet at belastningen på buene står i samsvar til det man regnet med er der i to buer, nr. 1 og nr. 8 fra vest innstøpt hydrauliske måleceller, type Glötzl, med avlesningsmuligheter nede. På grunn av den kompliserte utsprenning av hallen ble buene støpt temmelig lenge etterat hallen var ferdigsprenget med det til følge at fjellet fikk sette seg etter forutsetningene. Da buene er kontaktstøpt mot fjellet, kan derfor senere minimale setninger av fjellet avleses. Avlesningene er fulgt opp, og det er funnet en økning av ringkraften i bue nr. 8 på ca. 12 tonn etter montering av lamellene. Teoretisk skulle denne økning ha vært på ca. 25 tonn, men denne reduksjon må skyldes at buene for det meste er kontaktstøpt og en del av ringkraften overført til fjellet. Kfr. vedlegg.

Andre arbeider

Massene fra fjellanlegget ble dumpet i nordenden av Sandvevatnet. På den måten ble Odda kommune beriket med 5 dekar ny byggegrunn som man trengte for flere formål.

Dette området ble også nokså raskt tatt i bruk av entreprenøren for prefabrikeringsav betongkonstruksjonene. Dette arbeidet gikk raskt og greit unna. Montering av takelementene i storhallen gikk likeledes greit unna ved hjelp av en Moelven mobilkran. I det hele svarte de prefabrikerte betongkonstruksjonene til forventningene.

Økonomi

Det foreligger ingen endelig oppstilling av sluttkostnadene for Oddahallen.

Med statsstøtten fra Sivilforsvaret som offentlig tilfluktsrom, fra fylke som skoleanlegg (2 gymnastikksaler), fra Statens Ungdoms- og Idrettskontor (som idrettsanlegg), som utgjør totalt ca. kr. 3,5 mill., syntes det ved denne ordning, spesielt kombinasjonen med tilfluktsrom, å bli langt billigere for kommunen å bygge et kombinasjonsanlegg i fjell enn å satse f.eks. kun på et fredsanlegg i dagen.

Til slutt noen tørre tall:

Det er i Oddahallen utsprenget ialt 25 194 m³ fast fjell. Det har medgått ca. 25 000 kg sprengstoff, dvs. ca. 1 kg pr. m³ utsprenget masse. Videre er det medgått ca. 30 000 elektriske tennere.



Fig. 5. Oddahallen

Til sikring er innsatt: 1496 bolter, herav til den systematiske bolting av taket i idrettshallen 280 bolter, i lengde 3–5 meter. De øvrige bolter er vesentlig av kamstål og i lengde av 3 meter. Bortsett fra ca. 200 ekspansjonsbolter til arbeidssikring i idrettshallen, er alle bolter gyst etter berg-jet-metoden. Det er påført ialt 510 m^2 sprøytebetong, herav er 300 m^2 armert og med en tykkelse av 10 cm. De resterende 210 m^2 er uarmert i en tykkelse av 8 cm. Utenom takbuene er det brukt 230 m^3 betong for sikring av vegger og til utstøping i første gjennomgangstunnel.

Entreprenøren brukte følgende utstyr:

Kompressorinstallasjon ca. 40 m^3 pr. minutt.

Boreutstyr:

Gardener Denver Brakar Tunnelrigg med 3 bommer.

Saksebuk med Atlas Copco BBC 24 og knematere.

Opplasting: Allis Chalmers 645 Hjullaster. 2 stkr. Uclid 15 tonn trucker til transport. Sprengningsarbeidet ble gjennomført uten uhell eller skader på mennesker.

Netto innvendig bruksflate er 2683 m^2 .

Oddahallen er skapt i Odda kommunes regi i et inspirerende teknisk miljø. Samarbeide mellom planleggere, byggherre og Siviltforsvaret har vært meget gode.

Anlegget vil stå ferdig tidlig på våren 1972, fig. 5. Først når det har vært i bruk en tid vil en kunne uttale seg om det svarer til forventningene. Vi tror det, og med Oddahallen har en nok en gang vist at fjellrom kan gi høyverdige bruksvolumer for en rekke aktiviteter.

I fremtiden bør en derfor i større grad enn idag ha øynene åpne for at fjellvolum kan nyttes til nær sagt alle formål. Dette bør bibringes bl.a. våre by- og regionalplanleggere. Det viser seg at en løsning med fjellanlegg kan bli både bedre, billigere og mer miljø- og naturvennlig i videste forstand enn et anlegg i dagen.

Kombinasjonen med tilfluktsrom bør fremheves, idet fjellanlegg ofte gir nærmest 100 % beskyttelse mot fulltreff av konvensjonelle bomber og forbausende god beskyttelse mot virkningene fra kjernefysiske våpen.

Vi håper Oddahallen vil bidra til å åpne øynene for de muligheter som her foreligger.

Om måling av bergtrykk i Oddahallen

Med begrepet bergtrykk forstås den spenningstilstand som hersker i et bestemt punkt i jordskorpen. Spenningstilstanden i punktet er gitt når en kjenner de tre hovedspenninger σ_1 , σ_2 , σ_3 og deres retninger. Under normale forhold vil spenningsstilstanden i fjell være anisotrop og spenningsbildet kan geometrisk beskrives ved et ellipsoïdisk legeme hvor hovedspenningene er halvaksler. Det resulterende spenningsbildet ansees å ha sin årsak i en eller flere av følgende faktorer:

1. Vekt av overliggende fjell.
2. Horisontale spenninger forårsaket av tektoniske krefter og andre geologiske fenomener.
3. Hydrostatiske spenninger fra metamorfose, kjemisk forandring eller magma intrusjon.
4. Topografiske forhold.

Disse faktorer er kombinert, og gir et spenningsforhold som er definert av de tre hovedspenninger σ_1 , σ_2 , σ_3 og deres retninger som nevnt over.

Prof. Hast har studert spenningsbildet en rekke steder i Skandinavia og har funnet horisontale spenninger som er flere ganger større enn de vertikale spenninger pga. overliggende fjellmasse. Han mente også at det er en sammenheng mellom summen av de horisontale spenninger og dybden, selv om det er flere unntagelser fra dette. Disse generelle konklusjoner er støttet av andre forskere. Ikke desto mindre, må man ikke uten videre regne at en av hovedspenningene ligger vertikal eller at det er en sammenheng mellom spenningen og dybden.

Studiet om spenninger i jordskorpen er relativt nytt og det er det beste at man ikke har noen bestemt mening om størrelser og retninger av hovedspenningene når man skal ut å måle. En fullstendig måling av spenningsforholdet på et punkt trenger minst 6 forskjellige parametre fra tre ortogonale plan.

I Oddahallen brukte man to ortogonale hull, så man fikk kun 5 av parametrene. Da hensikten var å skaffe opplysninger om spenningsforholdet i bare to plan var et tredje hull ikke nødvendig. Det som var av største interesse i Oddahallen var om veggene i hallen var utsatt for en høy spenning i horisontal retning. Til dette ble det tilstrekkelig med to hull som ga målingen i planene parallelle med veggene.

Målemetoden

De vanlige metoder brukt for måling av spenninger i et punkt i en fjellmasse er basert på friboring av et instrument tidligere montert i et borhull. Friboringen utløser fjellstykket fra spenningen og instrumentet måler effekten av utløsningen. Tolkning av instrumentavlesningen mht. spenningen er avhengig av teorien bak den aktuelle metoden.

I friboringsmetoden som bruktes av K.F.F. i Odda, et 76 mm ϕ diamantborhull er boret til den ønskede dybden. Borhulls-bunnen er slipt flat med en spesiallaget fullborkrone og et fotoelastisk instrument er limt på hullbunnen. Instrumentet er deretter friboret med den 76 mm ϕ kjernekrone. Friboringen utløser spenningene i kjernen og utvidelsen (eventuelt sammentrekningen) av kjernen overføres til instrumentet som en tøyingsforandring.

Den spenningsoptiske giver (photoelastic biaxial gauge) er vist i fig. 1. Denne er fremstilt av epoxy resin i form av en sirkulær skive 44,5 mm i diameter med et sentrisk hull på 7,5 mm. Tykkelsen er 6 mm. Baksiden er påstrøket med reflexmaling og har to lag med plastfolie slik at bare periferien er udekket. Plastfolien som er selvklebende på den ene siden er festet bare med kanten slik at kun periferien av skiven kan festes til arbeidsflaten. Ved bruk av sentrisk hull konsentrerer man tøyningene i skiven slik at en får et spesielt formet mønster. Tøyninger overført fra hele arbeidsflaten dekket av skiven er integrert i mønsteret.

Da man betrakter en belastet skive under polarisert lys vil man få et mønster av isokromatiske linjer (fringes) som indikerer størrelsen av største hovedtøyning i skiven. Det som man ler fra skiven er:

1. Største hovedtøyning i skiven som er direkte avhengig av isoknomordenstallet og som er kjent fra kalibrering.
2. Forholdet mellom største og minste hovedtøyning og derfor minste hovedtøyningen.
3. Retning av største hovedtøyning, og hovedspenning, i hullbunnens plan med referanse til fastlagt retning.

Det vil si at man har alle de nødvendige data for å tegne tøyningsellipsen i et plan vinkelrett på hullaksen.

Tøyningsskonsentrasjonen som forekommer i skiven pga. det sentriske hull er inkludert i kalibreringsfølsomhet av skiven som er oppgitt som antall mikrostrain (10^{-6} strain) nødvendig for å gi en isokromlinje. Det vil fremdeles bli en omlagring av spenninger rundt hullet som gir en konsentrasjon av spenninger på hullbunnen. Man må derfor bruke en korreksjonsfaktor for å fjerne hullets innflytelse på spenningsforholdet.

Hvis man vil vite spenningene må man ta prøver for å bestemme bergartens E-modul og Poissons tall slik at tøyningsverdiene kan avregnes til spenningsverdier.

Måleprogram

I Oddahallen ble det boret 2 hull, et på stoff og et på nedre vegg i 100 meters løpe/skyte-bane. Hullene ble boret inn gjennom spenningskonsentrasjonssonen rundt anlegget før målingen var begynt. Deretter ble det målt med ca. 1 meters mellomrom til 3 følgende målinger ga like resultater. Det tyder på at man registrerer tøyningene i urørt fjell. Da et system for beregninger fra tre ortogonale hull allerede er utarbeidet er det nødvendig å bruke den konvensjon i beregningene for to hull slik at det ikke forekommer noen feil i beregningene. Da det er hovedsakelig hovedtøyninger man var interessert i, vil ikke beregningssystemet presenteres videre her.

Hull III på stoff 100 m bane.

Avlesning (middel av 4 målinger).

Isokrom ordenstall (a) = 0,32. Forholdstall (b) = 0,25. Vinkel $\alpha_{I-1}^{III} = 80^\circ$.

Følsomhetsfaktor for skivene = $220 \mu\text{S}/\text{isokromlinje}$.

Spenningskonsentrasjonsfaktor for hullbunnen = 1,5.

$$\epsilon_1^{III} = \frac{a \cdot 220}{1,5} = 46,92 \mu S$$

$$\epsilon_2^{III} = b \cdot \epsilon_1^{III} = 46,92 \cdot 0,25 = 11,73 \mu S.$$

$$\epsilon_{II} \text{ (vertikal)} = \frac{\epsilon_1^{III} + \epsilon_2^{III}}{2} - \frac{\epsilon_1^{III} - \epsilon_2^{III}}{2} \cos 2\alpha_{I-1}^{III}$$

$$\epsilon_{II} = 29,32 + 16,53 = 45,85 \mu S$$

$$\epsilon_I = \frac{\epsilon_1^{III} + \epsilon_2^{III}}{2} + \frac{\epsilon_1^{III} - \epsilon_2^{III}}{2} \cos 2\alpha_{I-1}^{III}$$

$$\epsilon_I \text{ (horisontal)} = 12,79 \mu S$$

$$\begin{aligned} \gamma_{I-II} &= \epsilon_1^{III} - \epsilon_2^{III} \sin \alpha_{I-1}^{III} \\ &= 46,92 - 11,73 \sin 20 \\ &= 46,92 - 4,01 \end{aligned}$$

$$\gamma_{I-II} = 42,91 \mu S$$

Hull I nordre vegg 100 m bane.

Avlesning (middel av 4 målinger).

Isokrom ordenstall (a) = 0,52. Forholdstall (b) = 0,25. Vinkel $\alpha_{I-1}^I = 30^\circ$.

$\alpha_{II-1}^I = 30^\circ$. Følsomhetsfaktor for skivene = 220 μS /linje.

$$\epsilon_1^I = \frac{a \cdot 220}{1,5} = \frac{0,52 \cdot 220}{1,5} = 76,26 \mu S$$

$$\epsilon_2^I = b \cdot \epsilon_1^I = 0,25 = 19,06 \mu S$$

$$\epsilon_{II} \text{ (vertikal)} = \frac{\epsilon_1^I + \epsilon_2^I}{2} + \frac{\epsilon_1^I - \epsilon_2^I}{2} \cos 2\alpha_{II-1}^I$$

$$\epsilon_{II} = \frac{95,32}{2} + \frac{57,20 \cdot 0,50}{2}$$

$$= 47,66 + 14,30$$

$$\epsilon_{II} \text{ (vertikal)} = 61,96 \mu S$$

$$\epsilon_{III} \text{ (horisontal)} = \frac{\epsilon_1^I + \epsilon_2^I}{2} - \frac{\epsilon_1^I - \epsilon_2^I}{2} \cos 2\alpha_{III-1}^I$$

$$= 47,66 - 14,30$$

$$\epsilon_{III} = 33,36 \mu S$$

$$\begin{aligned}
\gamma_{II-III} &= (\epsilon_1^I - \epsilon_2^I) \sin 2\alpha_{II-1}^I \\
&= (76,26 - 19,06) \cdot 0,8660 = 49,53 \\
\gamma_{II-III} &= 50 \mu S
\end{aligned}$$

De to beregnede verdier av vertikal tøyning er $46 \mu S$ og $62 \mu S$.

Middelverdi = $54 \mu S$

Målt E-modul for bergarten = $0,6 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, og Poissons tall $\mu = 0,2$.

Vertikal spenning = ϵE , $\sigma = 54 \cdot 10^6 \cdot 0,6 \cdot 10^6 = 54 \cdot 0,6 = 32 \text{ kg/cm}^2$.

Vertikal spenning $\sigma \cong 32 \text{ kg/cm}^2$.

Hvis man regner med en spesifikk vekt på $2,70 \text{ t/m}^3$ vil 32 kp/cm^2 tilsvare en overdekning på 118 m.

Hvis man er interessert i spenningsellipsene i borhullsaksene får man følgende bilde:

Hull III. Spenningsellipse på plan parallell med stoffen.

$$\epsilon_1^{III} = 46,92, \quad \epsilon_2^{III} = 11,73, \quad \alpha_{I-1}^{III} = 80^\circ.$$

$$\begin{aligned}
\sigma_1 &= \frac{E}{1-\mu^2} \cdot (\epsilon_1^{III} + \mu \epsilon_2^{III}) = \frac{0,6 \cdot 10^6}{1-0,04} (46,92 + 0,2 \cdot 11,73) 10^{-6} \\
&= \frac{0,6}{0,96} (46,92 + 2,35)
\end{aligned}$$

$$\sigma_1 \cong 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
\sigma_2 &= \frac{E}{1-\mu^2} \cdot (\epsilon_2^{III} + \mu \epsilon_1^{III}) = \frac{0,6 \cdot 10^6}{0,96} (11,73 + 0,2 \cdot 46,92) 10^{-6} \\
&= \frac{0,6}{0,96} (11,73 + 9,38)
\end{aligned}$$

$$\sigma_2 \cong 13 \text{ kg/cm}^2$$

Hull I. Spenningsellipse i plan parallell med nordre vegg.

$$\epsilon_1^I = 76,26, \quad \epsilon_2^I = 19,06, \quad \alpha_{II-1}^I = 30^\circ$$

$$\begin{aligned}
\sigma_1 &= \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_1^I + \mu \epsilon_2^I) = \frac{0,6 \cdot 10^6}{1-0,04} (76,26 + 0,2 \cdot 19,06) 10^{-6} \\
&= \frac{0,6}{0,96} (76,26 + 3,82) \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

$$\sigma_1 \cong 50 \text{ kg/cm}^2.$$

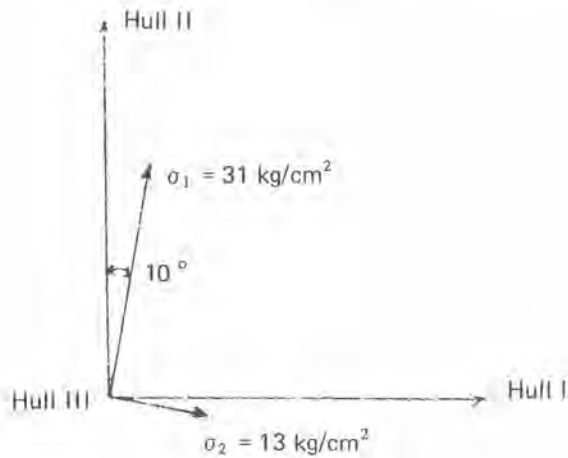
$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_2^I + \mu \epsilon_1^I) = \frac{0,6}{0,96} (19,06 + 0,2 \cdot 76,26)$$

$$= \frac{0,6}{0,96} (19,06 + 15,25) \text{ kg/cm}^2$$

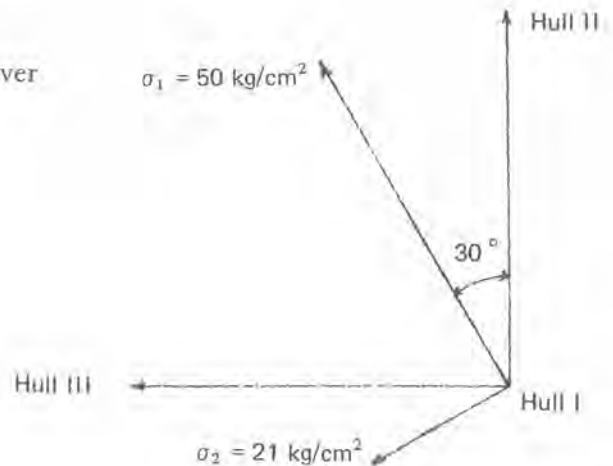
$$\sigma_2 \cong 21 \text{ kg/cm}^2$$

Spenningsellipsene i de to plan ser derfor slik ut:

Hull III sett innover



Hull I sett innover



Kommentarer

Som man ser av resultatene er spenningene i området rundt Oddahallen relativt lave og tilsvarer vekten av det overliggende fjell. Det vanlige mønster som preger spenningsbildet i dalsider er også demonstrert av orienteringen mens det ikke forekommer tektoniske spenninger. De horisontale spenninger gir ikke grunn til bekymringer med hensyn til langveggene.

Vurdering av metoder for sprengning av jevne tunnelprofiler

Ingeniør Hans Meisingset — Kontor for Fjellsprengningsteknikk

Utviklingstendensen i vårt sterkt industrialiserte samfunn viser en stadig økende urbanisering av våre byer og mere tettbygde senter. Miljøvern er kommet sterkere inn i bildet. Våre arealressurser minker hurtig slik at vi må flytte flere og flere funksjoner under terrengoverflaten.

Denne utvikling krever i fremtiden en bedre utnyttelse av fjellgrunnen og vi må regne med å måtte utnytte områder hvor bergartene stabilitetsmessig er mindre gode.

Et tunnel- eller fjellanlegg er som bekjent ikke ferdig før nødvendig sikringsarbeide er utført. I en rekke av våre fjellanlegg er sikringsarbeidene en betydelig andel av de totale kostnader, disse arbeider er tidkrevende, og en forlengelse av byggetiden øker totalkostnadene. Størrelsesorden av sikringsarbeidene vil til en viss grad kunne tilbakeføres til selve sprengningsarbeidets utførelse.

En for stor hullavstand og forsetning, ofte kombinert med unøyaktig boring av kranshullene krever en relativt sterk ladning. Dette medfører store knusnings- og sprekkesoner i konturen som ofte resulterer i utrasing og økende prosent overfjell. Hakkete og ujevne tak- og veggflater vil vanligvis øke kostnadene for etterfølgende sikringsarbeider, enten disse utføres ved fjellbolting, sprøytebetong eller kontaktstøp.

Vårt mål for bygging av et tunnel- eller fjellanlegg er ikke bare å få sprengt ut et visst antall m³ fjell på kortest mulig tid til lavest mulig pris, men at vi oppnår å få levert anlegget fullverdig sikret innen en rimelig tidsfrist og med så lave total-kostnader som mulig. Våre entreprenører i samarbeide med konsulenter og forskningsinstitusjoner har gjort et imponerende arbeid på området, men det står utvilsomt ennå tilbake upløyet mark før alle er enige om at dette mål er nådd.

Ved det vi vanligvis betegner som homogent godt fjell, det vil si uten utpreget lagdeling eller oppsprekninger, vil en kunne oppnå relativt jevne tak- og veggflater med en normal borplan uten ekstra tiltak. Forutsetningen er at kranshullene bores så parallelt akseretningen som vedkommende utstyr tillater.

Fig. 1 viser en borplan for en 97 m² vegttunnel basert på bruk av hydraulisk borrhigg og grovhull 45–48 mm ø. Det er brukt vanlig dobbelt kile, og hullavstand • forsetning utenfor kilen er 1,10 • 1,00 m. Denne borplan krever 121 hull, som gir 1,24 bm/m³, teoretisk innboret og stemmer overens med den kurve for bormeter pr. m³ som ble fremlagt i et foredrag i forbindelse med Maskindagene i Trondheim i 1969 av bergingeniør Heltzen (se også siv.ing. Odd Johannessens foredrag om tunnelkostnader på Fjellsprengningskonferansen 1970).

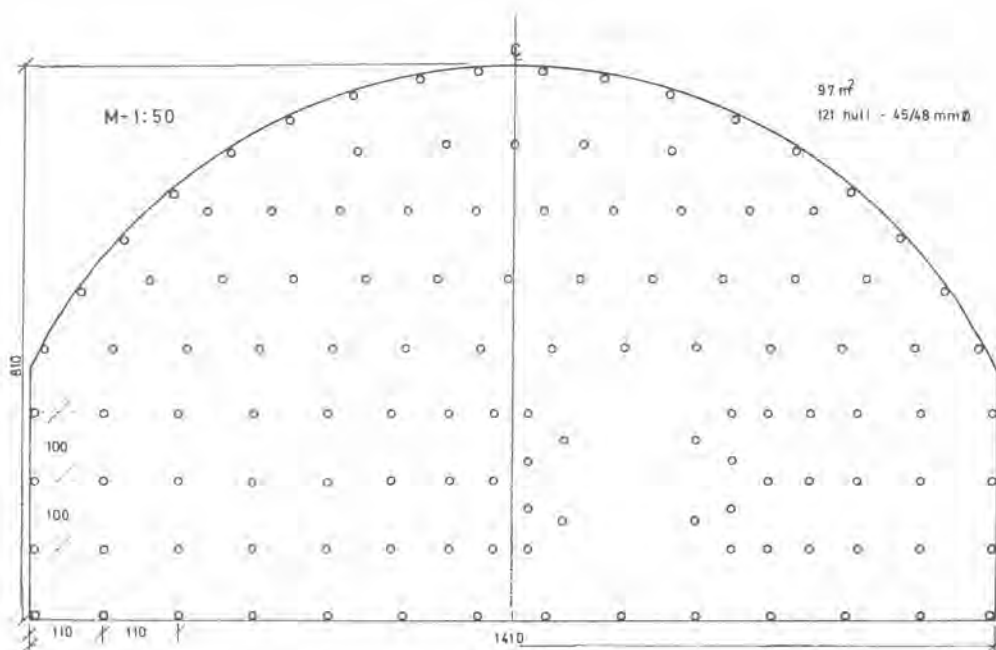


Fig. 1

Dessverre viser det seg at der i de aller fleste tunnel- og fjellanlegg opptrer større eller mindre partier med dårligere fjell. En utpreget, markert lagdeling og i tillegg ulike sprekke- og sleppesystemer er ikke uvanlig. Når fjellets stabilitet er dårlig, vil en så vidt brutal sprengning ut mot konturen som borplanen i fig. 1 viser, ofte resultere i meget ujevne fjellflater med fare for nedfall av blokker og dermed økende sikringskostnader.

Fig. 2 viser et eksempel på hva en kan vente ved ugunstige lagdelingsplan og oppsprekninger. En reduksjon av hullavstand og forsetning og dermed reduserte ladninger burde gi et bedre resultat.

I fig. 3 er vist en borplan for samme tunneltverrsnitt som i fig. 1. Her er hullavstand x forsetning for kranshullene redusert til $0,70 \cdot 0,70$ m. Videre er hullavstand x forsetning utenom kilekuttene satt til $1,0 \cdot 1,0$ m. Borutstyr og hull-

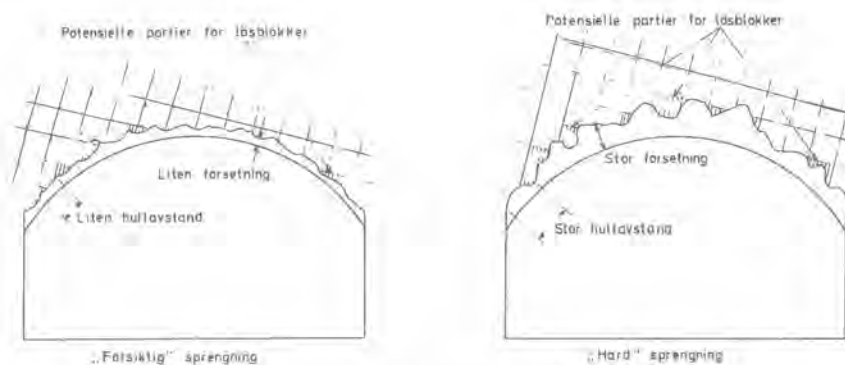


Fig. 2. Sprengning av konturhull

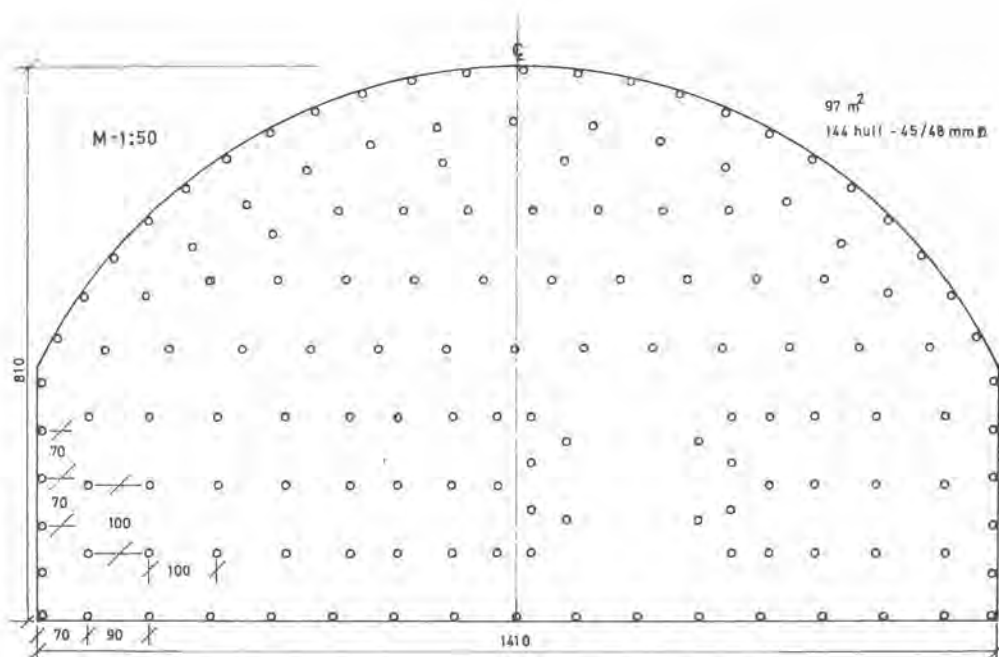


Fig. 3

diameter som i fig. 1. Denne borplan krever 144 hull som gir $1,48 \text{ bm/m}^3$ teoretisk innboret. Dette er en økning på ca. 20 % i bm/m^3 i forhold til borplaner i fig. 1.

Ved spesielt oppsprukket og ustabil fjell kan det være aktuelt å gå enda forsiktigere frem enn den borplan som er vist i fig. 3. I forbindelse med utsprengning av sydgående tunnel for motorveien Oslo–Drammen gjennom Fosskollen i Lier, et profil på ca. 94 m^2 fant en å foreslå sprengning av en ca. 60 m^2 pilotstoll med

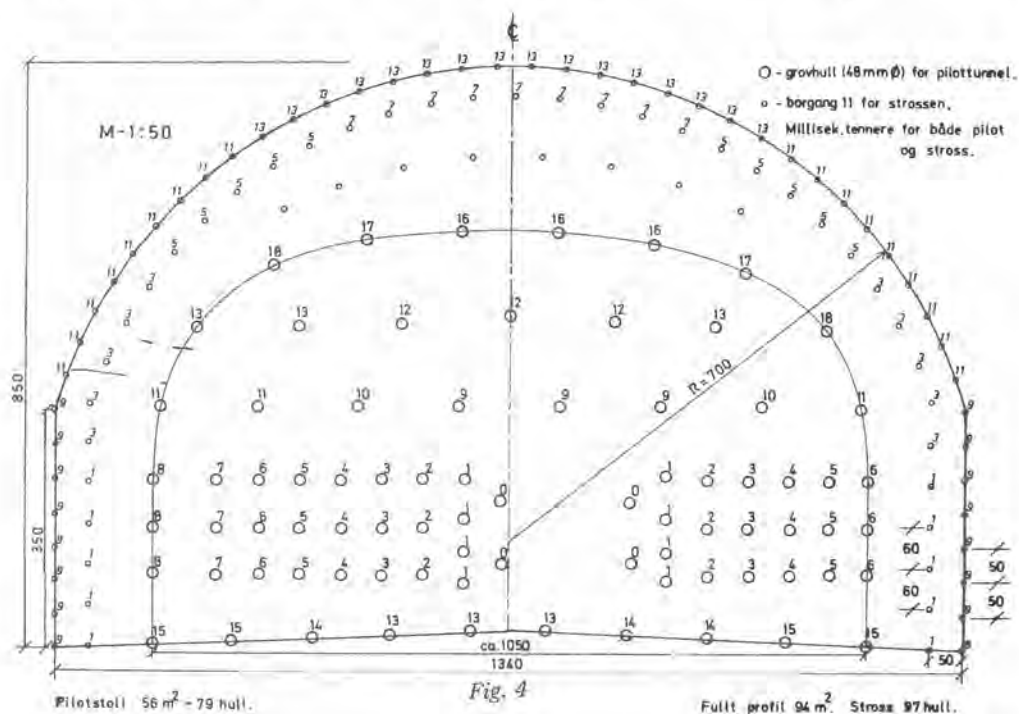


Fig. 4

hydraulisk borrhigg og grovhull, med etterfølgende utstrossing til fullt profil med lett borutstyr og borgang 11.

Borplanen er vist i fig. 4.

I pilotstollen ble boret med grovhull	79 hull
For etterstrossing med borgang 11	<u>97 hull</u>
	176 hull

som gir $1,87 \text{ bm/m}^3$ teoretisk innboret.

Etter den erfaring en hadde fra utsprenkning av parallellgående tunneler, for nordgående trafikk og for tungtransport, forutsatte man en så vidt ustabil bergart at en eller annen form for arbeidssikring ville bli nødvendig.

Fremdriftsplanen gikk av den grunn ut på at etterstrossingen skulle følge umiddelbart etter driften av pilotstollen.

Imidlertid viste det seg at pilotstollen kunne drives helt igjennom før etterstrossingen tok til. Under fremdriften ble i spesielt dårlig fjell takhullene boret tettere og ladet med rørladninger.

Fordelen med denne driftsmetode er at en har en langt bedre kontroll med hvilke hullantall og ladningsmengder som er nødvendig for å få et lett utslag for kranshullene og dermed relativt liten påkjenning på konturen. I Fosskollen resulterte dette i jevne tak- og veggflater og dermed lite overfjell. Fig. 5 og 6.

Et annet viktig poeng er at utsprenkningen av såvel pilotstollen som etterstrossingen kunne foregå kontinuerlig uten avbrekk for arbeidssikring. Mindre partier ble dog sikret med sprøytebetong før de prefabrikerte takelementer ble montert.

Utsprekningen av de to foran omtalte parallellgående tunneler foregikk med sprengning av fullt profil med grovhull. Dette medførte en meget omfattende og



Fig. 5



Fig. 6

kostbar arbeidssikring med bolter og sprøytebetong. Nordgående tunnel har i tillegg full utstøping.

Prismessig ligger selve sprengningsomkostningene for de to tunneler omtrent likt, pris- og lønnsstigning tatt i betraktning. Sikringsmessig har byggherren spart meget store beløp ved et mere forsiktig sprengningsopplegg.

For sammenligning med de borplaner som er vist i fig. 1 og fig. 3 for en 97 m^2 tunnel, viser fig. 7 en borplan for samme tverrsnitt, men etter samme driftsmetode som ble anvendt i Fosskollen.

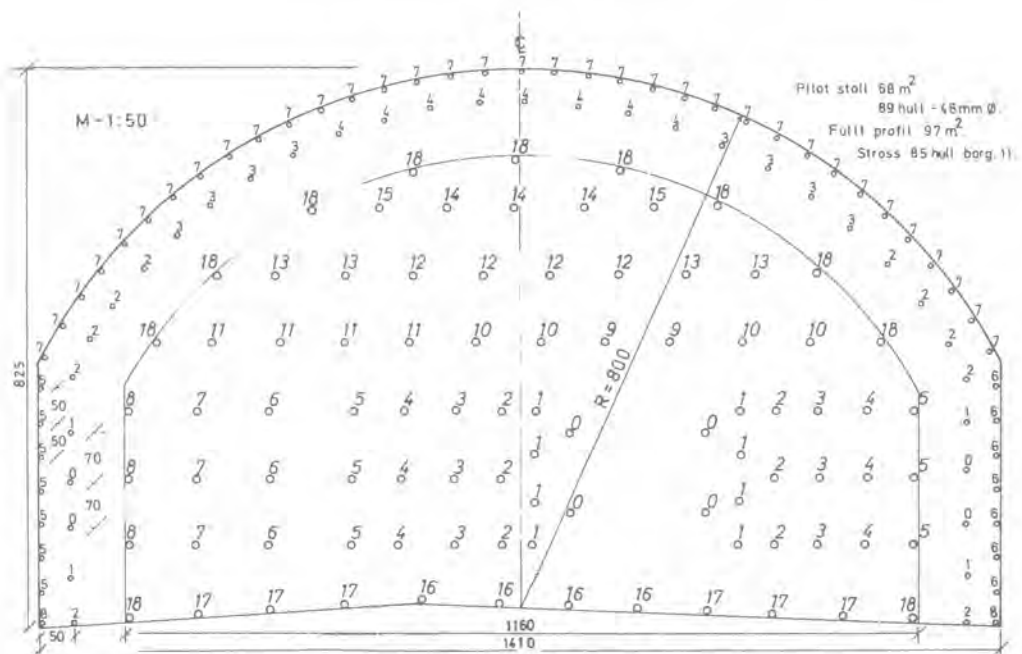
Denne borplan krever:

For pilotstollen med grovhull	89 hull
For etterstrossing med borgang 11	85 hull
	174 hull

som gir $1,8 \text{ bm/m}^3$ teoretisk innboret.

Som et eksempel på et opplegg hvor der ikke er tatt hensyn til forsiktig sprengning ut mot konturen, viser fig. 8 selve borplanen for en $13,4 \text{ m}^2$ tunnel hvor der er anvendt en parallellhullskutt med 3 grovhull $76 \text{ mm } \phi$ og 40 hull $37 \text{ mm } \phi$. Dette er en kloakktunnel drevet i gneis. Går man i tunnelen med relativt dårlig belysning, synes fjellflatene å være tilfredsstillende. En etterfølgende fotoprofilering viste noe annet, fig. 9. Over en samlet tunnellengde på 600 m viste middelfilet $16,98 \text{ m}^2$, dvs. et midlere overfjell på $3,58 \text{ m}^2$ som utgjør 26,8 %. Dersom denne tunnelen måtte fullt utstøpes vil en fort kunne regne seg til hvilke meromkostninger en så vidt stor prosent overfjell vil medføre. Dette er et utpreget eksempel, men neppe uvanlig.

Et eksempel på det motsatte tilfelle er vist i fig. 10. Dette er en 36 m^2 tunnel drevet i Drammensgranitt. Borplanen er vist i fig. 11.



Millisek lennere for både pilot og stross.

Fig. 7

tværsnitt = 13,4 m²

○ - bladede grovhull (76 mm Ø) - 3 stk.

• - 37 mm Ø ladde hull - 40 stk.

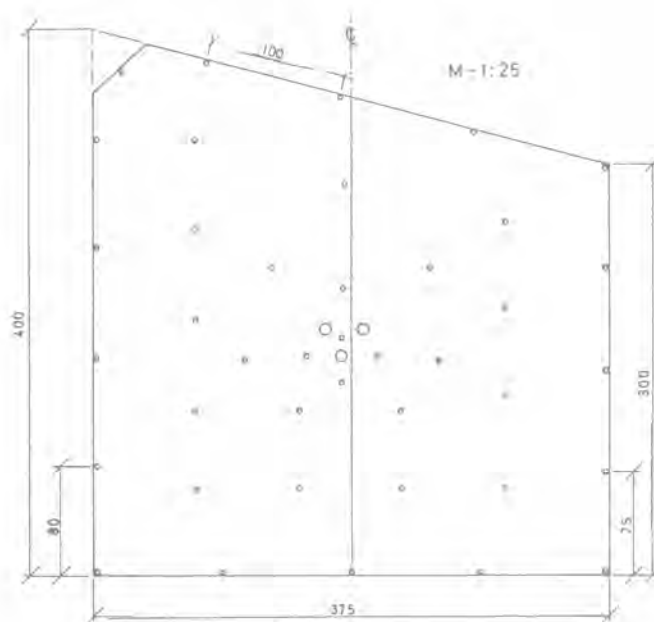


Fig. 8

Det er anvendt solfjærkutt og lett borutstyr med borgang 11. Hull-avstand x forsetning for kranshullene er $0,50 \cdot 0,50$ m. Borplanen krevet 95 hull som gir $2,64 \text{ bm/m}^3$ teoretisk innboret. Takket være en meget nøyaktig boring av kranshullene har en oppnådd jevne og pene tak- og veggflater. Bilde 1 og 2. 3—4.

Bergarten i dette anlegg kan karakteriseres som stabil med god sprengbarhet.

Siv.ing. Odd Johannessen fremla i sitt foredrag om tunnelkostnader på Fjell-sprengningskonferansen i 1970 en fordeling av totalkostnadene i 4 hovedkomponenter.

Hovedkomponent 1 omfattet følgende funksjoner: Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk. Disse funksjoner utgjør mellom 45 og 50 % av totalkostnadene. I sin analyse har han beregnet kostnadene for denne hovedkomponent som en bormeterpris. Ved å multiplisere denne bormeterpris med spesifikt bormeterantall vil en finne m^3 -pris eller tunnelmeterpris.

Han konstaterte at såvel beregning som erfaring viste at kostnaden pr. bormeter var konstant uavhengig av tverrsnitt og sprengbarhet.

Hans kostnadsanalyse var basert på bruk av hydraulisk borrhigg og grovhull

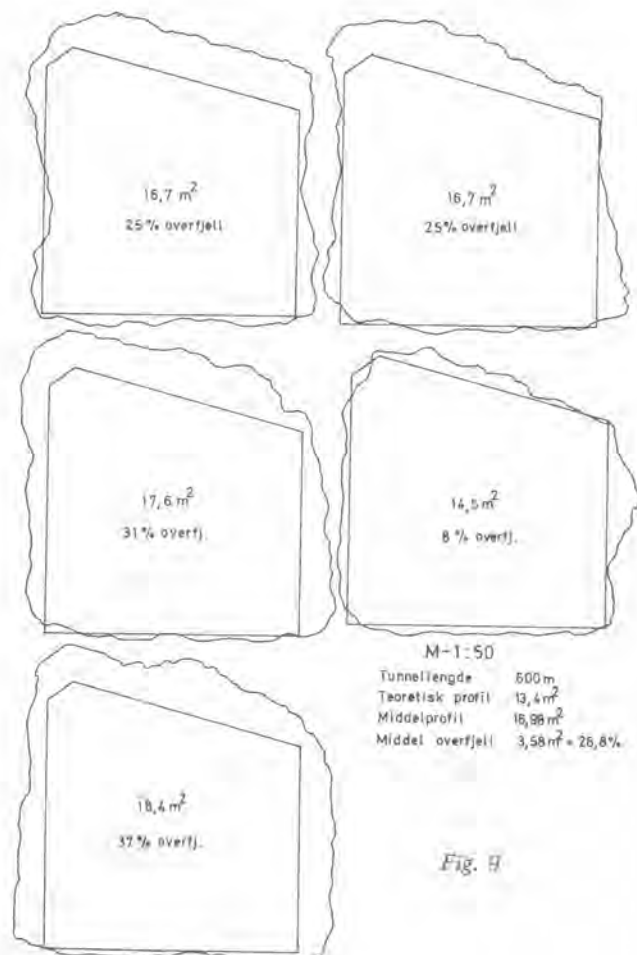


Fig. 9



Fig. 10

43–48 mm. Ved bruk av håndholdte maskiner og borgang 11 vil bormeterkostnaden ligge ca. 30 % lavere enn for grovhull.

For om mulig å kunne beregne differansen i kostnadene pr. m³ for boring, lading, skyting og løpende rensk ved de alternative borplaner som er vist i fig. 1–3 og 5, har jeg gått ut fra siv.ing Johannessens bormeterpris for grovhull 43–48 mm basert på kostnadsnivå november 1970:

	Kr. 12,70
Til dette er påplussset 15 % pga. prisstigning	» 1,90
	Kr. 14,60
Bormeterpris borgang 11 Kr. 14,60 – 30 %	Kr. 10,22

En vil etter dette få følgende kostnader pr. m³ for ovenstående funksjoner:

Alt. I. Fig. 1.

97 m² tunncl 121 grovhull 45–48 mm

$$\text{Kostnad } \frac{\text{Kr. } 14,60 \cdot 121}{97} = \text{Kr. } 18,21/\text{m}^3$$

Alt. II. Fig. 3.

97 m² tunncl 144 grovhull 45–48 mm

$$\text{Kostnad } \frac{\text{Kr. } 14,60 \cdot 144}{97} = \text{Kr. } 21,67/\text{m}^3$$

Alt. III, Fig. 6.

97 m² tunnel 89 grovhull 45—48 mm
+ 97 borgang 11

$$\text{Kostnad} \frac{(\text{Kr. } 14,60 \cdot 89) + (\text{Kr. } 10,32 \cdot 97)}{97} = \text{Kr. } 23,61/\text{m}^3$$

De tall som her fremlegges må tas med visse forbehold, men vil allikevel være en viss indikator over hvilke kostnadsøkninger de forskjellige grader av forsiktig sprengning vil medføre.

Erfaring fra en rekke sprengningsarbeider i tunneler og bergrom tyder på at en forsiktig sprengning mot konturen gir de jevneste fjellflater. Liten hullavstand og forsetning med svake sentrerte rørladninger i kranshullsrasten gir minst påkjenning på konturen, og faren for oppsprekninger og dermed utrasing blir mindre. En nøyaktig boring av kranshullene er av største betydning. En har grunn til å tro at bruk av lett borutstyr med små hulldiametre for kranshullene gir de jevneste fjellflater.

Godtar en at fjellflatenes jevnhet i tunneler og bergrom til en viss grad reduserer etterfølgende sikringskostnader vil nok en byggherre være villig til å betale de meromkostninger en forsiktig sprengning mot konturen medfører for om mulig å redusere de totale kostnader.

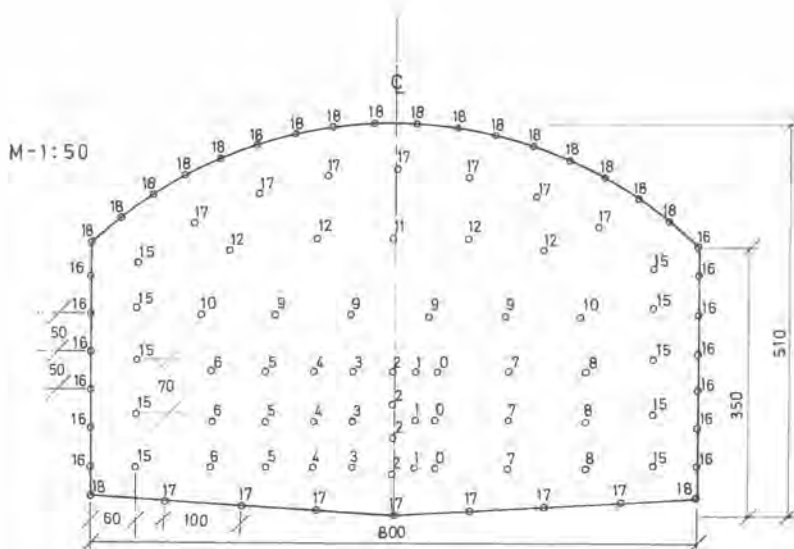


Fig. 11

36 m²
95 hull - borgang 11
0,1,2,3,4, etc. - millisek. tennere

Forsøk med „Trussbolting“

Bergingeniør Øystein Smemo — A/S Norcem, avd. Dalen.

Innledning

Truss er det engelske uttrykk for et fagverk. Trussbolting består i å strekke sammen to skråttstilte bolter med et horisontalt stag slik at det oppstår trykksoner i fjellet. Metoden er, ifølge en artikkel i *Coal Age* Jan. 1970, utviklet og patentert av Birmingham Bolt Co.

Et fagverk er som bekjent en meget sterk konstruksjon med trykk- og strekkstaver. Modellforsøk i pleksiglass viser trykksoner fremkommet med forspente bolter og trussbolting (fig. 1–2). Modellen viser her den trykksone som oppnås i partiet mellom de to boltene hvor disse forbindes med stag ("truss").

Fig. 3 viser det fagverk som fremkommer ved "trussbolting". Strekk i boltene frembringer trykk i alle avskyggede områder.

Forsøkssted

I forbindelse med et nytt grovknuseranlegg i Dalen grube ble det nødvendig å forsterke visse områder. Utstrossingene er vist i plan og profil i fig. 4 og 5. Det var særlig "sekken" i område A som måtte sikres, spesielt etter som en sprekkzone skar seg gjennom dette området. På grunn av store høyder og bredder (10 x 15 m) i orter og tverrslag, ville en innstøpning bli temmelig kostbar. Det ble så i samarbeide med Bergmekanikklaboratoriet ved NTH utarbeidet et forslag til "trussbolting" (fig. 6).

For å få greie på hvilken virkning metoden eventuelt ville få, ble det besluttet å foreta både bergtrykksmålinger og konvergensmålinger før og etter strammingen av "trussene".

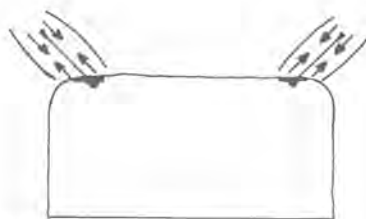


Fig. 1. Vanlig bolting

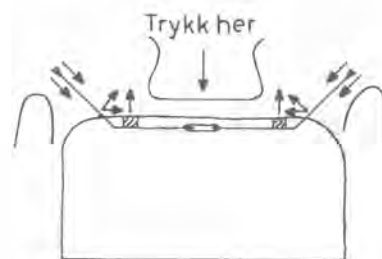
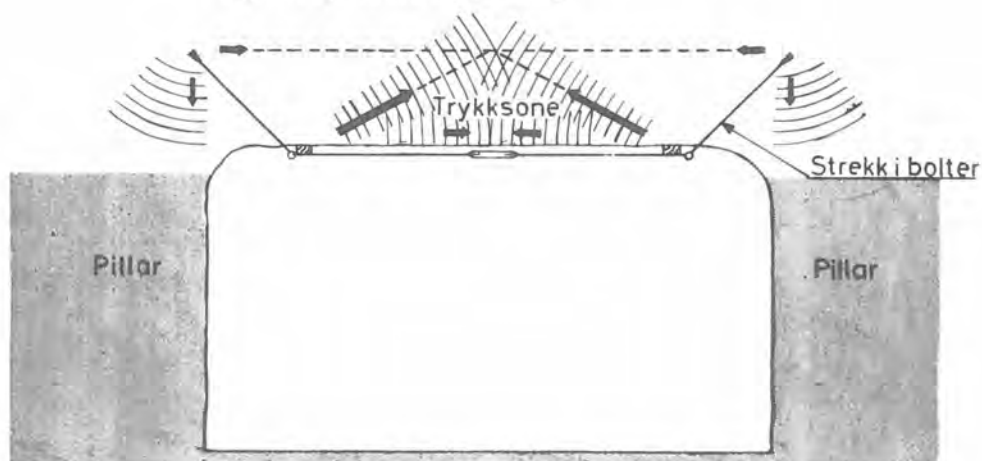


Fig. 2. Truss-bolting

Fig. 3. Fagverk ved truss-bolting



Anvendt utstyr

Det ble brukt 1 1/2" kilbolter, 1 1/2" rundjern som stag og hylsestrekkfisk for stramming. Bolter, stag og strekkfisker ble forbundet med kopplingslenker. Bolte-lengden var 3,5 m for de lengste stagene, og 2,0–2,5 m for de kortere.

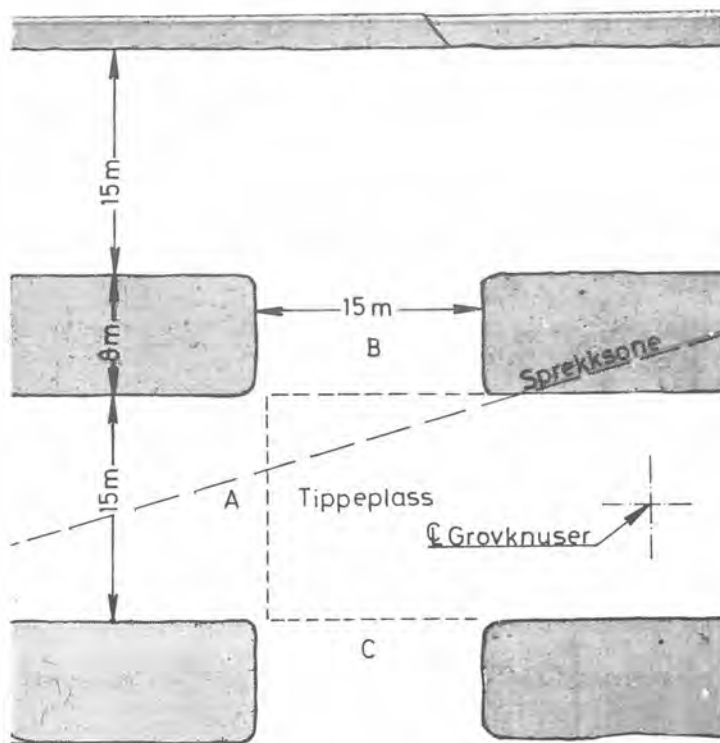


Fig. 4. Horisontalplan av utstrossinger ved ny grovknuser.

Bergmekaniske målinger

Etter at alle bolter var montert og samtlige "trusser" satt på plass, men ikke strammet, ble det utført bergtrykksmålinger. Borhullet ble avsatt mellom "truss" nr. 4 og 5.

Målinger med "doorstopper-metoden" gir horisontale spenninger normalt på og parallelt med rommets lengdeakse.

Fig. 7a viser spenningen tvers på rommet ved forskjellige hulldyp. Det er denne spenningskomponent som er den mest interessante.

Bortsett fra første målepunkt på 0,16 m så er det strekkspenninger tvers på rommet. Dette alene viser nødvendigheten av å foreta en bergforsterkning.

Før strammingen av "trussene" ble det så boret et nytt hull til 0,25 m's dyp for nye bergtrykksmålinger.

Under strammingen — ca. 10 tonn pr. "truss" — viste målecellen en økning på 17 mikrostrain (μs), som tilsvarer 13 kp/cm².

Dette er et noe mindre utslag enn beregnet, selv om dette viser at spenningen er blitt positiv. Fig. 7b.

Konvergensmålinger

Med konvergensutstyr måles avstander mellom heng og ligg med 1/100 mm's nøyaktighet. Total høydeforskjell var 9,70 m. Etter stramming av "trussene" øket denne avstand med 0,13 mm. Hengen har altså "løftet" seg med disse 0,13 mm.

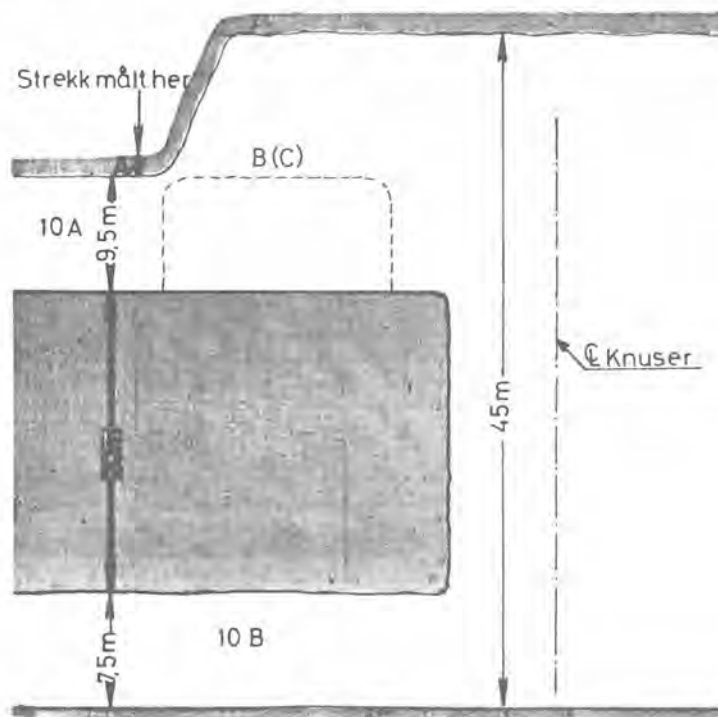


Fig. 5. Profil gjennom grovknuser.

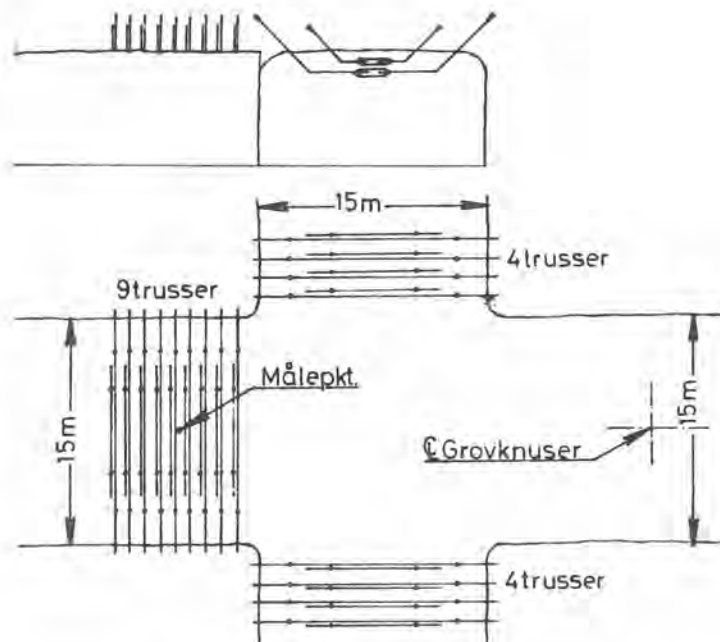


Fig. 6. Plan for trussbolting

Dette er ikke store tall, men her skal det minnes om at berget består av massiv kalkstein. Konvergens skulle derfor være et uttrykk for en ren elastisk kompresjon, og i så fall er 13/100 mm et godt resultat.

Sammenfatning

Truss-boltemetoden er hittil mest brukt i kullgruver. Her består hengen av flere lag som sannsynligvis er separert fra hverandre i mer eller mindre grad. Når disse presses sammen, vil konvergensmålinger sikkert gi betraktelig større utslag enn de 13/100 mm som ble målt her.

En heving av koordinatspanninger tvers på rommet med 13 kp/cm² i absolutt størrelse skal sannsynligvis være noe høyere i virkeligheten etter som en etterstramming av trussene etter bergtrykksmålingen medførte en heving av henger fra 0,08 mm til 0,13 mm. Dette skulle indikere en heving på ca. 20 kp/cm².

Dette eksperiment med "trussbolting" har vist at metoden har positive virkninger. Med pluss-spenninger i hengen i stedet for negative skulle risikoen for ras være vesentlig redusert.

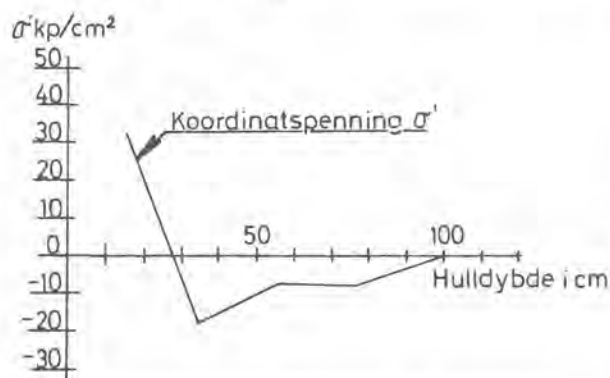


Fig. 7 a. Spenninger tvers på rommet før stramming

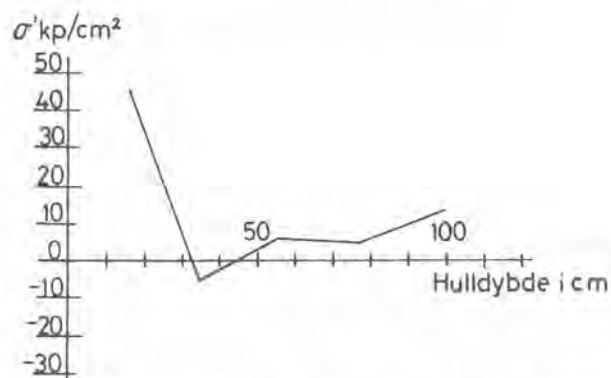


Fig. 7 b. Koordinatspanninger etter stramming av "trussene"

Nye erfaringer med fjellbolter

Sivilingeniør Ragnar Schach — Kontor for Fjellsprenningsteknikk

Som omtalt på Fjellsprenningskonferansen ifjor nevnte jeg at forsøk var igang med polyesterbolter for å finne ut hvor de med fordel kunne benyttes og til hvilken grad de kunne erstatte ekspansjonshylser.

I en artikkel i Bygg 5 A/1971 har jeg beskrevet de to typer vi benytter her i Norge og metoden man bruker for å få festet boltene. Er boltene satt inn riktig med nødvendig klebelengde er det boltens bruddlast som begrenser bære-evnen. Fig. 1 viser nødvendig forankringslengde i forskjellige bergarter med nødvendig forankringskraft. Spesielt er skjemaet nyttig hvor man skal bruke festemetoden for opphenging av forskaling f.eks. i tunnelhvelv og sidevegger i kraftstasjoner hvor boltene påsveises AZ-stagg for å holde forskalingsdragere på plass.

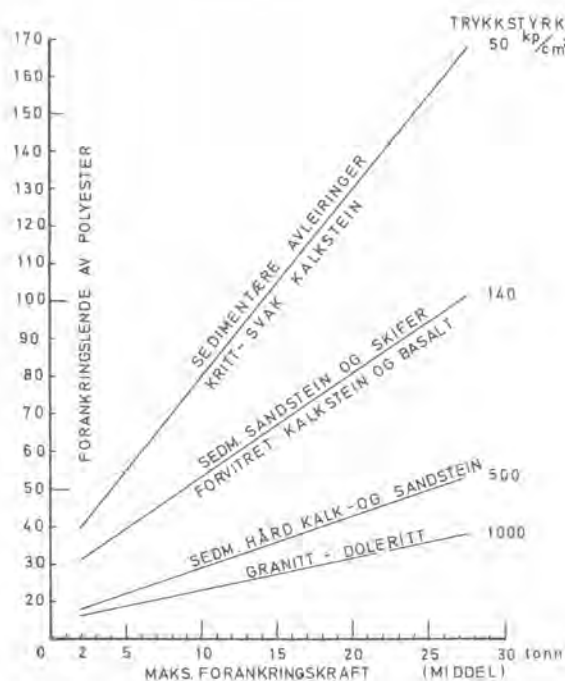


Fig. 1. Fjellbolting
Veiledende kapasiteter for
polyesterforankring av bolter.

Bolt	Patroner		Hulldiameter i bunn av borhull i mm																
	Dia.	Vekt	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
20 ϕ KS 40	22	170 gr.	60	47	39	33	29	25	22	20	18	16	15	14	13	12	11	10	9
		225 »	79	63	52	44	38	34	30	27	24	22	20	18	17	16	14	15	13
	25	170 »				33	29	25	22	20	18	16	15	14	13	12	11	10	9
		225 »				44	38	34	30	27	24	22	20	18	17	16	15	14	13
	28	170 »							22	20	18	16	15	14	13	12	11	10	9
		225 »							30	27	24	22	20	18	17	16	15	14	13
	32	225 »											20	18	17	16	15	14	13
25 ϕ KS 40	22	170 »						48	39	32	28	24	21	19	17	15	14	13	12
		225 »						64	52	43	37	32	28	25	22	20	18	17	16
	25	170 »						48	39	32	28	24	21	19	17	15	14	13	12
		225 »						64	52	43	37	32	28	25	22	20	18	17	16
	28	170 »							39	32	28	24	21	19	17	15	14	13	12
		225 »							52	43	37	32	28	25	22	20	18	17	16
	32	225 »											28	25	22	20	18	17	16
32 ϕ KS 40	22	170 »												47	37	30	25	22	19
		225 »												63	49	40	33	29	25
	25	170 »												47	37	30	25	22	19
		225 »												63	49	40	33	29	25
	28	170 »												47	37	30	25	22	19
		225 »												63	49	40	33	29	25
	32	225 »												63	49	40	33	29	25
Bor	Max. Lengde		400	320	600	640	560	480	400	320	240	640	560	480	400	320	240	160	80
	Borserie		21	21	26	11	11	11	11	11	11	12	12	12	12	12	12	12	12

Fig. 2. Polyesterpatronens klebelengde langs boltene i cm.

Fig. 2 viser hvor meget klebelengde som går med til forskjellige størrelser av borhullene avhengig av boltens dimensjon og patronvekt. De to typer polyesterpatroner som benyttes her i landet er vist på fig. 3. Vi har foretatt skyting av stor salve (300 kg) i kort avstand ca. 2 meter og funnet at forspente bolter mistet endel av belastningen, men da de etter hvert kunne oppta belastning igjen, er det klart at det ikke forekom svikt i polyesterforankringen. Forklaringen på denne reduksjon er at vi har fått knusing under underlagsplatene.

Etter at stoffen gikk fremover forsvant innspenningen fra stoff og en omlagring av spenningene rundt tunnelen forårsaket en øket belastning på boltene. Leverandøren av polyesterpatroner fra erfaringer i kullgruber mener at man kan sprengne inntil 2 m fra stoff uten at boltene gir etter.

I en artikkel fra White Pine Copper Comp. er det også rapportert at boltene holder i nærheten av vanlige produksjonssalver mens vanlige mekaniske ankere glir.

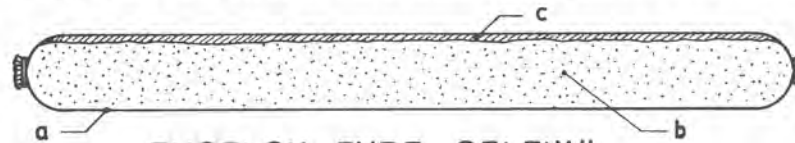
POLYESTERPATRONER

Fig. 3



TYSK TYPE „UPAT“

a=glassrör, b=polyester + kvartsstein, c=glassrör med herder



ENGELSK TYPE „SELFIX“

a = plastfoliepölse, b = polyester + steinmel, c = herder

Det ble ifjor vist en tabell som anga strekk-kraften i bolten ved forspenning med momentnøkkel. Usikkerheten ved denne metode er åpenbar da friksjonen mot underlagsplaten og i gjengene er avgjørende. Det ble derfor satt en øvre og nedre grense for strekk-kraften.

Vi har nå i Norge fått et hjelpemiddel til forspenning av ekspansjonsbolter som er meget enkelt å bruke og som gir det strekk i bolten som man ønsker uavhengig av friksjonen i gjenger og ved underlagsplate. Boltestrammeren er vist på fig. 4, og består av en gjennomgående aksel med et ratt i den ene enden og en slags chocks med innvendige gjenger i den andre. Like foran rattet slutter en liten hydraulisk jack

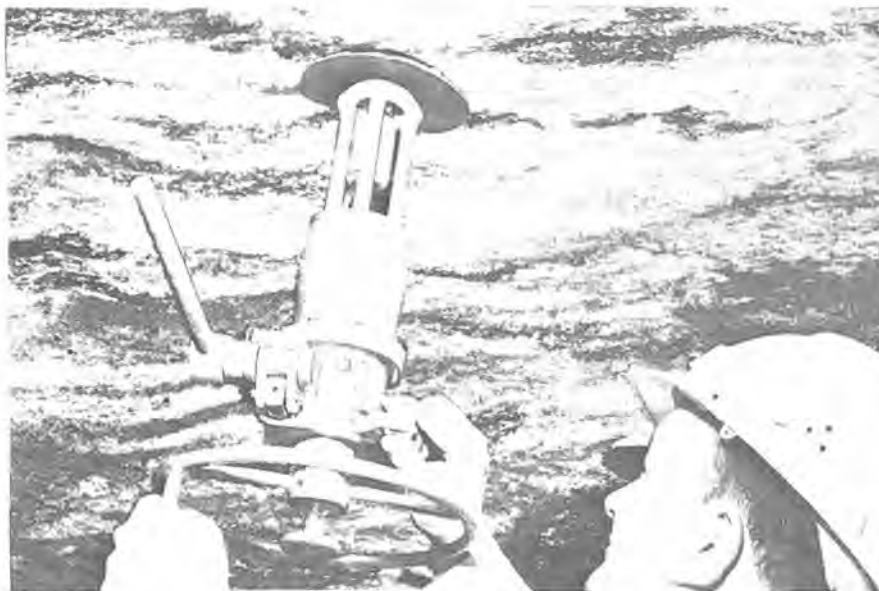


Fig. 4

akselen. På jacken er anbragt en ventil med en indikatorpinne som spretter ut når ønsket strekk er oppnådd. Monteringen av en bolt som skal forspennes foregår slik:

Ekspansjonshylsen påsettes i den ene ende av bolten og vinkelskive med kuleskive og mutter i den annen ende slik at ca. 1 cm av gjengepartiet er utenfor mutteren. Halvkulen bør benyttes for å få aksialt strekk. Boltene skrues deretter på boltestrammeren og boltene skyves så inn i borhullet, se fig. 5. Forutsatt at man benytter en bail ekspansjonshylse og denne er utvidet før innsetning, vil nå boltene kunne henge i hullet, og dette er især viktig ved vertikale hull. Slakken som derved oppstår,

Fig. 5

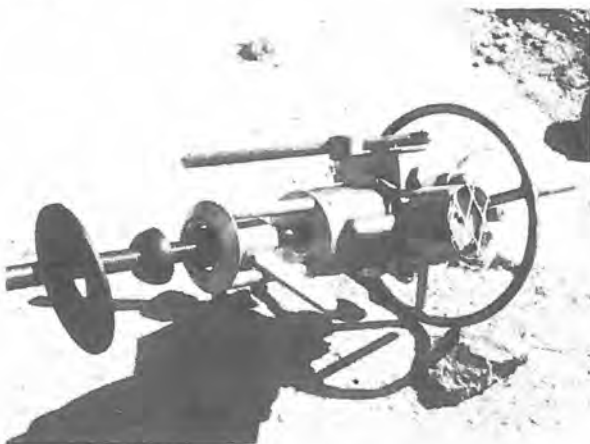


Fig. 6



Fig. 7



Fig. 8

sveiver man så inn med rattet til ekspansjonshylsen sitter fast, siste tørn bør utføres med begge hender på rattet, se fig. 6. Deretter lukkes ventilen på pumpen og man begynner å pumpe. Bolten vil da strekkes uten torsjon. Når indikatorpinnen spretter ut pumper tre–fire slag til og man skrur mutteren inn til underlagsplaten det man kan med fingrene. Deretter benytter man hullpipen med håndtak til å tichte opp mutteren, se fig. 7 og 8. Til slutt åpnes ventilen på pumpen og man skrur med sveiven muttetrekkeren av bolten, se fig. 9. Dette kan høres litt komplisert ut, men jeg kan forsikre at det egentlig er veldig enkelt i praksis. Monteringstiden for en tre meters bolt oppstrammet til 5 1/2 tonn kan settes til 2 1/2 til 3 minutter. Jeg har selv med liten øvelse brukt 2 minutter på jobben.

Det er igrunnen merkelig at man bruker mange penger på å bore hull i fjellet og montere bolter på en lite tilfredsstillende måte. Det ser ut som om man kvier seg for å koste på seg utstyr som i grunnen hurtig vil bli avskrevet på innspart arbeidstid. Man bør jo etterstrebe å få det optimale ut av det man har investert.

Jeg nevnte at vi benyttet en underlagsskive eller vinkelskive med en halvkule for å få aksialt strekk på bolten like under mutteren. Halvkulen eller kuleskiven som den også benevnes, er en billig måte for å få et godt resultat på. Men det store spørsmål er hvilken form man skal ha på underlagsskiven. Skal den være flat eller sfærisk, firkantet, trekantet eller rund? Vi kan for enkelthets skyld gå ut ifra at fjellet er litt ruglete på overflaten.

Den firkantete platen vil da ligge an på en stor del forhøyninger som ved oppstramming knuses mer og mer og til slutt vil bare det innerste parti rundt bolten bære og hjørnene vil løfte seg, se fig. 10 og 11. Regner man med en 5" x 5" x 1/4" plate vil bæreflatten bli ca. 51,5 cm². Regner vi at fjerdeparten av denne er virksom, vil 6 tonns strekk i bolten gi et flatetrykk på fjellet på ca. 466 kg pr. cm². Ved



Fig. 9



Fig. 10



Fig. 11

skyting i nærheten vil den ikke kunne gi etter men knuse flere opphøyninger under platen og bolten vil derfor tape en del av sin forspenning.

Den runde sfæriske platen med 5" diameter og 1/4" tykkelse vil klappe inn til fjellet ved ca. 3 1/2 til 4 tonn og indikerer således at ekspansjonshylsen har satt seg godt fast. Ved en last på 6 tonn vil platen ligge an med hele overflaten, se fig. 12 og 13. Benyttes samme resonnement som ovenfor at en fjerdedel av overflaten er virksom, får vi et flatetrykk på 233 kg pr. cm². Ved skyting i nærheten vil på grunn

Fig. 12



Fig. 13



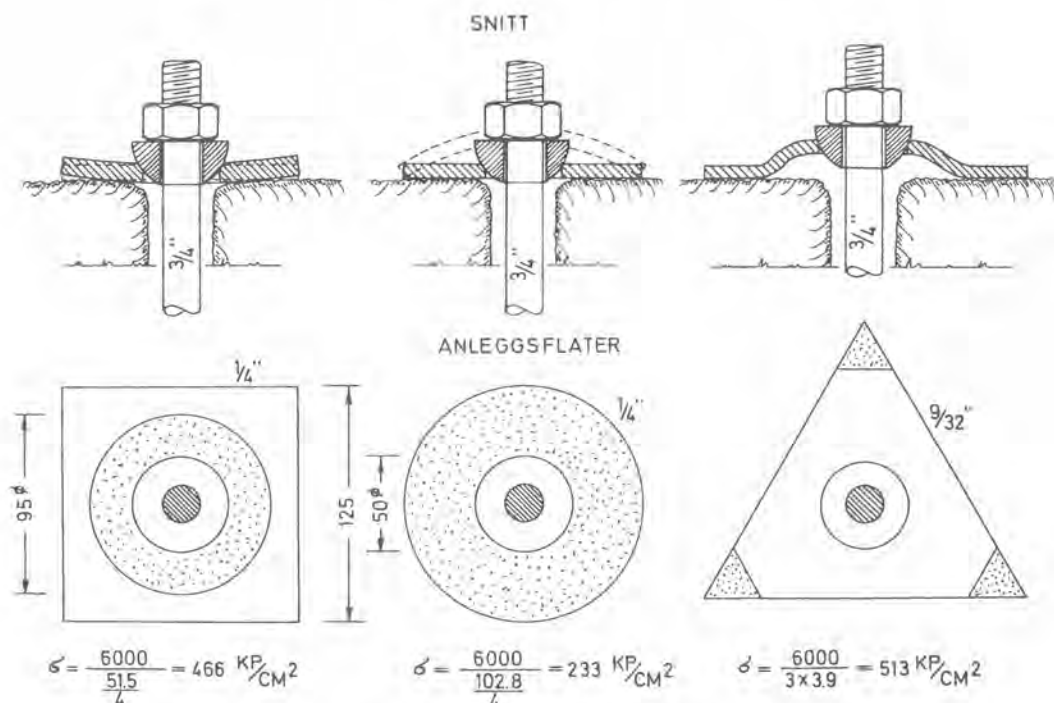


Fig. 14. 3 typer underlagsplater (skiver)

av spennet i platen, tapet av strekk i bolten ikke bli så stort, da en minimal knusing under platen vil forekomme.

En vinkelskive med kule ligger an med tre punkter på fjellet med flater på $3,9 \text{ cm}^2$ hver. Med strekk i bolten på 6 tonn, vil dette gi ca. 513 kg pr. cm^2 i flatetrykk på fjellet. Trekantskiven bør derfor helst ikke benyttes ved særlig bløte bergarter, hjørnene vil bore seg ned i fjellet og knuse partiene under de tre punkter. Ved hårdere bergarter derimot skulle den egne seg meget godt. Ved skyting i nærheten vil den på grunn av formen, fjære litt, men flatetrykket i de tre punkter er såpass stort at vi får en ekstra knusing der, så sluttresultatet blir en reduksjon av forspenningen avhengig av fjellets hardhet.

Fig. 14 viser en oversikt over de 3 typer underlagsplater.

Man har i utlandet i de senere år gått mer og mer over til å bruke tynnere bolter $5/8''$ med høyere stålqualität og samme bruddstyrke som $3/4''$ bolter. Borgangen og ekspansjonshylsene er de samme, det er bare hullet i kilen som er blitt mindre. Vektforskjellen er såpass stor at besparelsen f.eks. for en to meters bolt ligger på kr. 2,75 til kr. 3,— pr. stk. etter de prisoppgaver vi har innhentet. En annen fordel ved de tynnere bolter er den større forlengelse i forhold til den tykkere bolt. Hvis de to typer bolter gir etter likt, vil den tynnere f.eks. gå ned fra 6 tonn til 5,1 tonn (15 %) mens den tykkere går ned fra 6 tonn til 4,75 tonn (21 %) på grunn av det elastiske strekk i bolten.

Som konklusjon vil jeg si at bolter av $5/8''$ tykkelse av glattstål med sfærisk skive og kulehode, montert med en boltestrammer, må være den beste form for sikring

med ekspansjonshylser vi har idag. Vi har på denne måten mulighet for å få tilnærmet likt strekk i alle boltene, dette er spesielt viktig for å danne en forspent trykkbue over et bergrom eller tunnel. Kunne glattstålet på en enkel og billig måte utformes i enden så man kunne benytte polyesterankere, ville det ideelle vært nådd.

Som en kuriositet vil jeg nevne at vi har foretatt oppspenning feltvis av bolter på en tunnel, hvor det er brukt sprøytebetong fra vederlag til vederlag. I sprøytebetongen hadde vi montert inn hydrauliske trykkceller for avlesning og beregning av ringkraft og fjellbelastning. Oppspenning av boltene reduserte belastningen på sprøytebetongen med samme verdi som forspenningen ga. Etter en tid fikk vi imidlertid en spenningskonsentrasjon på begge sider av det oppspente felt, slik at store flak av sprøytebetongen smalt ut. Av dette kan man da dra den slutning at skal man oppspenne med bolter en allerede med sprøytebetong dekket takflate, må man ha en overgangssone på hver side med oppspenning som gradvis avtar utover på begge sider. (Omtalt i publikasjonen fra Universitetsforlaget 1970: Large Permanent Underground Openings).

Erfaring i bruk av hjullastere ved Franzefoss Bruk

Bergingeniør Olav Markussen, Franzefoss Bruk A/S

Franzefoss Bruk startet i 1967 omlegging av lastemetoden ved lasting av utskutt stein over og under jord fra gravemaskinlasting til hjullasterlasting.

Omleggingen skjedde først ved vårt anlegg på Franzefoss hvor vi har et *dagbrudd* for pukkframstilling og en rom- og pillargruve for kalk.

Lasteutstyret frem til 1967 var:

- Under jord* 1 stk. L 77 Landsverk, skuffevolum 1150 l.
1 stk. 19 RB, skuffevolum 500 l.
- I dagbrudd* 1 stk. P&H 655 B, skuffevolum 1200 l.
1 stk. 33 RB, skuffevolum 1000 l.

Produksjonen i 1966 var 40 000 tonn fra gruve og 140 000 tonn fra dagbrudd.

Samtlige gravemaskiner ble solgt og erstattet med:

1 stk. CAT 988, skuffvolum 4600 l. Lastingen skjedde både før og etter omleggingen i 15 til 22 tonns euclider trucks.

Produksjonen i 1971 blir ca. 60 00 tonn fra gruve og 200 000 tonn fra dagbrudd.

Omlegging av bedriftens lasting ved anlegget på Stenskogen ble gjort i første omgang 1968.

Bedriften har her et dagbrudd for *produksjon av basaltsten*. Frem til 1968 skjedde lastingen med:

- 1 stk. 54 RB, skuffevolum 1910 l.
- 1 stk. 38 RB, skuffevolum 1480 l.

Produksjon var i 1966 ca. 360 000 tonn.

Disse gravemaskiner ble solgt og erstattet med CAT 988, skuffevolum 4600 l.

Maskinen viste seg raskt å være i minste laget for de forhold som rådet i dagbruddet på lang sikt.

I 1969 var videre en større ombygging av anlegget på Stenskogen fullført, som videre medførte at produksjonskapasiteten var øket. Maskinen ble da solgt og erstattet med:

- 1 stk. CAT 992, skuffevolum 7650 l.

Produksjonen i 1971 blir ca. 650 000 tonn.

Den vurdering som lå til grunn for omleggingen fra gravemaskinlasting til hjullasterlasting bygget på en besvarelse av følgende spørsmål:

1. Hvilken metode gir de laveste driftskostnader?
2. Hvilke metoder gir høyest kapasitet pr. investert krone? (I en bransje som er så vidt sesongpreget som pukkverkbransjen, er dette et meget viktig punkt).
3. Hvilken metode gir høyest internrente på investert kapital?
4. Hvilken metode er mest driftssikker?
5. Hvilken metode gir mest fleksibel drift?
6. Hvilken metode gir best mulighet for alternativ anvendelse av utstyret?
7. Hvilken metode vil gi de beste arbeidsforhold i dagbruddet?
8. Hvilken metode er lettest å avhende i tilfelle teknisk foreldelse eller opptrapping eventuelt nedtrapping av produksjonen?

Dersom prosjektet med omlegging av lastemetoden overhodet skulle ha mulighet til å gi suksess, holdt vi først en rekke informasjonsmøter med våre ansatte som ble satt inn i problematikken.

Videre studerte vi hele dagbruddriften under ett og fant for Stenskogens vedkommende det raskt nødvendig å omlegge sprengningsprosedyren. Salvestørrelsen ble minket fra 25 000 tonn masse utskutt pr. salve til 12 000 tonn masse. Bormønsteret ble endret fra forsetning 3 m, hullavstand 3 m til forsetning 2 m, hullavstand 4 m.

Vi har hele tiden boret med 3" hull og anvendt amoniumnitrat og olje som sprengstoff med dynamitt eller slurry som bunnladning. Vi fikk ved omlegging en langt lavere røys med bedre fragmentering. Minimal pakking av røysen slik at den ble lettere å bearbeide. Videre oppnådde vi en bedre bunn.

Når jeg så skal gjøre rede for hvilke erfaringer vi har gjort med hjullasterlastingen, finner jeg det riktig å besvare de samme spørsmål som vi stilte oss før omleggingen.

1. Driftskostnader

Reservedelskostnader har ligget på samme nivå eller lavere enn gravemaskiner. Flyttekostnader er eliminert.

For CAT 988 har vi fått ut 600 000 tonn pr. dekksett, mens vi for CAT 992 har fått ut 1250 000 tonn pr. dekksett. Dette gir kostnader på henholdsvis ca. 12 øre/tonn og ca. 8,5 øre/tonn.

Ved lastning av basalt har skuffekostnadene vist samme kostnadsnivå som gummi-kostnadene.

Totalt har vi kommet ut med lavere driftskostnader pr. tonn ved hjullasterlastning enn ved våre tidligere gravemaskinlastinger.

2. Kapasitet pr. investert krone

Ved en sammenligning av forskjellig utstyr vil man finne at man må investere ca. 2,5 ganger så mye pr. tonn lastekapasitet ved anskaffelse av gravemaskin enn ved anskaffelse av hjullaster.

3. Intern rente

De beregninger som ble gjort før omleggingen er blitt innfridd.

4. Driftssikkerhet

Lastemaskinens driftssikkerhet er i stor grad avhengig av maskinens dimensjonering i forhold til den jobb den skal utføre. Dette forhold lå til grunn for anskaffelse av en maskin i 30-tonnsklassen på Franzefoss og en maskin i 60-tonnsklassen på Stenskoen. Begge maskiner har en betydelig overkapasitet.

Driftssikkerheten vil også være meget avhengig av hva slags service maskinen kan få. Med hjullastere har vi hatt mulighet for å gi disse innendørs service, hvilket alltid vil være av bedre kvalitet enn service på lastestedet.

Når det gjelder CAT 988 på Franzefoss har denne overgått våre forhåpninger om driftssikkerhet, og har vist seg i de 4 år maskinen har vært i drift, langt å overgå driftssikkerheten på de tidligere gravemaskiner.

Når det gjelder driftssikkerheten for CAT 992, har denne i perioder ikke vært så god som vi har kunnet ønske. Spesielt har vi vært plaget av diverse lekkasjer i maskinens hydraulikk og smøringssystemer. Disse forhold har forøvrig bedret seg meget i den senere tid. Maskinen var forøvrig den første fabrikanten eksporterte til Europa, og har siden den kom til oss blitt ombygget for fabrikantens regning på flere steder. Dette gjelder først og fremst ombygging av hydraulikkslanger og rør, forsterking av løftearm, forsterking av ramme, forsterking av motorfester. Ingen av disse utbedringer hadde før de ble utbedret voldt oss noen ulemper. Ombygningene ble utført under vinterstopper og sommerferier. De utførte ombygginger har tydelig bedret maskinens driftssikkerhet, og de siste måneders drift har gitt oss håp om at barnesykdommene nå er slutt.

5. Fleksibilitet

Med hjullasterens mobilitet er det klart at muligheten for fleksibel drift er langt større enn ved anvendelse av gravemaskiner. Dette er noe vi i særlig grad har erfart ved anlegget på Franzefoss, hvor vi laster både i dagbrudd og i rom- og pillargruve, og hvor de forskjellige lastesteder er svært spredd. Den økte fleksibilitet har gjort anleggene både på Franzefoss og Stenskoen langt mere lettdrevet enn de tidligere var med gravemaskiner.

6. Alternativ anvendelse

Hjullasterne står hos oss for all sålerensk etter sprengning og all snømåking under vinteren i våre dagbrudd og tilkjøringsveier. Dette har resultert i at bruk av bulldozer i dagbruddet er eliminert. Maskinen har videre vist seg vel egnet som løfteredskap og har utført betydelige anleggsarbeid i forbindelse med vår utbygging.

7. Arbeidsforhold

Hjullasternes mobilitet og fleksibilitet ved siden av den rike mulighet for alternative anvendelser, har gjort arbeidsforholdene i vårt dagbrudd langt bedre. Vi er idag langt mere i stand til å holde en skikkelig bunn i dagbruddet, samt å holde dagbruddet ryddig og rent for steinsprut etter skyting. Dette har resultert i bedre arbeidsforhold og hyggeligere arbeidsplass.

8. Omsettelighet

Hjullasternes fleksibilitet og mulighet for alternative anvendelser har vist seg å gi store fordeler når maskinene skal selges. Dette viste seg ved salg av vår CAT 988 fra Stenskogen. Det har ikke minst vist seg ved prisen.

Det faktum at hjullastere er lettere å avhende enn gravemaskiner, mener vi er et viktig punkt. Den tekniske levealder for anleggsutstyr blir kortere og kortere, markedsstrukturen forandrer seg raskere og raskere og det gjelder derfor å være i stand til å ha muligheten for å forandre seg i takt med de ytre forhold.

Lasteutstyr frem til 1967

"Fossen"

Gruve:	{	1 stk. L 77	—	1150 l. skuffe
	{	1 » 19RB	—	500 l. »

Dagbrudd:	{	1 » P&H 655B	—	1200 l. »
	{	1 » 33RB	—	1000 l. »

Produksjon 40.000 tonn
pr. år + 140.000 »

Transp. utstyr: 15 — 20 tonns trucker

Etter 1967

Gruve og)
dagbrudd) 1 stk. CAT 988 — 4600 l. skuffe

Produksjon: 60.000 tonn
i 1971 + 200.000 »

Transp. utstyr som i 1967

Lasteutstyr frem til 1968

"Stenskogen"

Dagbrudd	{	1 stk. 54RB	—	1910 l. skuffe
	{	+ 1 » 38RB	—	1480 l. »

Produksjon i 1966: ca. 360.000 tonn

Transp. utstyr: 20 tonns trucker

Etter 1968

Laste-
utstyr { — 1 stk. CAT 988
{ Planen var 2 stk. CAT 988
{ Forandret til
{ — 1 stk. CAT 992

Produksjon
1.1. — 1.10. 1971 — ca. 650.000 tonn

Transp. utstyr — 1 stk. 50 tonns truck

Sprengning

Salvestørrelsen ned fra
25.000 til 12.000 tonn pr. salve

gav

- Lavere røys
 - Bedre fragmentering
 - Bedre såle
 - Mindre pakking av røysa
- dvs. lettere forhold for hjullaster

..... *Hvorfor omlegging fra
gravemaskin til hjullaster lasting?*

Informasjonsmøter

hvor de ansatte studerte
driften i bruddet.

- Sprengningsmetode
- Høyde av paller
- Vann i bruddet
- Såle i forhold
- Kjørere
- Kjøring

Hvilken metode gir

- 1 Laveste driftskostnader?

- 2 Høyest kapasitet pr. investert kr?

- 3 Høyest intern rente på investert kapital?

- 4 Størst driftssikkerhet?

- 5 Mest fleksibel drift?

- 6 Best alternativ anvendelse av utstyret?

- 7 Best arbeidsforhold?

- 8 Lettest utskifting? – Teknisk foreldelse – opp- el.
nedtrapping av produksjonen?

... Konklusjon ...

Erfaring (svar på spørsmål 1–8)

1. Driftskostnader

- | | | | |
|-----|-----------------|---|---|
| (1) | Res. delkostn. | – | Lik el. lavere enn før |
| (2) | Flyttekostnader | – | Eliminert |
| (3) | Dekk (gummi) | – | 988, 600.000 t/sett
= kr. 0,12/tonn
992, 1250.000 t/sett
= kr. 0,08/tonn |
| (4) | Skuffe | – | 1 basalt, som for dekk |
| (5) | Totalt | – | Lavere driftskostnader pr.
tonn nå |

2. Kapasitet pr. investert kr.

Ved sammenligning av utstyr
ca. 2,5 x mer pr. tonn ved anskaffelse
av gravemaskin enn hjullaster.

3. Intern rente

Beregningene er innfridd.

4. Driftssikkerhet

Avhengig av:

- 1) Kapasitet
- 2) Service – (innendørs)

CAT 988 Meget god.
CAT 992 I perioder ikke bra.
Etter visse forandringer/forsterkninger
– meget god.

5. Fleksibilitet

Langt større.
Driften er meget lettere.

6. Alternativ anvendelse

Foruten lasting brukes maskinen til:

Sålerensk (dozer eliminert i dag)
Snerydding
Annet lastearbeide
Løfteredskap
Tilfeldig anl. arbeide
Load and carry

7. Arbeidsforhold

Langt bedre og hyggeligere
Skikkelig bunn
Det er rent og ryddig
Større sikkerhet

8. Omsettelighet

Teknisk levealder blir kortere og kortere
Markedsstrukturen endres raskt — den må vi følge
Lettere å avhende

Antatt ressurskapasitet pr. time for CAT 992 under lasting i steinbrudd

Skuffevolum: 7,6 m³
Fyllingsgrad: 80 %
Omregningsfaktor fast/løs masse: 1,7
Faste m³ pr. skuffe: $\frac{7,6 \cdot 0,8}{1,7} = 3,6 \text{ (fm}^3\text{)}$
Gj.snitt tid for en lastesyklus: 0,65 min.
Ant. skuffer pr. time: $\frac{60}{0,65} = 92 \text{ (skuffer)}$

Ressurskap. pr. time: $3,6 \cdot 92 = 330 \text{ (fm}^3\text{)} \cdot 2,7 = 900 \text{ tonn/time}$

75 % effektivitet: $330 \cdot 0,75 = 248 \text{ (fm}^3\text{)} \cdot 2,7 = 670 \text{ tonn/time}$

Franzefoss produksjon pr. time: maks. 1000 tonn
gj.sn. 600 tonn

Driftsrapport CAT 992, Rana gruber

Fra: O.ing. Fjeld 10.7. 1971
Timeteller: 4000
Utlastet totalt: 1.865.000 tonn
Gj.snitt kap.: 470 tonn/time
Kap. gj.snitt: I tiden 1.1. — 10.7. 1971: 570 tonn/time
Utgifter: 29,7 øre pr. tonn eks. avskrivning og dekk
Dekk: 18 øre pr. tonn

Sum 47,7 øre pr. tonn

Gj.snitt levetid 1191 timer
Gj.snitt levetid første sett 1950 timer
Ett sett nedkjørt på 130 — 212 timer, noe som trekker gj.s. ned.

Meget vanskelige laste- og såleforhold, bl.a. 400.000 tonn utlastet i gjørme i 1971.

Sammenlikning gravemaskin (PH 1700)

Produksjon: 400 — 410 tonn/time
Lasteutgifter: 40 øre/tonn

Stipulerte kostnader CAT 992

basert på 600 tonn/m. time i produksjon

Avskr./renter	18 øre/tonn	basis kr. 110,—/time
Driftsutgifter	7 »	» » 40,— »
Dekk	10 »	» » 60,— »
Skuffe	3 »	erfaringsstall
Kjører osv.	2 »	

Daglige utgifter	40 øre/tonn
Rep. reserve	12 »

Kostnader	52 øre/tonn	
Adm./fortj. osv.	13 »	rundt tall

Lastepriis	65 øre/tonn
------------	-------------

Belastning med Brøyt X3 og X4

Sivilingeniør Reidar K. Bjerkan – Maskin A/S, K. Lund A/S

Innledning

Da brødrene Søyland nedkom med prototypen til BRØYT X2 så tidlig som i 1957 (fig. 1), var maskinen allerede dengang påtenkt som forgraver såvel som bakgraver, noe som senere har hatt stor betydning for utviklingen av de større maskinene BRØYT X3 og X4. De velkjente trekkene ved maskinen, så som enkelt og vedlikeholdsfritt understell parett med en helt ukonvensjonell bomkonstruksjon med indre bom festet bak svingkrans og sylindere foran, er senere blitt bibeholdt i hele BRØYT-linjen. Geometrien i bomkonstruksjonen gjør at kreftene, under arbeid med bom og skuff i røysa, blir reaktivt mottatt i midten av maskinen og gjør at den står støtt. Derfor kan lettvektene som BRØYT opererer relativt store skuffestørrelser i forhold til mer konvensjonelt bygde maskiner, være seg disse er hydrauliske eller wireopererte.

Vi er vel det land i verden som bruker mest sprengstoff pr. innbygger pr. år, nemlig 8,5 kg. Sverige ligger på mellom 5 og 6 kg, USA på 4,5 kg og Tyskland på 1 kg pr. innbygger pr. år. Dette angir jo også behovet av maskiner til berglating, et behov som inspirerte brødrene Søyland til å bygge en større maskin for de større oppgaver. Prototyp av BRØYT X3 så da dagens lys i 1964.

I 1967 begynte man så å utvikle bakgraveraggregat på BRØYT X3. Av stabilitetsmessige og geometriske grunner ble maskinen en god del større, og BRØYT X4 var et faktum.

Prototyper av BRØYT X4 med forgraver ble prøvet ved A/S Titania's dagbrudd på Telnes og på Sira-Kvina anlegget, der delvis også i tunnel.

I de siste fem år har jeg hatt fornøyelsen av å arbeide med eksport av BRØYT, særlig til Sverige og Storbritannia, to meget kravfulle og konkurransepregede markeder. Det var ikke lettere å introdusere maskinene i disse land enn det var her hjemme for 13–14 år siden. Likevel er ikke resultater uteblitt, idet over 1000 BRØYT nå er eksportert totalt, hvorav 500 til Sverige alene. Her hjemme går det vel 2000 BRØYT.

Land som Sverige, Sveits, Storbritannia, Østerrike og Norge avtar de fleste større maskinene, BRØYT X3 og X4, der de går i bl.a. gruber, i tunnel- og bergromsdrift, på vei-, flyplass- og industrianlegg, samt i dagbruddsdrift.

Vi skal i det følgende ta for oss maskinene etter tur, hvor bl.a. endel arbeidsrapporter fremlegges i korte trekk ledsaget av slides. Jeg har valgt å presentere maskinene mer fra brukssiden enn fra maskinteknisk side.



Fig. 1



Fig. 2

BRØYT X2B (fig. 2)

Denne er en videreutvikling av BRØYT X2 og kjennetegnes ved at den er hurtigere og kraftigere enn sin forgjenger, bl.a. er skyvekraft på indrebom sylinder øket opptil 100 %. Maskinen drives av en Perkins 6.354 81 HK (DIN) dieselmotor og er utstyrt med patentert ydelsesregulator. Som forgraver opererer den 1 m³ skuffe enten med leppe eller med tenner. Maskinvekten er kun 11 tonn, men erfaringer fra drift plasserer den kapasitetsmessig i samme klasse som en 25–30 tonns wiremaskin. I vanlig godt fragmentert røys og uvesentlig venting på dumper ligger kapasiteten på ca. 100 tonn pr. time.

Særlig i Storbritannia er denne maskinen blitt godt ansett som forgraver, idet over 50 BRØYT X2/X2B finnes i dagbruddsindustrien alene, og de største quarry groups opererer flere hver.

Her hjemme har også endel brukere oppdaget at BRØYT X2B er en billig opplastingsmaskin med god kapasitet. Den går både i dagbrudd og i skjæringsdrift på anlegg. Særlig har vel A/S Veidekke vært en flittig bruker.

BRØYT X3

Denne maskinen ble behandlet i mitt foredrag ved konferansen i 1966 vedrørende erfaringene fra Lierbakkene. Siden dengang er driftssikkerhet og kapasiteter øket betraktelig, og ca. 140 maskiner er nå i arbeid i flere land.

BRØYT X3 (Fig. 3) drives av en Volvo D100A dieselmotor på 127 HK (DIN). Den veier 23,4 tonn og erfaringene fra drift plasserer den i klasse med 60–70 tonns wiremaskiner.



Fig. 3

I vanlig godt fragmentert røys og ved uvesentlig venting på dumper ligger kapasiteten på ca. 300 tonn pr. time. Tømmehøyden er 4 meter og X3 passer godt sammen med dumpere opp til 27 tonn.

Standard skuffe er på 2,3 m³ utstyrt med leppe. Imidlertid er det i Sverige utviklet en 1,9 m³ med tenner som gir bedre kapasitet i dårlig fragmentert berg og tung røys.

Etter at A/S Veidekke's X3 s. nr. 7 hadde lastet ut forskjæringen til tunnelene gjennom Fosskollen i Lier, ble maskinen satt inn som hovedlastemaskin i tunnelene. Nøyaktig tid ble tatt ved utlasting av hver salve, fra maskinen ble transportert inn gjennom tunnelmunningen til den igjen kom ut i dagen. Venting og sålerensk inngår derfor i tiden. Den nødvendige sammenskraping av røys foregikk samtidig med inntransporten, og ble utført av en hjullaster, som ved siden av å være reservemaskin også utførte diverse service-oppdrag. Over hele perioden tunnel-drivingen pågikk, oppnådde man følgende gjennomsnittlige skiftnkapasiteter i Drammens-granitt:

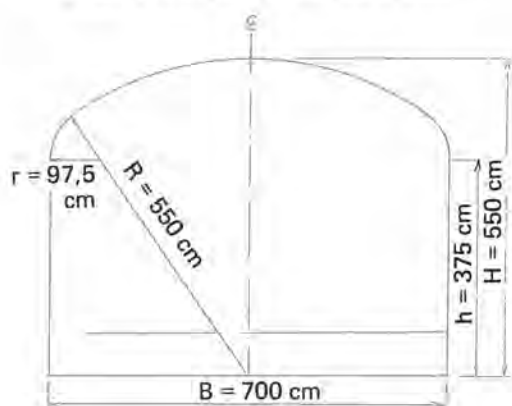
Krabbesportunnel, 42 m ² , 7,1 m bred:	55 f. m ³ pr. time
Hovedtunnel, 67 m ² , 11,6 m bred:	75 f. m ³ pr. time

I begge tunneler ble det lastet i KL 420 supplert med Scania Vabis DL 76. I krabbesportunnelen snudde KL 420 i tverrslagene mellom tunnelene, og fikk da en maximal ryggelengde på 200 meter. Total tunnellengde var 540 m på begge tunneler.

Vår erfaring fra dengang er at minimum tunnelbredde for BRØYT X3 er 7 meter. Se forøvrig tunnelskjema I og II.

Under arbeidet med motorveiparsellen Mastemyr-Vinterbro benyttet Ingeniør Thor Furuholmen A/S BRØYT X3 s. nr. 47 (fig. 3). I løpet av to år eller 4.850 motortimer lastet denne ut ca. 300 000 f. m³ jord i skjæringer, tilsvarende en

BRØYT X 3 som tunnellastemaskin.



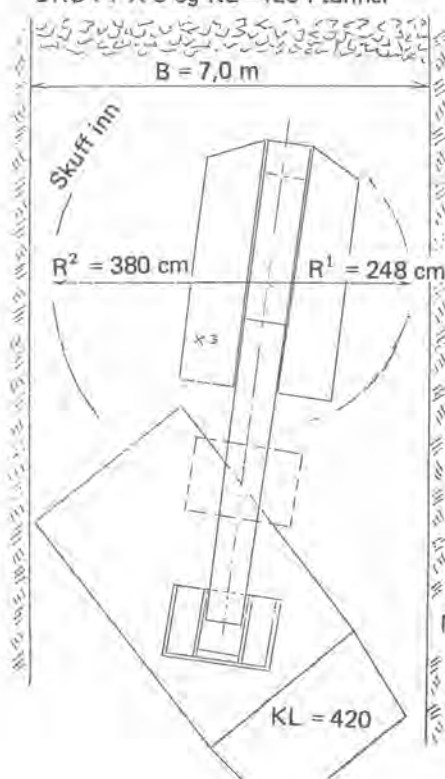
$M = 1/50$

Minimum tunnel area: 35, 5 m²

Minimum tunnel bredde: 7,0 m

Skisse I

BRØYT X 3 og KL-420 i tunnel



Skisse II

langtidskapasitet på 67 f. m³ pr. time. Anleggets oppfølging viste at reservedeler, slitedeler, gummi, Betten-belter, oppreparasjon av skuffer, verkstedlønn, samt overhaling ved anleggstidens slutt, utgjorde kr. 18,60 pr. motortime eller kr. 0,28 pr. f. m³ masse, derav 92,5 % berg.

Slagen Pukkverk har nå hatt BRØYT X3 s. nr. 43 i ca. 4 år, og den er fremdeles hovedlastemaskin etter ca. 10 000 timer.

I Sverige finnes ca. 30 BRØYT X3. De fleste eies av maskinentreprenører. De større entreprenørene leier så maskinene. Skånska Cementgjuteriet leide bl.a. inn fire BRØYT X3 til Uddkomp's anlegg på Verkø ved Karlskrona. SCG leier også inn BRØYT X3 og X4 til flere bergromsanlegg.

Boliden Gruvaktiebolag benytter BRØYT X3 i dagbrudd og underjord i Laisvall grube. Sistnevnte er utrustet med Mining Transportation's katalytiske platina-avgassrenser samt vannscrubber. Vannet fra scrubberen går i rør frem til dyser på skuffen for spyling av røys. De bruker 1,9 m³ skuff med tenner. Laisvall bryter blymalm med egenvekt 2,75. Med ventetider samt lange transporter ligger langtidskapasiteten på 200 tonn/time. Maskinen laster 450 000 tonn/år.

Norsk Hydro, Kjørholt grube bruker også BRØYT X3 underjord. Denne er drevet av en 125 HK el-motor, men utrustet med en luftkjølt dieselmotor på ca. 25 HK som driver en hydraulisk tannhjulspumpe, som leverer ca. 40 l/min, nok til å bevege maskinen for transport når el-kabel er koblet fra.

Mitchell Construction Co. Ltd., et av de større britiske entreprenørfirmaer, bruker to BRØYT X3 med katalytiske avgassrensere i tunnel- og bergromslasting ved Kariba North i Zambia.

I Storbritannia forøvrig finner vi et tyvetalls X3 i dagbruddsindustrien, hvor de fleste større quarry groups finnes blant brukerne. Den eldste BRØYT X3 i Storbritannia er s.nr. 37. Den ble levert i september 1967, og går i et granitt-dagbrudd i Nord-Wales tilhørende Kingston Mineral Group. Den er still going strong, og ledelsen regner med å bytte den ut mot en ny BRØYT X3 eller X4 om to til tre år. Den har nå gått ca. 8 000 timer.

BRØYT X4

Med forgraver er denne maskinen meget lik BRØYT X3. Den veier imidlertid 28 tonn, drives av en 200 HK (DIN) Caterpillar D333TC eller Volvo TD100A turboladet motor, og er utrustet med effektregulator.

Skuffen er kraftig bygget, men er fortsatt på 2,3 m³. Større krefter og raskhet gjør imidlertid at maskinen har større kapasitet enn X3.

Erfaringen viser at i vanlig godt fragmentert røys og med uvesentlig venting på dumper ligger BRØYT X4 på ca. 400 tonn pr. time, omtrent som en 90 tonns wiremaskin. Tømmehøyden er 5 meter, og maskinen passer utmerket sammen med 35 tonns dumpere. I vanlig godt fragmentert berg ligger lastetiden på en slik dumper på mellom 4 og 4,5 minutter. (fig. 4).

Vi kan ikke behandle BRØYT X4 uten å ta for oss St. Gotthard-tunnelen, som for tiden er den beste referanse. Med sine 16,3 km er den verdens lengste veitunnel, og den drives kun på to stuffer. Det er naturlig at entreprenørene som skal gi anbud på et slikt prosjekt studerer utstyr fra hele verden. Kravet fra entreprenørene var til å



Fig. 4

Fig. 5



begynne med en kapasitet på ca. 200 f. m³ pr. time. Med våre erfaringer kunne vi ikke love mer enn 200 løse m³ pr. time. Dette tall ble imidlertid gjort til skamme etter kort tids innkjøring.

Arbeidsfellesskapet Gotthard Nord (AGN) bestemte seg for to BRØYT X4 drevet med 180 Hk el-motor og med hjelpemotor som nevnt under BRØYT X3. Til utkjøring av massene ble valgt Caterpillar 621—PR 621 midtstyrte dumpere på 30 tonns nyttelast. Disse "skyter rygg" ved rangering på stuff, og rangeringstiden er så lav at BRØYT X4 kan laste direkte i neste truck uten å vente. Dette forklarer delvis de gode kapasitetstall som her fremlegges, etter studier tatt 27. januar i år. God fragmentering og dyktige førere, og ikke minst opplegget fra ledelsen er selvfølgelig også å kreditere.

Lastestudie:

Tunnel i granitt 70 m² tverrsnitt, salvelengde 3,1 m. Salve ca. 218 f. m³. Transport 200 m inn til stuff og kobling av el-kabel tok 10 min, som ikke er regnet inn i tiden (fig. 5):

Lastetid:	53,10 min — 64,0 %
Ventetid:	10,80 min — 13,0 %
Sålerensk:	7,00 min — 8,4 %
Profilrensk:	12,20 min — 14,6 %
	83,10 min — 100 %

Det ble lastet 23 dumperlass med gjennomsnittlig 9 skuffer pr. lass, og BRØYT X4 forandret posisjon 13 ganger.

Oppnådde kapasiteter:

Uten ventetid og profilrensk:	218 f. m ³ pr. time
Med ventetid og profilrensk:	157 f. m ³ pr. time

Ordre på fire lignende maskiner for levering neste år er allerede mottatt fra Sveits.
 I juli i år ble BRØYT X4 med Volvo TD100A dieselmotor prøvet i tunnel ved Bastuselsbygget i svensk Lappland av Statens Vattenfallsverk (fig. 5):
 Avløpstunnelens takort: 61,5 m².
 Dumpere: 3 stk. Cat 769 B, 32 tonns med forhøyede karmer,
 2 stk. Euc. R27, 25 tonns.

Oppstilling over salve 1:

	Min.	%	Min./Enh.
1. Lasting	98,2	58	0,34/skuffe
2. Sammenskraping, lemping			
u/lasting	20,5	15	0,09/tfm ³
Flytting u/lasting	4,0		
3. Venting på dumper	11,2	7	0,45/lass
4. Fremtransport før lasting	4,2		
Borttransport etter lasting	4,0		
Venting på salveskraping	7,1	17	28,6/salve
Sluttrensk av såle, stuff og			
vegger med BRØYT	13,3		
5. Avbrudd, forstyrrelser	5,5	3	
Total tid på salve	168,0	100	

Salvedata:

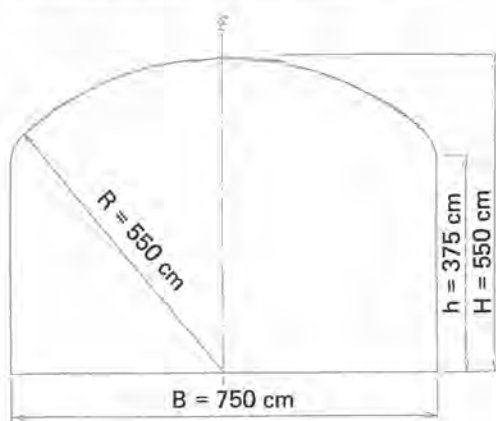
Inndrift	4,5	lm
Salvevolum	275,0	tfm ³
Antall lass	25	lass
Lassvolum, middelerdi	11	tfm ³
Antall skuffer	287	skuffer
Skuffefylling, middelerdi	0,96	tfm ³
Skuffefyllingsgrad	70	%
Salvekapasitet	98	tfm ³ /time
Øsekapasitet	170	tfm ³ /time

Det gikk lettere å laste Euc. R27 enn Cat 769B på grunn av mer klaring mellom dumperkasse og tunneltak.

Anlegget anså som store fordeler maskinens arbeidsområde og gode egenskaper ved maskinrensk av stuff og vegger samt sluttrensk av salven.

De mener videre at maskinen gir mulighet til lasting i mindre rom enn motsvarende hjullastere ved samme kapasitetskrav. Se tunnelskjema III og IV. BRØYT X4 trenger minimum 7,5 m sålebredde. Den eneste ulempen som ble rapportert var at BRØYT X4 ikke selv kan skrape sammen salven.

BRØYT X 4 som tunnellastemaskin



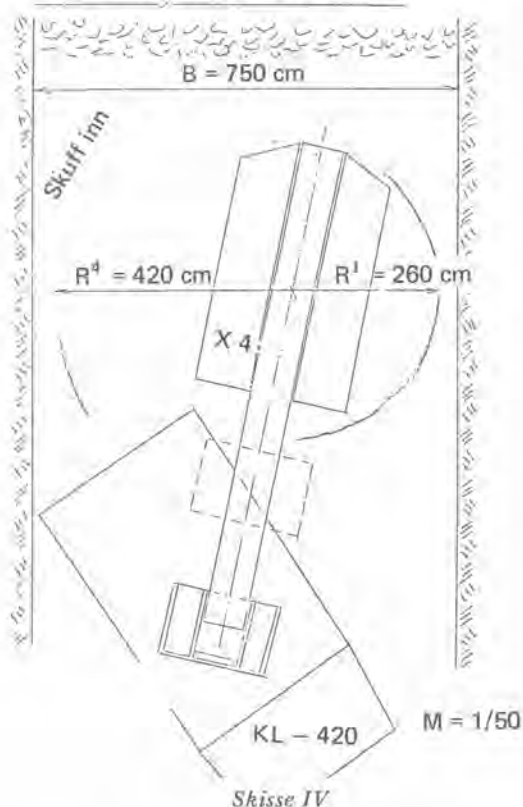
M = 1/50.

Minimum tunnel area: 37,5 m²

Minimum tunnel bredde: 7,5 m

Skisse III

BRØYT X 4 og KL-420 i tunnel



Skisse IV

I Storbritannia går det nå 6 stk. som alle er levert dette år, alle til større quarry groups. En demonstrasjon ble kjørt for Tunnel Cement Ltd., Cefn Mawr Quarry i Nord-Wales. Det ble lastet på 35 tonns Aveling Barford dumpere. Det ble levert over 200 tonn kalksten pr. time til kunser med over 50 % ventetid på dumpere.

Diverse opplysninger:

Maskinene har full mulighet til å "crowde" og fylle skuff oppe i røysa såvel som ved sålen (fig. 6).

Likeledes er det lett å fylle skuff ved lav røys. Ved hjelp av hurtigkjøringsventilen på hydraulikksystemet kan trykket pendles fra den ene siden av skuffesynderen til den andre meget hurtig ved bare å trykke på en elektrisk knapp på skuffespaken. Derved oppnår man den vippende bevegelse av skuffen som bedrer skuffefylling og penetrering av røysa.

Transport fra stuff til stuff og borttransport før sprenging er en enkel og hurtig operasjon (fig. 7).

Rangering på stuff er også fort gjort ved å flytte bl.a. sideveis.

Betten-belter (fig. 8) har i løpet av de siste fire år vist seg å være den best egnede dekkbeskyttelse på BRØYT, uansett modell, enkle eller dobbelte hjul. Slitasje på kammene etter 5000 timer har vist seg å være 1 mm.



Fig. 6

Fig. 7



Større blokk håndteres lett på grunn av skuffens utforming og bomkonstruksjonens geometri. Her håndterer en BRØYT X4 en blokk på over 12 tonn (fig. 9).

Sluttbemerkninger

Som alle maskiner, har også BRØYT både fordeler og ulemper. Særlig ved en så vidt ukonvensjonell maskin som her er omtalt, vil mange forskjellige meninger gjøre seg gjeldende, og mange brukere vil legge vekt på forskjellige ting i positiv eller negativ retning.

Da BRØYT X3 ble utviklet prøvet man å kombinere de beste egenskaper ved shovelen og den 360° svingende gravemaskin, nemlig skuffeutforming og svingmulighet, for å redusere cyklustiden ved lastning. Man gikk enda så langt som å prøve å finne et nytt navn på "tingen".

De første BRØYT X3 var, som alle nyfødte maskiner, beheftet med mange barnesykdommer. Det er imidlertid riktig å si at den nå er blitt meget driftsikker.

Fig. 8

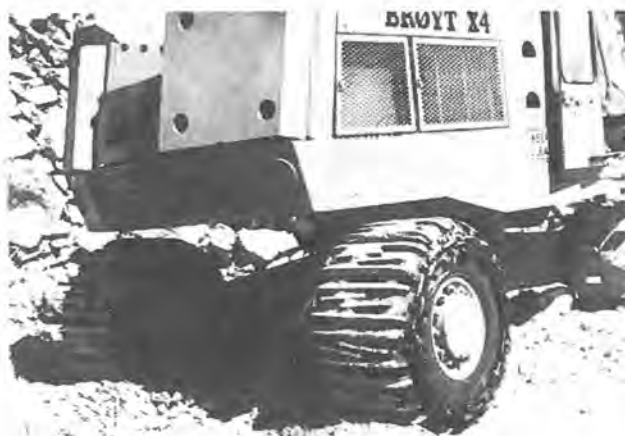


Fig. 9



Erfaringene fra X3 ble til fulle benyttet da BRØYT X4 ble utviklet og har gavnet denne.

I fremtiden vil miljøvernet mer og mer komme inn i bildet. De mulighetene vi har til å benytte elektriske motorer og avgassrensere vil sikkert derfor bli mer og mer aktuelle i tiden fremover.

I mitt forrige foredrag stilte jeg til slutt spørsmålet om hvor stor en hydraulisk opplastingsmaskin av denne spesielle typen kan bygges uten at vesentlige fordeler går tapt. Med BRØYT X4 har vi i et hvert fall, etter min mening, ikke kommet nærmere svaret når det gjelder berglasting.

Hjulunderstellet med jernhjul og Betten-belter paret med bomkonstruksjonens geometri kan bare gi bedre stabilitet og kapasitet i lasting jo større og tyngre maskinen bygges.

Det er uhyre interessant å arbeide med en ukonvensjonell maskin som BRØYT, og selv om man møter motgang er det moro å være med. Jeg vil gratulere brødrene Ingebret og Kristian Søyland med idéen, som viser seg å stå for konkurranse i verdensomfang.

Erfaringer med grove hammerborutrustninger

Sivilingeniør Sigmund Bjørgum — Ingeniør Thor Furuholmen A/S

1. Generelt

De erfaringer med grovt hammerborutstyr som vil bli presentert i dette innlegget er hentet fra intensiv steinbruddsdrift de siste fire sesongene — 1968 til 1971.

Steinbruddsdriften inngår som del av to større damfyllingsoppgaver:

1. Valevannsdammen fra Sira-Kvina utbyggingen, utført av Ingeniør Thor Furuholmen A/S og A/S Høyer-Ellefsen i interesse-fellesskap 50/50.
2. Dam Viddalsvann, fra Aurlandsutbyggingen hvor Ingeniør Thor Furuholmen A/S har stått for utførelsen alene.

Målsettingen har vært å foreta en teknisk—økonomisk sammenlikning ved den nettopp nevnte drift mellom de to riggtyper som har utgjort hovedkomponentene i denne driften.

Samtidig gjøres det visse refleksjoner over drift med en alternativ rigg av tilsvarende type. Disse refleksjoner er delvis basert på data fra studierapport vennligst utlånt fra Ingeniør F. Selmer A/S og delvis basert på egne overslag.

Det skal anføres at et hvert driftsresultat er direkte avhengig av driftsopplegget og andre lokale forhold som måtte karakterisere driften. Det advares derfor mot senere uforbeholden bruk av de oppgitte data i det disse i tillegg også er preget av innleggets målsetting.

2. Presentasjon av utstyret

De utrustninger som vil bli behandlet er utelukkende 1 manns betjente beltegående borvogner påmontert hammerbormaskiner med stempeldiametre 4 1/2", 5" og 5 1/2". Luftforbruket for disse maskinene vil ligge på fra 17 m³/min til 35 m³/min.

a) ATD — 3100A m/bormaskin PR 123 J

Fig. 1, viser den minste av de anvendte rigger — Gardner Denver Air Trac — 3100 A m/bormaskin PR 123 J. Tilsvarende rigg — Atlas Copcos Roc 600 — ble kjørt parallelt på Valevannsdammen. Disse rigger anvendes med 1 1/2" skjøteborutstyr for boring av 2 1/2" til 3" borhull. De er bygget for såvel ligge- som stenderboring og

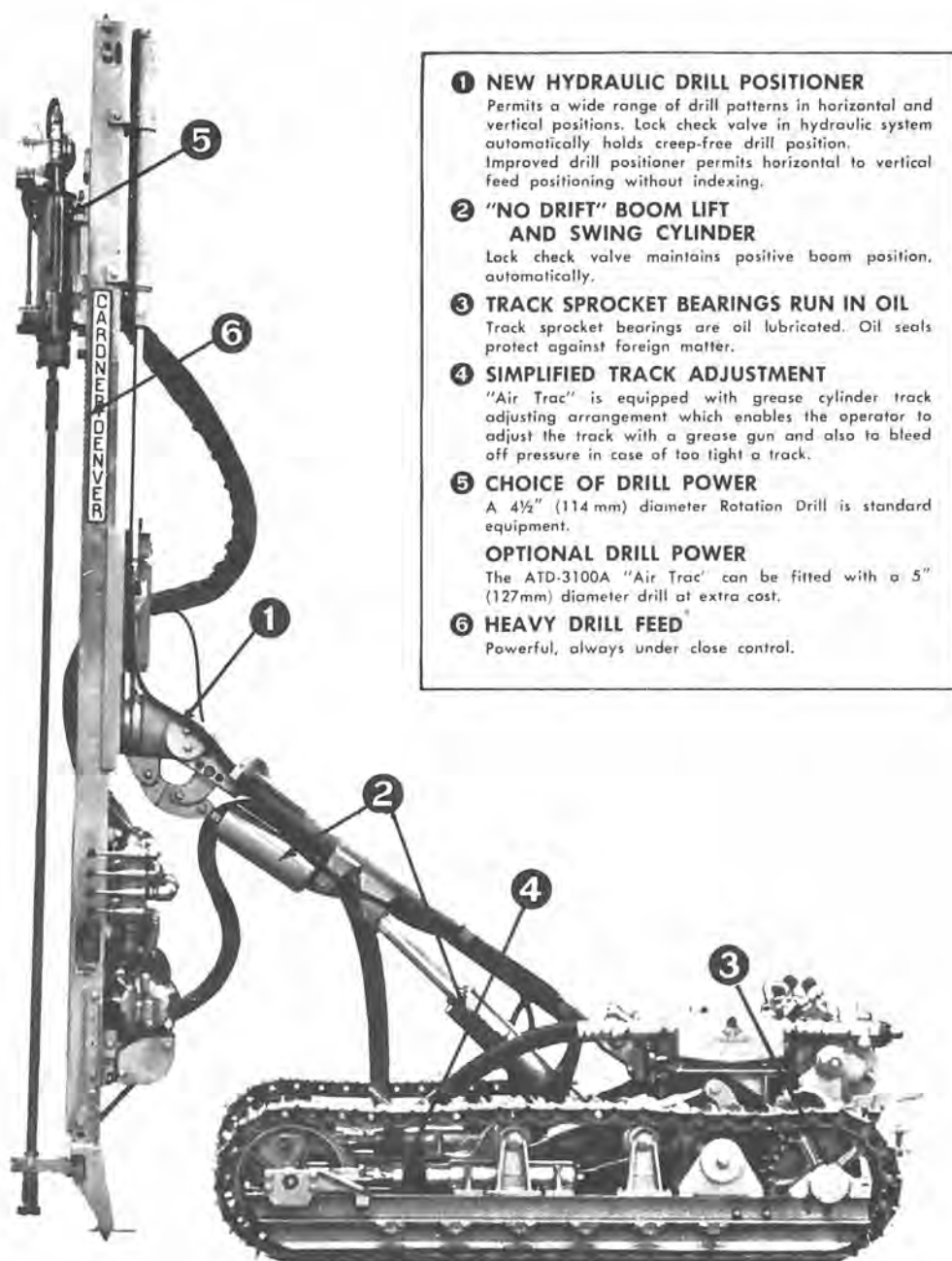


Fig. 1

kan anvendes for relativt dype borhull. Laveste bormeterkostnader vil normalt ligge ved borhullsdybde mellom 12 og 15 m.

Påmontert trykkluftvinsj er den anvendbar selv i svært ulendt terreng og tør, blant hva som tilbys på markedet i dag, være den mest ideelle rigg for større fjellsprengningsoppgaver i åpen dag.

Denne riggen har etter hvert fått alminnelig innpass over hele landet og tør være kjent for dette forum – nærmere presentasjon ansees derfor ikke nødvendig.

b) ATD 3100 A m/bormaskin PR 133 J

Dersom den nettopp presenterte riggen påmonteres en bormaskin med 5" stempel-diameter – Gardner Denvers PR 133 J – får man en utrustning som har vært prøvd av enkelte entreprenører her hjemme de siste årene.

Det umiddelbare inntrykk av denne utrustning er at kombinasjonen ikke er riktig. Borvognen virker lett for den tyngre bormaskinen.

Samtidig vil valg av skjøteborutstyr bli uheldig i det man, for å unngå håndteringsvansker, helst anvender 1 1/2" utstyr og ikke 1 3/4" som er foreskrevet for bormaskinen.

Jeg kan dessverre ikke referere til egne erfaringer med denne utrustningen. Hva som derfor anføres er innhentede opplysninger fra leverandør og noen av de entreprenører som de siste årene har prøvd riggen.

Til tross for de betenknninger man måtte ha er løsningen likevel interessant spesielt fordi det er en relativt billig rigg.

c) HDC – E m/bormaskin PR 143 J

Fig. 2, dette er den største av denne type rigger som tilbys på markedet hjemme i dag.

I hovedtrekkene er det en avansert storebror av ATD-riggen. Den har en total vekt på ca. 10 tonn, – bomhøyde på ca. 10 m. All flytting mellom borhullene bør foregå med bommen nedlagt. Hvert av beltene er utstyrt med uavhengige luftmotorer. Som de mindre riggene er bommen hydraulisk innstillbar i sideretningene, frem-, respektive bakover og aksialt.

Riggen er utstyrt med Gardner Denvers bormaskin PR 143 J for borhulldiameter opp til 6" – det ansees likevel ikke lønnsomt å gå over 5". Det anvendes fra 2–2 1/4" borutstyr med 20 stenger.

De tunge stengene er opplagt i en hydraulisk manøvrerbar stangreol påmontert maskinen og håndteres da lettvtint av en mann.

All manøvrering av rigg og maskin foregår fra betjeningspanelet fremme.

Maskinen kan, og er også av oss, anvendt ute i rimelig terreng, men bør helst operere på flat såle.

Etter å ha hatt to rigger i full drift gjennom fire sesonger, kan vi bare si at de erfaringer vi har gjort fullt ut svarer til de forventinger som ble stillet til riggene da disse ble innkjøpt. Det er robuste og pålitelige maskiner. En vesentlig årsak til den høye grad av disponibilitet ligger sikkert i maskinens størrelse og tyngde idet behandlingen av disse tyngre riggene vil være svært forsiktig sammenliknet med den behandling den langt lettere ATD-riggen ofte utsettes for.

3. Driftsopplegget

For å gi et bedre grunnlag for senere sammenlikning av de erfaringsdata som vil bli presentert skal jeg kort gå igjennom opplegget for den drift disse erfaringsdata er hentet fra.

Referansen er resultatet av uttak av 2,3 mill. fm³ fjell, gneis av normal hårdhetsgrad og sprengbarhet. Driften var typisk sesongbetont med kontinuerlig tre skifts drift av tydelig intensivt preg.

Det var ikke satt spesielle krav til steinstørrelsen som krevde særlige hensyn til bor- og sprengningsopplegg. Fjellet er derfor tatt ut med henblikk på rasjonell sprengning og lastning.

Driften var dekket av egen formann og stikningshjelp. I gjennomsnitt har 2 HDC-rigger og 3–4 mindre rigger vært i kontinuerlig drift med en borer pr. maskin. Lading og spretting dekkes av eget mannskap.

Reparatør og borsliperdekning på alle skift.

Det er blitt anvendt sentralt elektrisk trykkluftopplegg med enkelte dieselpresser til div. arbeid i bruddet.

All åpning av bruddene er utført med de mindre riggene mens HDC-riggene stort sett er konsentrert til de horisontale hovedpaller.

Pallhøyden er søkt holdt til 15 m – salvestørrelsene til 3–4 raster for 5" hull og 4–6 raster for 3" hull.

Alle borhull er nøyaktig utstukket og påført sitt huldyp – det er anvendt 1 m og 0,75 cm underboring for henholdsvis 5" og 3" hull.

Av hensyn til enklere innstilling av riggene er alle borhull på Dam Valevatn satt vertikalt. Ved Dam Viddalsvatn er hullene lagt på kast 1 : 8. Forsetning og hullavstand for 3" og 5" hull ble etter forsøksdrift satt til henholdsvis 2 x 3m og 3 x 6m.

Lading av 5" hullene er utført med slurry som bunnladning og i stor utstrekning slurry også som pipeladning. Slurry som pipeladning har lett for å gi for stor sprengstoffkonsentrasjon i pipen.

Lading av 3" hullene er utført med gummidynamitt som bunnladning og geomit som pipeladning.

Tenning av begge typer hull er utført med elektriske millisek.-tennere.

Ved initiering av slurry er det anvendt 360 gr. primer og tenner med forsterket isolasjon. Dette for å gi ekstra beskyttelse mot evt. skader og derved unngå overledning i slurry-laken.

5. Kommentarer til sprengningskostnader i oversikt pkt. 4.

De anførte kostnader er alle direkte kostnader.

I Maskinkostnader

1. Kapitalkostnader: Basert på

riggene	ATD	—	3100 A m/PR 123 J	Kr.	180.000,—
	ATD	—	3100 A m/PR 133 J	»	200.000,—
	HDC	—	E m/PR 143 J	»	400.000,—

Kapitelkostnadene er regnet etter "Svenska byggnadsentreprenadföreningens" Maskinlista. Det er tatt hensyn til 3 skifts drift og rentebelastning, 8 % i vinterhalvåret — 6 mndr. Dette vil være ugunstigst for de minste riggene i det deres anvendbarhet er større.

2. *Reservedelskostnader:* Disse er for den minste og største riggen hentet fra ført driftsstatistikk. For PR 133 J er reservedelskostnadene anslått og satt, regnet i kr/fm^3 , til middelet av de samme kostnader for den lille og store riggen.

Fra Valevann var reservedelskostnadene for HDC riggene svært lovende. Bildet har naturlig nok forandret seg etter hvert som bormetertallet pr. rigg har øket. Regnet i kr/fm^3 vil den likevel være gunstigere enn de mindre riggene.

II Trykkluft

Trykkluftkostnadene uttrykt i kr/fm^3 er ved disse arbeidene regnet like store for de tre riggene i det det kan vises at forholdet mellom deres luftforbruk er lik deres forhold mellom utboret hullvolum pr. tidsenhet.

OBS. ikke riktig ved mindre opplegg.

III Materialkostnader

Borutstyrkostnadene viser et tydelig utslag til fordel for den tynge riggen. Noe av årsaken er utvilsomt at utstyret til de lettere riggene ved åpning av bruddene er utsatt for en langt ublidere og skjødeløs behandling, fastboring osv., enn utstyret for de tynge riggene som på de åpne pallene går i bedre fjell. Det forklarer likevel ikke hele forskjellen og driftsstatistikken viser derfor at det grovere utstyret generelt er mer lønnsomt.

Borutstyrskostnadene som er oppgitt for PR 133 J er anslåtte kostnader — gjennomsnittet av samme kostnader for 3" og 5" hull.

2. *Forskjellen i sprengstoffkostnadene* beror bare på bruk av slurry som bunnladning i 4" og 5" hull — for 3" hull er det av sprengningstekniske hensyn anvendt gummidynamitt.

Pipeladningen er for alle hullene geomit — totalt sprengstofforbruk $0,60 \text{ kg}/\text{fm}^3$ — herav

3" hull	$0,30 \text{ kg}/\text{fm}^3$	dynamitt	4" og 5"	$0,35 \text{ kg}/\text{fm}^3$	slurry
	0,30	»	geomit	0,25	» geomit

Amolex er stadig prøvd anvendt som pipeladning. Ser en bort fra problemene med vann i hullet viser de erfaringer vi har gjort at man ikke får redusert sprengstoffkostnadene ved bruk av amolex fremfor f.eks. geomit i pipen. Dette har sin årsak i at sprengstofforbruket målt i kg/m^3 ved anvendelse av løs amolex blir så meget høyere enn ved anvendelse av geomit at selv ikke den relativt store prisforskjell mellom dem oppveier dette.

IV Lønnskostnader

Av alle delkostnadene vil lønnskostnadene for boring gi det største utslaget til fordel for de større riggene.

Dette er ventet og har naturlig nok sin årsak i disse riggers større kapasitet.

Utslaget gjør seg gjeldende — om enn ikke i samme grad — også for lønnskostnader for lading og reparasjoner.

De totale sprengningskostnader er summert i punkt VI.

Differansen i de oppførte totale sprengningskostnader for drift med 3" og 5" hull

uttrykker tydelig den større lønnsomhet ved anvendelse av større rigger for arbeider av dette omfang.

Betrakter man de oppførte totale sprengningskostnader for 3", 4" og 5" hull finner man en relativt større lønnsomhet ved sprang fra 3" til 4" hull enn fra 4" til 5" hull.

Her skal det imidlertid presiseres at flere av de antydende kostnader for 4" hull — jeg viser spesielt til kapitalkostnader, reservedelskostnader og borutstyrskostnader — er svært usikre.

Man vil se at de totale maskinkostnader for denne riggen faktisk er mindre enn for den største riggen.

Dens anvendelighet er likeså langt større og jeg er derfor overbevist om at denne riggen med riktig borutstyr ved svært mange av våre sprengningsoppgaver av midlere og til dels relativt stort omfang vil oppvise den største grad av lønnsomhet.

Man vil aldri ved disse typer av sprengningsoppgaver komme unna en kombinasjon av mindre og større rigger.

Avhengig av sprengningsoppgavens art og omfang må man ut fra et lønnsomhets-kriterium finne den riktige fordeling av disse riggene.

SPRENGNINGSKOSTNADER VED PALLDRIFT

Kostnadsvariasjon ved forskjellige hulldiameter

Hulldiam.	3"		4"		5"		Anm.
	kr/bm	kr/fm ³	kr/fm ³	kr/fm ³	kr/fm ³	kr/fm ³	
I Maskinkostnader							
1. Kapitalkostnader	3,00	0,60	3,50	0,35	7,00	0,45	1. Pallhøyde 15 m.
2. Reservedeler	1,50	0,30	2,60	0,25	3,00	0,20	2. 3", 4" og 5" borhull med henholdsvis bor-maskinene PR 123 J, PR 133 J og PR 143 J.
		0,90		0,60		0,65	3. Borsynksforhold 3" : 4" : 5" henholdsvis 7 : 6 : 5.
II Trykkluft	1,50	0,30	3,10	0,30	4,60	0,30	4. Kostnader for 4" borhull anslått.
III Materialkostnader							5. Normaliserte kostnader.
1. Borutstyr	3,25	0,65	5,60	0,55	7,25	0,47	
2. Div. forbruksmateriell	1,00	0,20	2,00	0,20	3,00	0,20	
3. Sprengstoff		2,00		1,65		1,65	
4. Tennmidler		0,12		0,12		0,08	
		2,97		2,52		2,40	
IV Lønnskostnader							
1. Boring	3,45	0,68	4,30	0,42	4,90	0,32	
2. Ladearbeid		0,20		0,17		0,15	
3. Reparatør inkl. sliping		0,35		0,21		0,15	
4. Spret, inkl. driv.rigg		0,25		0,25		0,25	
		1,48		1,05		0,88	
V Div. Maskinarb.		0,30		0,30		0,30	
VI Sum I + II + III + IV + V		5,95		4,77		4,53	

Fotoprofilering av trykksjakter

Sivilingeniør Ragnar Schach — Kontor for Fjellsprenningsteknikk

Siden Kontor for Fjellsprenningsteknikk høsten 1969 fikk konstruert en ny skjerm for en fotoprofilering av trykksjakter, har vi nå fått samlet endel materiale som viser konstruksjonens berettigelse idet denne for trykksjakter vedkommende er de andre metoder overlegen i hurtighet og nøyaktighet og vil således bli billigere å utføre.

Skjermen og korreksjonstabellen er tidligere omtalt i "Bygg nr. 4" i april 1970 men skal vises igjen her, foto 1 og 2. Skjermen har en diameter på 30 cm og en rettvisklet forsølvlet reflektor som kaster lysstrålen ut gjennom en 1 cm's åpning.

Lyskilden er en multi elektronblitz med kapasitet 500 bilder på halv styrke og 250 bilder på hel styrke.

Åpningen for elektronblitzen er avblendet for å begrense spredelyset mest mulig, og åpningsvinkel på blitzreflektoren settes på 50 °.

For kontroll av målestokken på profilene er benyttet en alluminiumsstang regulerbar i trinn på 50 cm fra 0.5 m til 3 m, alt etter tverrsnittets størrelse. Endene på stangen er bøyet inn i lysspalten og i endene forsynt med vertikale, tynne pigger.

For å lette nummereringen av profilene bruker vi et batteridrevet telleapparat som



Fig. 1

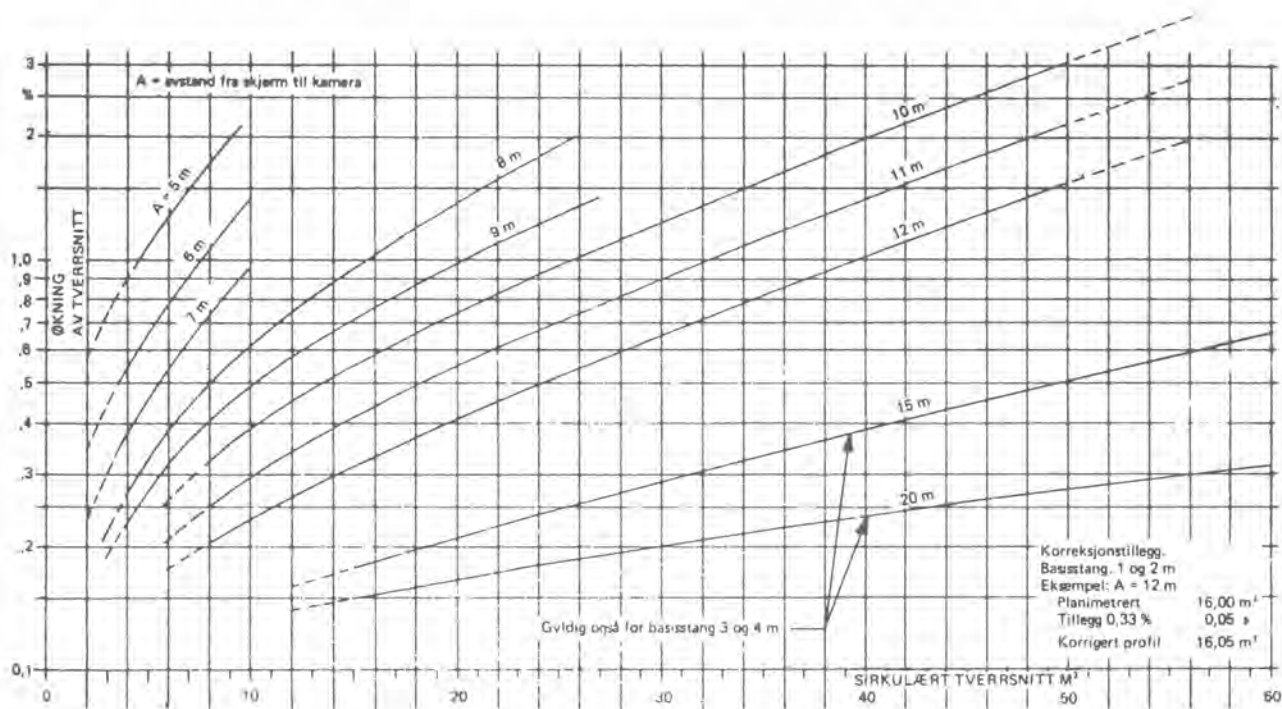


Fig. 2

betjenes av fotografen med en trykk-kontakt. Fotografiene taes hos oss med en Pentaks 1/1.4 – 50 mm brennvidde på en hurtig film Tri-x med hastighet 27 DIN. For et profil som taes på 10 m's avstand bruker vi blender 5.6 og full styrke. Resultatet kan sees på fig. 3. Avstand fra profil til fotoapparat bør i hvert tilfelle avpasses etter tunnel-bredden og tunnel-høyden.

Ved en filmhøyde på 24 mm bør man ikke benytte mere av filmen enn 18 mm, da det har vist seg flere ganger at det har blitt så meget overfjell at vi ikke hadde fått med hele profilet hvis vi skulle regnet med at det teoretiske profil skulle dekke de 24 mm. Skissen som vi setter opp før hver fotografering ser ut som på fig. 4.

Som vi så av korreksjonstabellen, fig. 2, utgjør det prosentvise tillegg vi skal øke tverrsnittet med, meget små verdier i forhold til den feil vi får ved å ta gjennomsnittet for hver 5. eller 10. meter av tunnelen, så på profiler over 10 m² tror jeg man kan se bort ifra dette tillegg.

Vi har prøvet ved sjakter, hvor man senere skulle støpe inn røret og regne ut nøyaktigheten av profileringen, men ved to nesten like sjakter hvorav den ene hadde 30 % overmasse, og den andre 55 % overmasse, viste den første etter innkjørt betong at det fotoprofilerte profil var ca. 4 % for stort og den andre at fotoprofilet ga nærmere 10 % for lite tverrsnitt. I det siste tilfelle var det meget stor differens mellom profilene og store partier som var rast ut. Dessuten fikk folkene akkord på m³ innkjørt betong og man kan ikke være sikker på at vaggan var full hver gang, så her kan det også være en stor feilkilde.

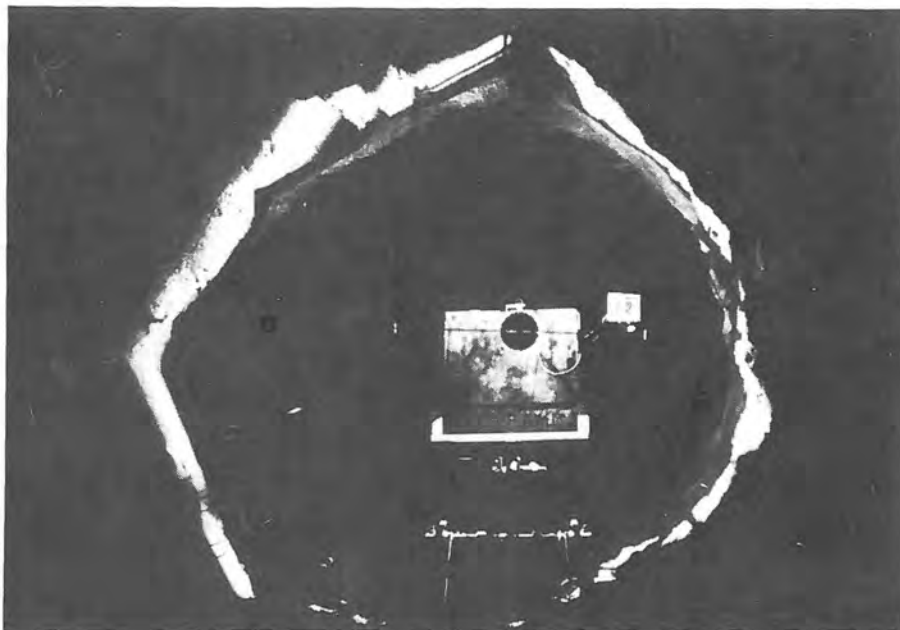


Fig. 3

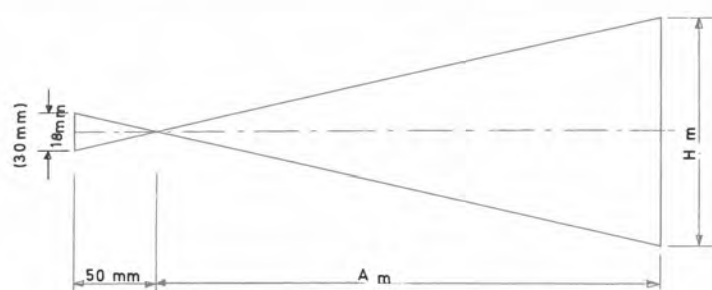
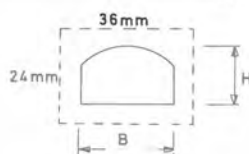


Fig. 4

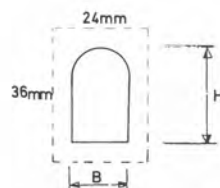
$$A = \frac{50}{18} \cdot H = 2,78 \cdot H$$

$$\text{NÅR } B \lesseqgtr 1,5 \cdot H$$



$$A = \frac{50}{30} \cdot H = 1,67 \cdot H$$

$$\text{NÅR } H \lesseqgtr 1,5 \cdot B$$



VI GÅR ALLTID UT FRA STØRSTE HØYDE ELLER BREDE OG HVILKEN
VEI VI MÅ HOLDE FOTOAPPARATET FOR Å FÅ MED DEN
STØRSTE VERDI AV B ELLER H.

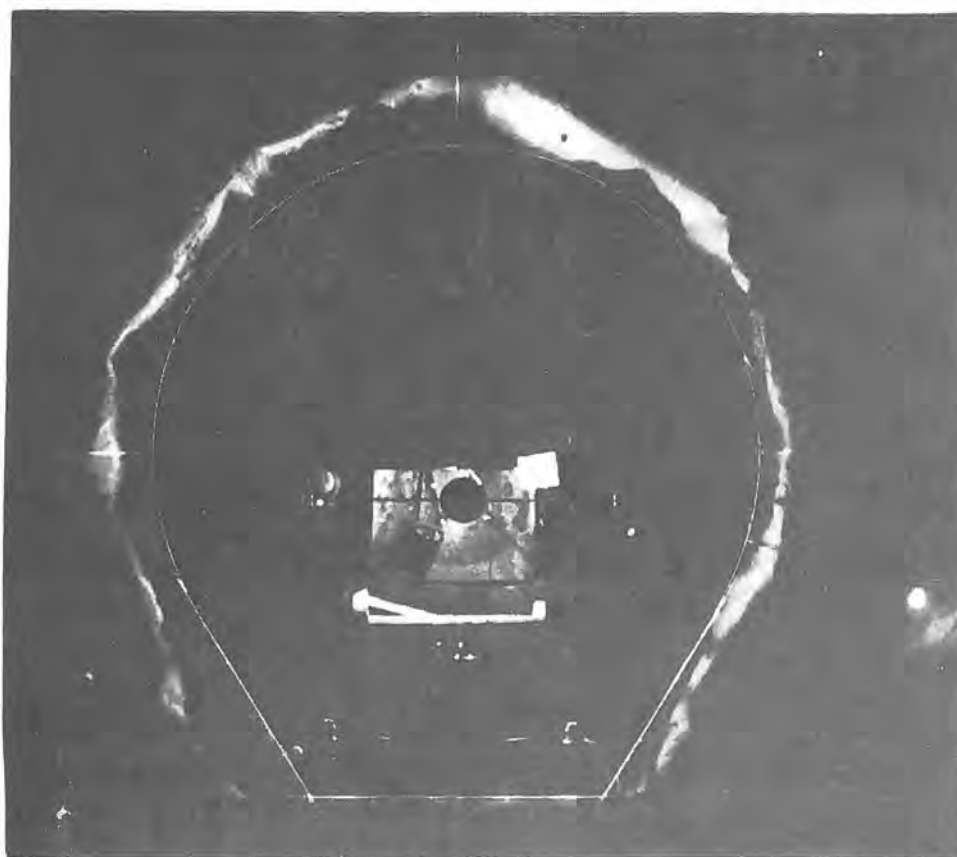


Fig. 5

I første tilfelle var tunnelen meget jevnere drevet på grunn av betydelig bedre fjell enn i den andre sjakten og her var det byggherren og ikke entreprenøren som sto for utstøpningen.

Skal man kunne stole helt på en fotoprofilering bør avstanden mellom profilene være kortest mulig og forskjellen i kvadrat mellom to påfølgende profiler helst ikke være over 25 %.

Selve fotoprofileringen av en sjakt på 500 meter regner jeg med skulle være utført på 1 1/2 time, men riggen kan nok ta en 2–3 timers tid. Vi tar alltid profilene ovenfra og nedover og benytter to traller. På den øverste trallen sitter fotografen og på den nederste er montert skjerm, telleapparat og blitz-utstyr. Mellom trallene henger ledning for betjening av telleapparat og blitz-ledning som hvis avstanden er over 10 meter må være tykkere enn vanlig. Skjermens høyde over skinnegang måles så man senere kan få tegnet inn det teoretiske profil, se fig. 5.

Skal det skrives en fyldig rapport med utredning om grunnen til den store overmasse blir omkostningene større da man under fotograferingen må sette opp en beskrivelse av fjellet, se fig. 6, og ved utarbeidelsen få denne inn på et lengdeprofil med inntegnede tverrprofiler som kan gi forklaring på hovedtyngden av overmassen, se fig. 7.

Fotoprofil, nedover	Fargebilde, oppover	Pel nr. skinnegang	Rel. vurdering av fjellet										Tverrsnitt m ²	Rørsjakt
			Kvartsitt	Amfibolitt	Storblokket	Småknust, småslep.	Større slepper	Råtaslepper	Vannførende	Sprøytebetong	Bolter, bånd, nett	Støp		
21		105											14.92	
	22		x			x						x		
22		110											14.48	
	23		x			x								
23		115											13.45	
	24		x			x						x		
24		120											13.25	
	25		x									x		
25		125											14.25	
	26		x			x								
26		130											15.33	
	27		x					x				x		
27		135											13.43	
	28		x									x		
28		140											13.70	

Fig. 6

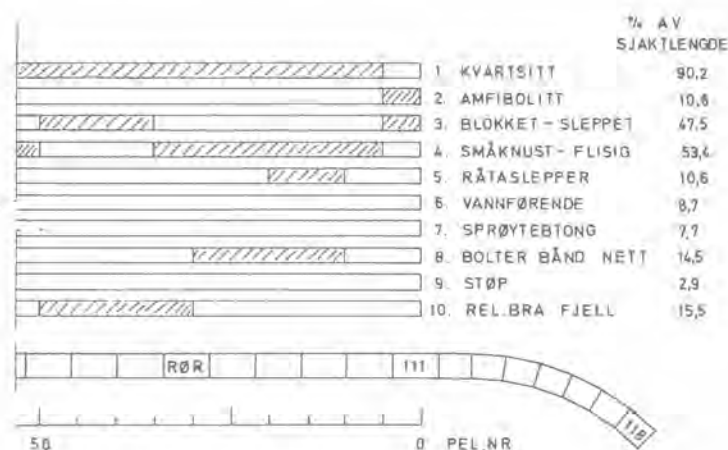
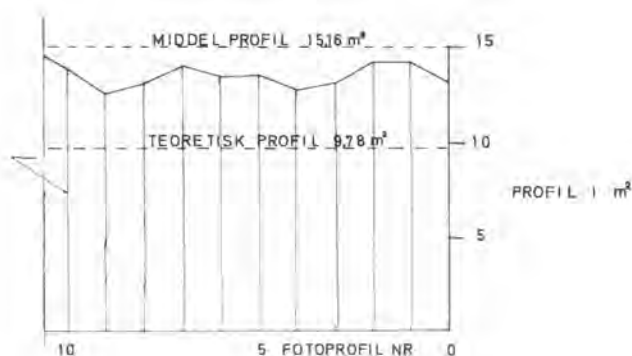


Fig. 7. Profilfotografering



Overmassen i en tunnel regner vi med kan skyldes 3 hovedfaktorer:

1. Overfjell som skyldes sprengningsplanen. Bormaskinene bygger jo endel og det må jo bores huller i kransen som vil ha en viss vinkel med tunnelens lengdeakse. Vi får derfor et boravvikstillegg og dette må i alle fall belastes entreprenøren.
2. Overfjell som skyldes naturforholdene kan noenlunde regnes ut og bør i de fleste tilfeller belastes byggherren, avhengig av kontraktens ordlyd.
3. Overfjell som skyldes unøyaktig boring, for stor hullavstand og forsetning, og for kraftig ladning, kan også stipuleres etter nøye gjennomgåelse av tunnelen og profilene og må belastes entreprenøren.

Prisen på en sjaktfotografering er naturligvis avhengig av hvor i landet dette skal utføres. Etter dagens priser vil selve riggen, fotografering, fremkalling og opptegning av profilene *uten* reiseutgifter, men med vanlig rapport komme på ca. 5.50 kroner pr. meter for en 300 meter's tunnel, ca. 4.00 kroner pr. meter for en 450 meter's tunnel og ca. 3.00 kroner pr. meter for en 600 meter's tunnel. Her er regnet med 5 meter mellom profilene og arbeidet utført med skinnetransport.



Fig. 8



Fig. 9



Fig. 10

For fotoprofilering av vanlige tunneler vil prisene med skinne- eller biltransport av utstyret, se fig. 8 og 9, ligge på ca. 5.00 kr./m for en 500 meter's tunnel og ca. 2.50 kr./m for en 1200 meter's tunnel uten spesialrapport. Her er regnet med 10 meter's avstand mellom profilene, se fig. 10. De oppgitte priser refererer seg til timesatser på kr. 75.— pr time.

Som en kuriositet kan nevnes at ved profileringen av 2 like store tunneler som sto i 90 °'s vinkel på hverandre, den ene parallell og den andre perpendikulært på lagdelingen, viste det seg at hvor det ble drevet perpendikulært på lagdelingen fikk man et mindre profil men større inndrift enn den annen tunnel. Borrigg, salveplan, sprengstoff-forbruk og folkene var de samme på begge tunneler.