

F O R E D R A G  
fra  
KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK  
Oslo, 16. og 17. november 1967

Arrangør :  
NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK  
TILKNYTTET N.I.F.

INNHOLDSFORTEGNELSE

---

Foredrag nr.

Rapport om arbetsfysiologisk och yrkeshygienisk undersökning av anläggningsarbeten under jord	
Intendant M. Halén, Sveabund	I
Spredte resultater av støvmålinger ved norske fjellanlegg	
Sivilingeniør Hans Korsvold Trondheim Ingeniørvesen	II
Foreløpig forslag til formel for beregning av yrkeshygienisk grenseverdi for vektkonsentrasjonen av kvartsholdig støv i arbeidsluft	
Overingeniør J. Jahr, Yrkeshygienisk Institutt	III
Bolting i moderne anleggsdrift	
Sivilingeniør Tron Jorstad Ing. Thor Furuholmen A/S	IV
Erfaringer med ANOL-sprengninger i Malmberget	
Sivilingeniør Knut Sørensen, L.K.A.B., Malmberget	V
Orientering om slurrysprengstoffer	
Bergingeniør Ivar Dybdahl, Titania A/S	VI
Orientering om undersökelse av borsynk og hårmetallslitasje som funksjon av hulldybden - forsök med slipefri borkroner (vortekroner)	
Sivilingeniør Elling Ellingsen, Ing.F. Selmer A/S	VII
Rigg for utdypningsarbeider i fjell og hårde masser	
Overingeniør B. Borhaug, Statens Havnevesen	VIII
Rigger for store dagsprengninger	
Sivilingeniør Knut Tovshus, Ing. F. Selmer A/S	IX
Nytt om borriger - Montabert "Le Pantofore"	
Ingeniør Edgar Forsberg, NVE Statskraftverkene	X
Nytt om borriger	
Sivilingeniør Hjaardemaal, A/S Ingeniørbygg	XI
Nytt om borriger	
Ingeniør Rolf Mathiesen, Atlas Copco A/S	XII
OLA-RIGGEN traktormontert borrigg for traktor frontlaster, bakmontert gravemaskin og midtmontert tønnerlaster	
Ingeniør Ole Øverland, Firma Gustaf Aspelin	XIII

Erfarenheter från tätnings av tunnelar med hjälp av injektering och sprutbetong	XIV
Direktör Bertil Sandell, Norsk Besab A/S	
Om sprøytebetong som driftsforsterkning og om bruk av injeksjonsarbeider som hjelpe under tunneldrift og ved senere tetningsarbeider	XV
Sivilingeniør Walter Hoffmann Entreprenørservice A/S	
Frysestabilisering i forbindelse med tunnelras	XVI
Sivilingeniør Torgeir Gunleiksrud Entreprenørservice A/S	
Om fjellets sprengbarhet ved tunneldrift	XVII
Sivilingeniør Jan Bergh-Christensen Institutt for Ingeniørgeologi, NTH	
En kontrollserie på metoden for laboratoriebestemmelse av sprengbarheten	XVIII
Sivilingeniør Per Bollingmo Institutt for Ingeniørgeologi, NTH	
Lufttrykksbølger og skader forårsaket av lufttrykksbølger	XIX
Kaptein Arnfinn Jensen, FBT	
Måling av sjokkforplanting i bergarter	XX
Sivilingeniør Georg Lambach Kontor for Fjellsprengningsteknikk	
Bergslagsfordelingen og bergartenes strekkfasthet - orienterende undersøkelser	XXI
Sivilingeniør Erlend Heldahl Institutt for Ingeniørgeologi, NTH	
Nyere erfaringer fra måling av fjelltrykk	XXII
Bergingeniør Stuart Moxon Kontor for Fjellsprengningsteknikk	
Måling av pilarbelastninger ved Kjørholt kalkstensgruve	XXIII
Bergingeniør Bjørn Li, Institutt for Gruvedrift	
Forsøk med fullprofilboring	XXIV
Sivilingeniør Hallvard Holen NVE Statskraftverkene	

## ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1967

På vegne av Norsk forening for fjellsprengningsteknikk ønsker jeg samtlige deltakere i årets fjellsprengningskonferanse velkommen.

Foreningen har ment å burde ta opp til drøftelse arbeidsforholdene under dagen og ofre den helsemessige side av underjordsdriften mer oppmerksomhet, og konferansen innledes med foredrag i denne sektor. Ellers er opplegget for konferansen stort sett som tidligere. På et tidlig tidspunkt ble styrets forslag sendt medlemmene til uttalelse, og de impulser vi mottok ble sikt innarbeidet i det foreliggende program.

Oppgavene innen fjellsprengningsteknikken synes stadig å øke, og det er klart at det er av vesentlig betydning at disse arbeider utføres så rasjonelt og økonomisk som mulig. De store oppgåver vi er blitt stilt overfor har vært en utfordring til yrkets utevera og har ført til at vi har nådd et høyt nivå innen de forskjellige grener av denne disiplinen. Vi er ikke frommed for betegnelsen "verdens beste tunneldriver"- en betegnelse vi finner ganske på sin plass. Imidlertid synes det å være på det rene at der ved driving av endel europeiske småtunneler er oppnådd vesentlig bedre resultater enn do vi kan varte opp med, og det er sterkt ønskelig fra vår side å ble klar over årsaken til disse resultatene.

Det har vært en stadig utvikling på alle felter innen fjellsprengningsteknikken. Dette vil ganske sikkert fortsette, men särlig når det gjelder tunnelteknikken tror jeg vi står overfor en utvikling, der det vi hittil har oppnådd bare vil fortone seg som en spe begynnelse. En stor del av vår transportvirksomhet - i videste forstand - vil etterhvert tvinges under jorden.

Det synes derfor å bli nødvendig med en mer samlet og koordinert innsats av forskning og teknikk for større rasjonalisering og høyere ytelser, og dermed lavere kostnader.

Årets konferanse inngår som tidligere i Ingeniørforeningens kursprogram ved Kursavdelingen. Den faglige ledelse har Kontor for Fjellsprengningsteknikk under bergingeniør Heltzen. Med håp om et godt utbytte erklærer jeg konferansen for åpent og gir ordet til bergingeniør Heltzen.

Overing. Per T. Smith  
Formann

RAPPORT OM ARBETSFYSIOLOGISK OCH YRKES-  
HYGIENISK UNDERSÖKNING AV ANLAGGNINGS-  
ARBETEN UNDER JORD

av

Intendant M. Halén  
Sveabund

RAPPORT OM ARBETSFYSIOLOGISK OCH YRKESHYGienISK UNDERSÖKNING  
AV ANLÄGGNINGSSARBETEN UNDER JORD

Undersökningens syfte och omfattning

Svenska Väg- och Vattenbyggarnas Arbetsgivareförbund (SVEABUND), som är ett av Svenska Arbetsgivareföreningens branschförbund, startade hösten 1964 en undersökning av anläggningsarbeten under jord i avsikt att kartlägga arbetets tyngd samt de yrkeshygieniska riskerna vid dessa arbeten. I undersökningen har även ingått att jämföra arbetsförhållandena under jord med förhållandena vid motsvarande arbeten ovan jord.

Undersökningen har genomförts med anlitande av Arbetsfysiologiska Institutet samt yrkeshygieniska avdelningen vid Statens Institut för Folkhälsan (från den 1/7 1966 Arbetsmedicinska Institutet). Den har omfattat samtliga mera väsentliga arbeten såsom borrhning, laddning och sprängning, lastning och transport, skrotning, förstärkning och inbyggnad samt service och underhåll. Bland de arbetsplatser och objekt som studerats och där omfattande mätningar genomförts kan nämnas kraftstationsbyggnad i Sällsjö och Noppikoski - Väsenkoski, bergrumsarbeten i Muskö, Årstadal och Hässelby samt avloppstunnlar i Sätra och Upplands Väsby.

Några resultat

Jag skall här fortsättningvis i en kort sammanfattning ge några exempel på uppmätta resultat. En rapport över undersökningen i sin helhet är under utarbetande och kommer under hösten att publiceras i serien Byggnadsindustrins forskningsrapporter och uppsatser nr 6.

Vi börjar med arbetets tyngd för några olika yrkesgrupper

### Fig. 1

Som vi ser på dessa kurvor, som är ackumulerade värden för uppmätta pulsfrekvenser, så finner vi att kurvan för träarbetare (B) sammanfaller med kurvan för betongarbete (C). Arbetstyngden, som är lätt till måttlig, är lika ovan och under jord, ingen mätbar skillnad har kunnat påvisas. Om vi tittar på kurva (D), den röda kurvan, som avser bergsprängare, ser vi att där är arbetet tyngre och att huvudparten faller inom måttligt tungt och tyngre arbete. Vi kan också här se att vissa toppar faller inom sektorn för mycket tungt arbete. Den bruna kurvan (E) visar arbets tyngd vid kärrning av betong, som är ett tungt arbete. Som jämförelse kan vi se på kurvorna F och G, där F är skogsarbete och G magasinsbrytning i gruva. Kurvan A slutligen utgör arbetstyngden för lokförare i gruva, som är ett mycket lätt arbete.

Sammanfattningsvis kan man av dessa resultat konstatera att mekaniseringen medfört att merparten av bergsprängning, trärbete och betonggjutning kan betecknas som måttligt tungt upp till tungt, men att vissa manuella arbeten kvarstår, som ger kraftiga toppar.

### Fig. 2

Ett exempel på en sådan topp utgör skrotningsarbete, som ganska konstant ligger över en pulsfrekvens på 150, d.v.s. värdena faller inom sektorn för mycket tungt arbete, men som vi alla vet, utgör skrotning en liten del av den totala arbetstiden och möjlighet till återhämtning kan i regel erhållas vid andra arbetsmoment.

Ett annat exempel, som också tillhör de tyngre arbetena, är påhugg med handhållna borrmaskiner samt flyttning av dessa.

### Fig. 3

En annan yrkesgrupp, som är av utomordentligt intresse i den ökande mekaniseringen, är maskinförarna. Deras arbete är fysiskt sett att betrakta som lätt, men ist: ic: inträder

andra arbetsbelastningsfaktorer, som mer och mer dimensionerar maskinförarens prestationsförmåga och därmed maskinen kapacitet. Utformning av förarestolar, reglage, värmeanordningar och förarehytter är här av stor betydelse.

Fig. 4

Av 18 maskiner - 7 grävmaskiner, 4 bandtraktorer, 4 hjullastare och 3 väghyvlar - samtliga av olika fabrikat - finner vi beträffande reglagen att en grävmaskin av 7 hade servostyrning, 2 bandtraktorer av 4 hade servo medan samtliga undersökta hjullastare (4) hade servo, och slutligen samtliga väghyvlar (3) hade servo. En markant skillnad i arbetets tyngd mellan mekaniska reglage och servostyrda reglage kunde konstateras. Mekaniska reglage ger vissa toppar av hög ansträngning medan körning med servo kan betecknas som lätt arbete.

Ifråga om förarestolar finner vi at endast en av 18 hade någon form av fjädring, men ingen enda hade vibrationsdämpning. Stoppling däremot fanns på flertalet stolar. Värmen i de undersökta maskinerna fördelar sig som vi ser i kolumnen längst till höger, 5 grävmaskiner av 7 hade dålig värme, 3 bandtraktorer av 4 hade dålig värme, medan hjullastarna och väghyvlarna hade bättre värmeanordningar i hytterna.

I undersökningen har även ingått bullermätningar. Jag avstår i denna korta rapport från att kommentera bullerproblemen i samband med bergborrning, därför att dessa numera kan anses väl kartlagda. Däremot vill jag ge exempel på uppmätta bullernivåer på andra maskiner.

Fig. 5

Caterpillar 977 med sidotippande skopa. Buller mätt utanför maskinen i samband med skrotning.

Fig. 6

Hough Payloader 100.

Buller mätt vid förarens öra.

Fig. 7

Euclid 13 ton. Transport av berg i tunnel.  
Buller mitt i förarhytten.

Fig. 8

Grävmaskin Åkerman 750 BR med extra ljuddämpare och isolerad hytt utgör ett exempel på att det med tämligen enkla medel går att minska bullret till en acceptabel nivå.

Även om det uppmätta bullret kan betecknas som relativt lågfrekvent, så är totalnivåerna - med undantag av maskiner med extra ljuddämpare och ljudisolering hytt - så höga - 95 dB - 115 dB - att risk för hörselskador kan anses föreligga. Att så verkligen är fallet bekräftas av en hörseltest av en grupp maskinförare.

Fig. 9

Av 18 förare så var det endast 5 som var utan hörselskador. Dessa 5 var under 35 år. 4 av förarna hade lätta hörselskador på högra örat och 5 på vänstra örat. Medelsvåra hörselskador kunde uppmäts på 8 fall på höger och 6 fall på vänster öra. Av svåra skador kunde en konstateras på höger öra och två på vänster öra.

Ett annat yrkeshygieniskt problem, som har direkt samband med att arbetet bedrivs under jord, är luftföroreningar av olika slag. Tiden medger dock ingen utförligare redovisning av uppnådda resultat. Jag kommer därför att begränsa mig till vissa summavärden, som uppmäts vid de underjordsarbeten som omfattats av undersökningen. Mätningarna har genomförts vid skiftande ventilationsförhållanden, varför summavärdena kan anses representativa för utsprängning av bergrum och tunnlar i Sverige.

Fig. 10

Beträffande dammförhållanden så ligger värdena vid skutskjutning mellan 15 - 75 mg/m<sup>3</sup> och samma gäller lastning medan det vid transport varierar mellan 5 - 50 mg/m<sup>3</sup>. Variationerna har klart samband med graden av vattenbegjutning

och ventilationens effektivitet. Godtagbara värden kan anses ligga på  $5 \text{ mg/m}^3$ .

Fig. 11

Uppmätta organiska ämnen är vid lastning vanligen mellan  $400 - 2000 \text{ mg AF}/1000 \text{ m}^3$  och vid transport mellan  $300 - 1500$ . Dessa värden bör då ses mot den önskade nivån på  $100 \text{ mg AF}/1000 \text{ m}^3$ .

Fig. 12

Koloxidkoncentrationer i samband med skjutning är givetvis höga och har uppmäts till mellan  $500 - 1500 \text{ PPM}$ . Vid lastning och transport har värdena varierat från  $20 - 200 \text{ PPM}$ . Det hygieniska gränsvärdet är för koloxid  $60 \text{ PPM}$  för 8 timmars vistelse.

Fig. 13

De nitrösa gaserna - kväveoxiderna - visar stor spridning och har vid skutning gett värden från  $10 - 60 \text{ PPM}$ , vid lastning  $1 - 20$  och vid transport  $1 - 10 \text{ PPM}$ . Det har således i regel varit svårt att komma ned till det hygieniska gränsvärdet på  $5 \text{ PPM}$ .

Fig. 14

Vanliga halter av de s.k. cancerogena ämnena är vid lastning  $20 - 30 \text{ ng BaP}/1000 \text{ m}^3$  och vid transport mellan  $30 - 150$ . Något hygieniskt gränsvärde finns inte för dessa ämnen utan vi får näja oss med ett önskemål av storleksordningen 10, men naturligtvis lägre om så är möjligt.

Fig. 15

Mätningen av de siktförsämrande komponenterna visar på värden från  $30 - 90 \text{ COH}$ -enheter vid lastning och  $15 - 90$  vid transport. Önskemålet för erhållande av en godtagbar sikt är här satt till  $5 \text{ COH}$ .

Fig. 16

Om vi till sist ser på ventilationsbehovet så är det ju numera klart att det är dieseldriften som är dimensionerande.

Om vi bortser från de sikt försämrande komponenterna, så är det kväveoxiderna som är utslagsgivande, och där normvärdet i Sverige kommer att sättas till  $1500 \text{ m}^3$  luft per kg förbränt bränsle i de nya anvisningarna för underjordsarbeten. Frågan är emellertid om det inte - ur produktionsteknisk synpunkt - för framtiden finns anledning att basera insatserna på den produktionshämmande effekt sikt försämringen har. Jag tänker då bara inte på ventilationsinsatser utan kanske än mera på motorernas konstruktion och service samt en fortsatt utveckling mot lättare bränslen.

#### Sammanfattning

Jag har med detta velat ge en orientering om en genomförd undersökning vid anläggningsarbeten under jord.

1. De jämförelser som gjorts med ovanjordsarbeten visar att det ur fysiologisk synpunkt inte kan påvisas några mätbara skillnader.
2. Behovet av konstruktiva förbättringar på arbetsmaskinerna ifråga om reglage, stolar, värmeanordningar och buller har påvisats.
3. På det yrkeshygieniska området har den ökande dieseldriften medfört att ytterligare ansträngningar måste göras om tillfredsställande förhållanden skall kunna uppnås, detta då inte bara ur hälsosynpunkt utan kanske än mer ur produktionsteknisk synpunkt.

#### Definitioner

- AF = Aromat Fraktion  
BaP = 3,4 benspyren  
COH = coefficient of Haze

### Arbetets tyngd - pulsfrekvens

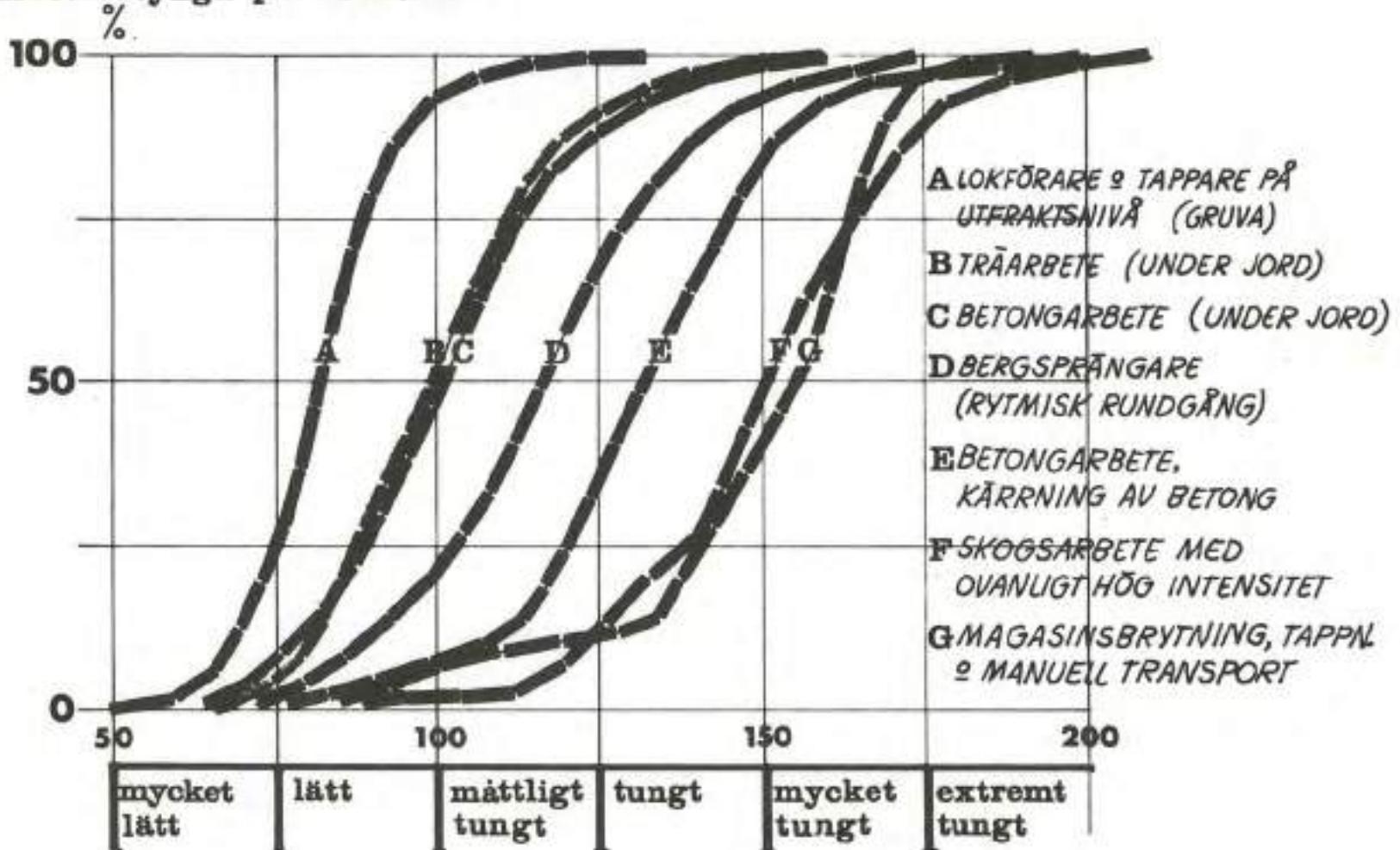


Fig. 1

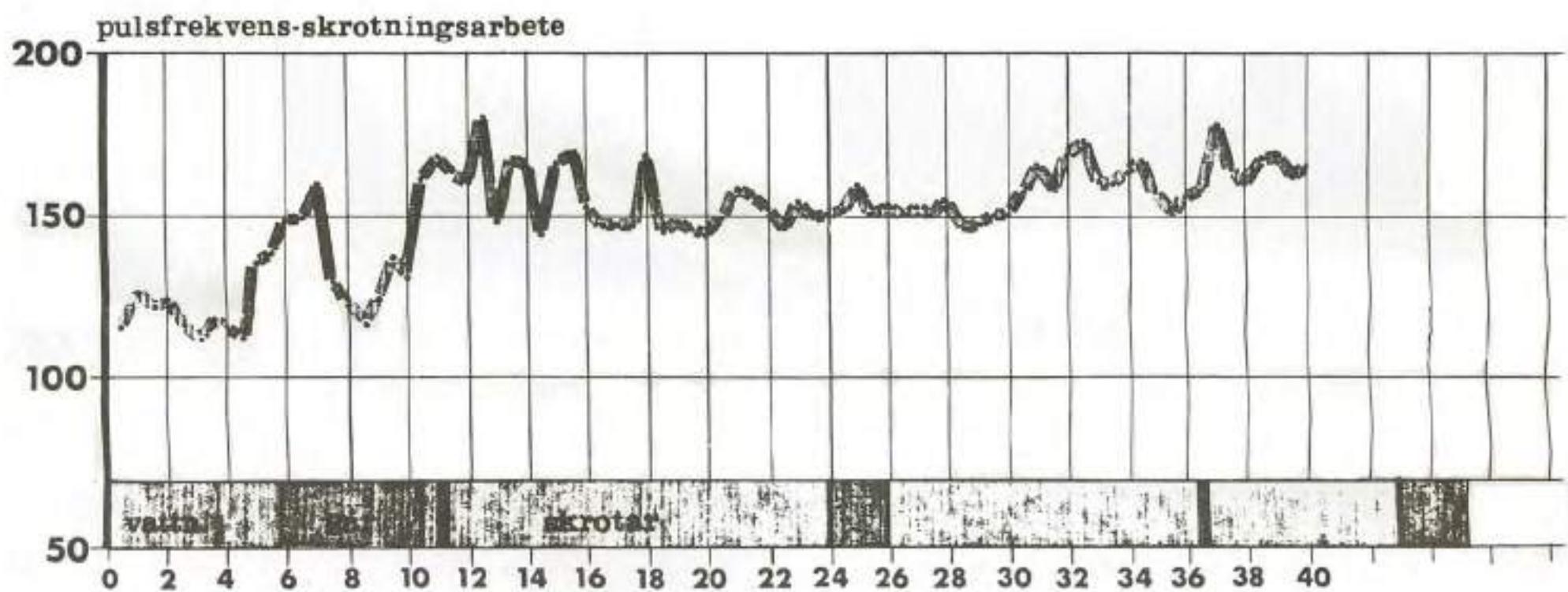
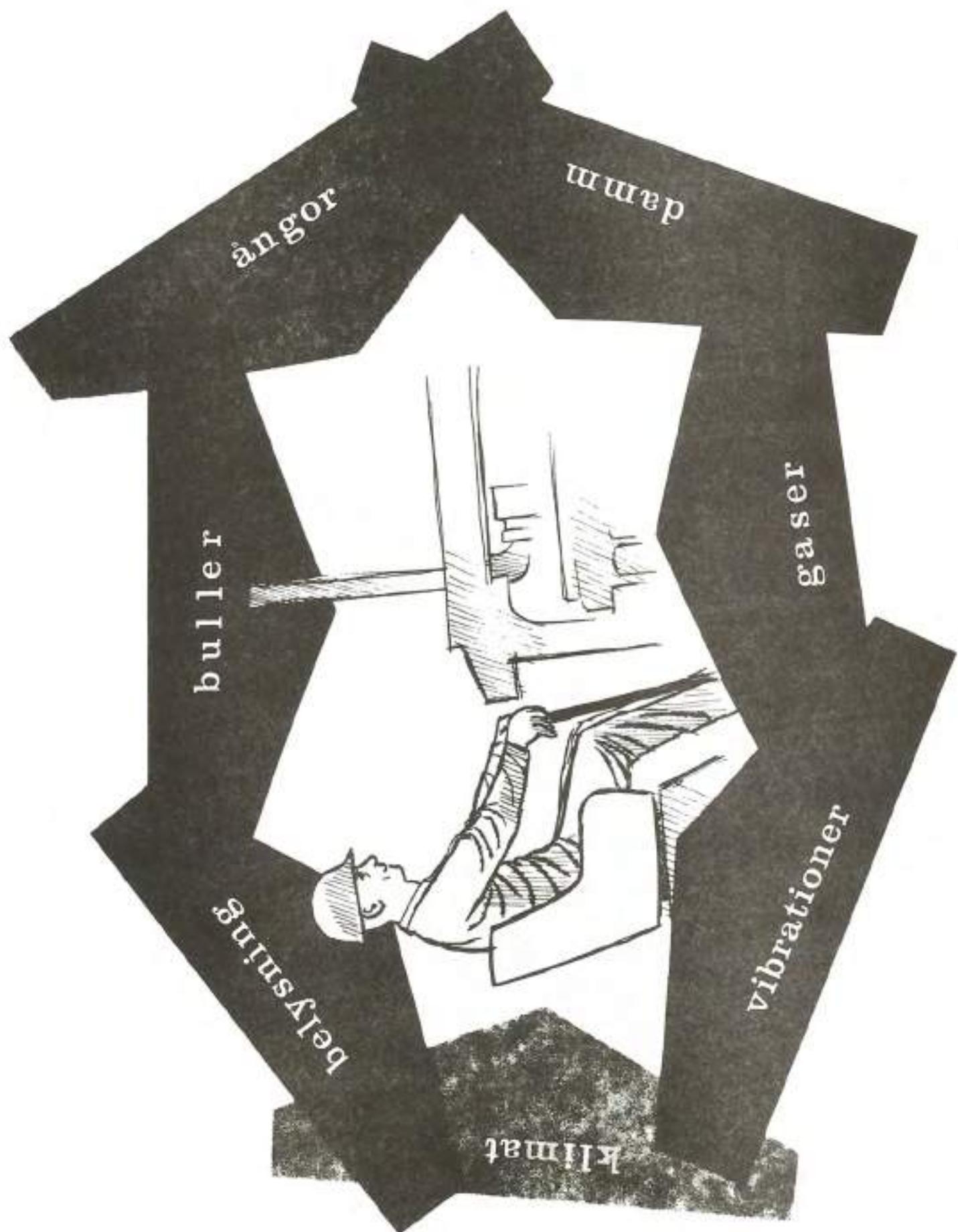


Fig. 2

FIG. 3



# Utformning av:

maskin	antal	reglage		förarestolar			värme	
		mek.	servo	stoppn.	fjädr.	vibr. dämpn.	bra	dålig
grävmaskin	7	6	1	4	0	0	2	5
bandtraktor	4	2	2	4	0	0	1	3
hjullastare	4	0	4	4	1	0	4	0
väghyvel	3	0	3	3	0	0	2	1

Fig. 4

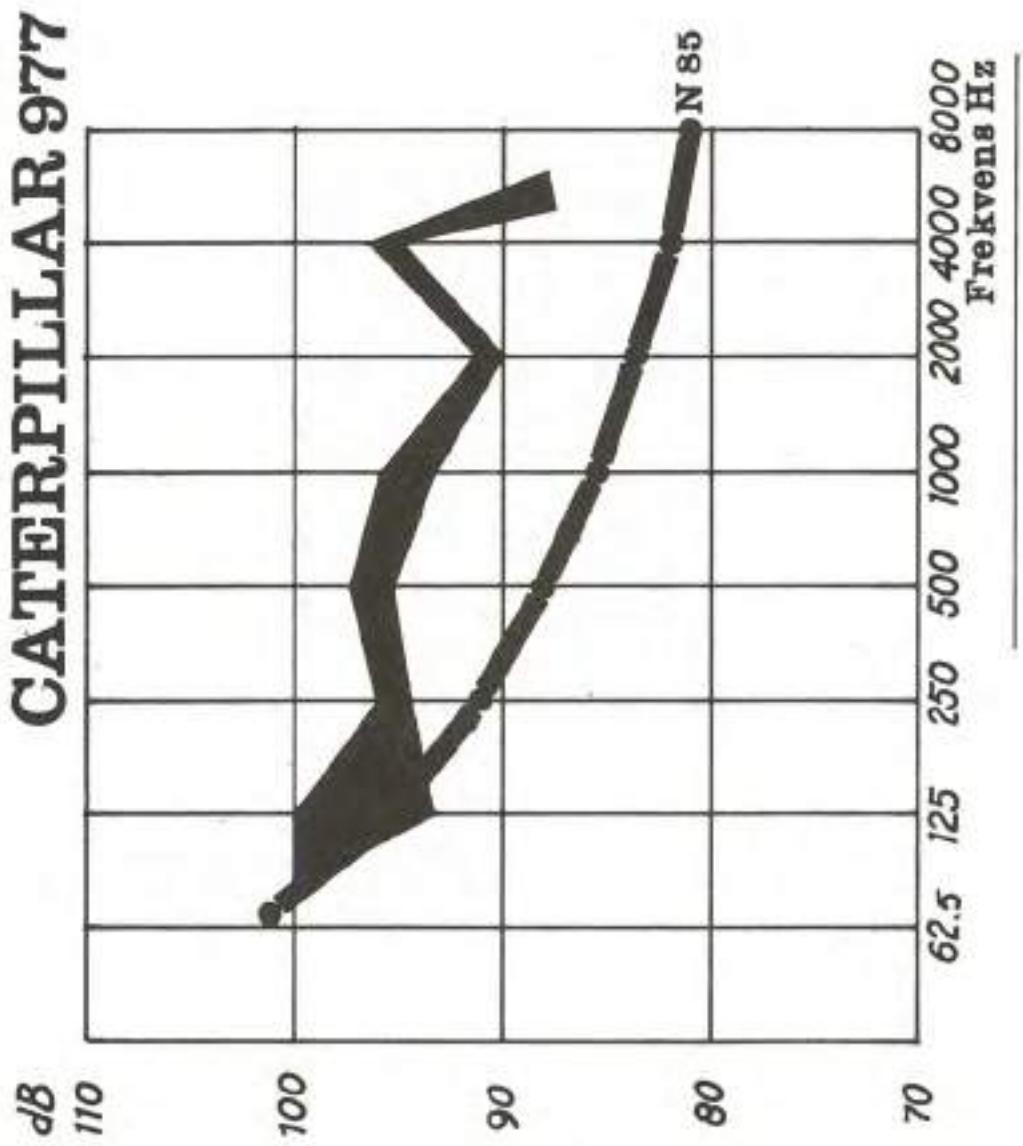


Fig. 5

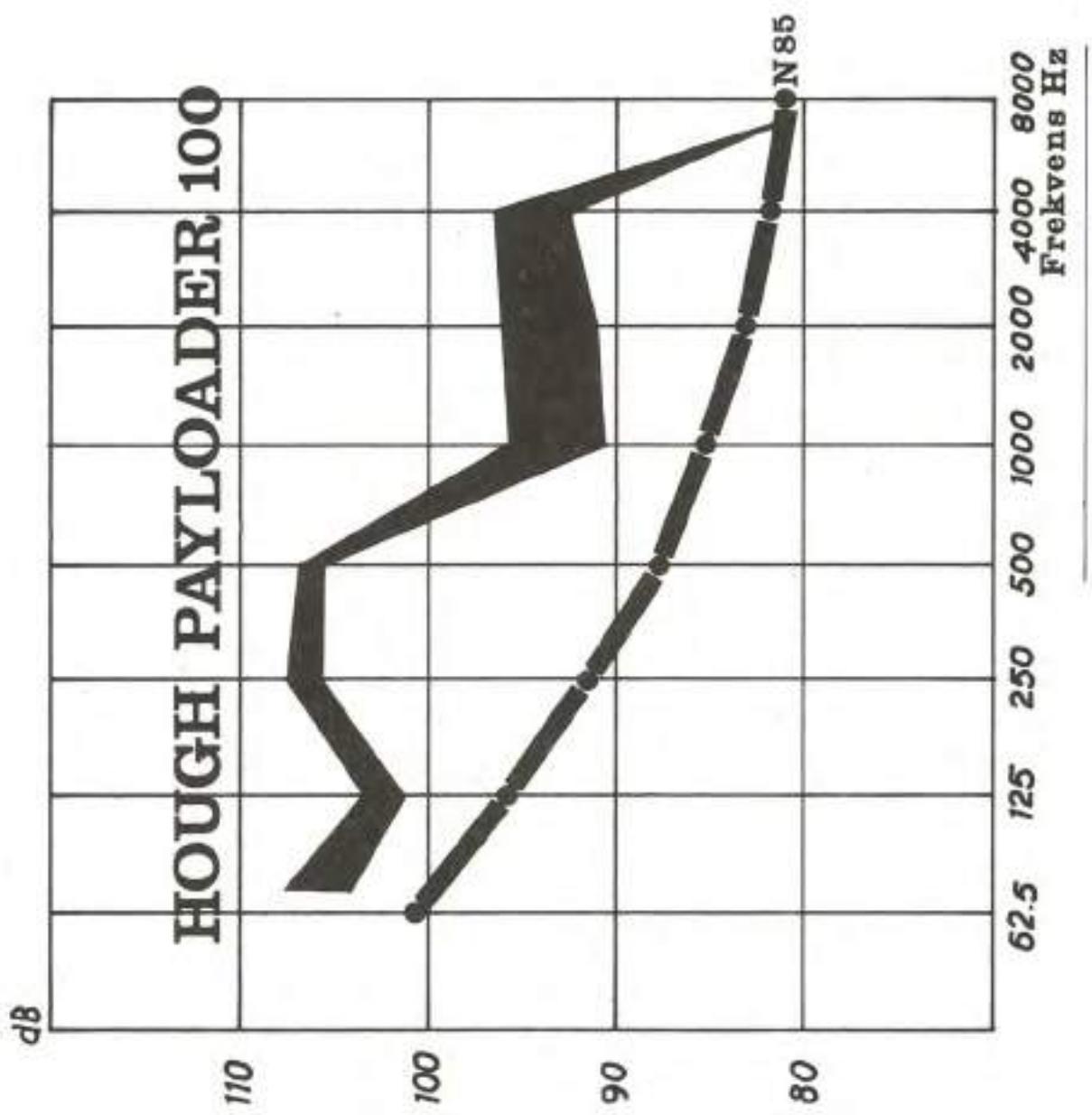


Fig. 6

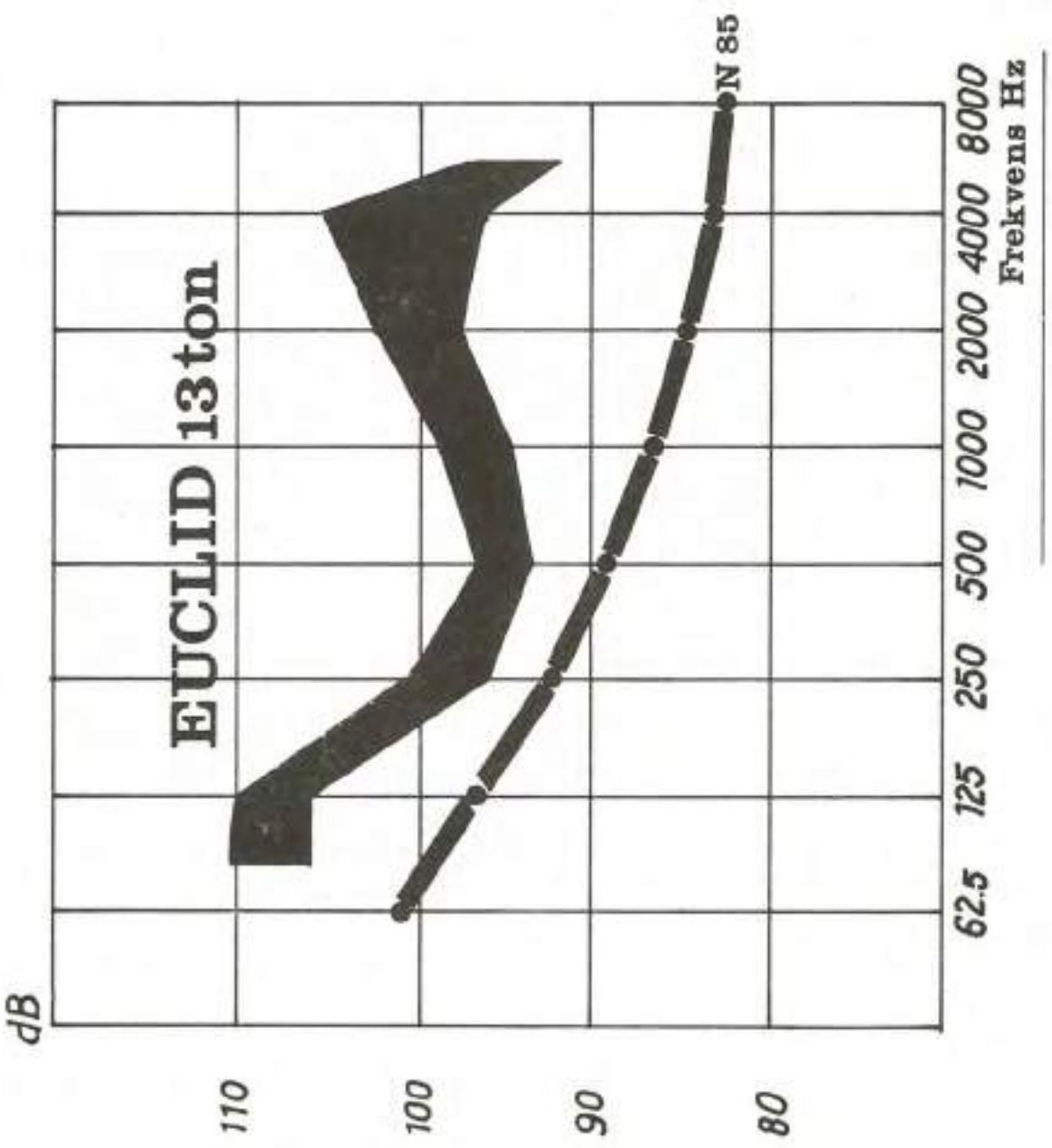


Fig. 7

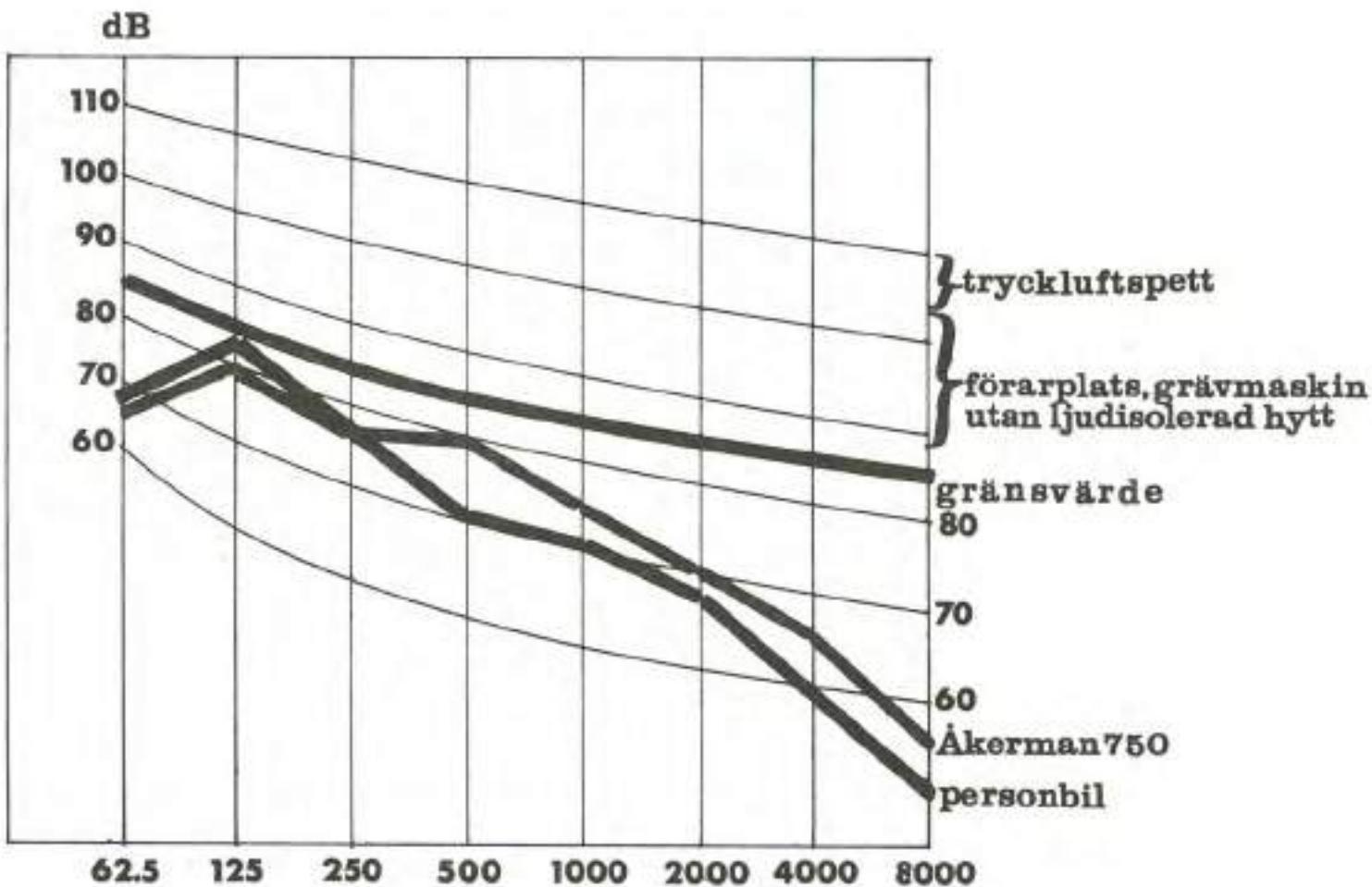


Fig. 8

## Maskinförares hörselskador

hörselskada	förarens ålder i år					
	höger öra			vanster öra		
	< 35	> 35	samt.	< 35	> 35	samt.
ingen	5	0	5	4	1	5
lätt	2	2	4	3	2	5
medelsvår	1	7	8	1	5	6
svår	0	1	1	0	2	2

Fig. 9

<u>TOTAL DAMMHALT</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 5 mg/m <sup>3</sup>
<u>VANLIGA HALTER</u>	
SKUTSKJUTNING	15-75
LASTNING	15-75
TRANSPORT	5-50

Fig. 10

<u>ORGANISKA ÄMNNEN</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 100 mg <sup>AF</sup> /1000 m <sup>3</sup>
<u>VANLIGA HALTER</u>	
LASTNING	400-2000
TRANSPORT	300-1500

Fig. 11

<u>KOLOXID</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 60 PPM
<u>VANLIGA HALTER</u>	
SKJUTNING	500-1500
LASTNING	20- 200
TRANSPORT	20- 200

<u>KVÄVEOXIDER</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 5 PPM
<u>VANLIGA HALTER</u>	
SKJUTNING	10-60
LASTNING	1-20
TRANSPORT	1-10

Fig. 12

Fig. 13

<u>KANCEROGENA ÄMNNEN</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 10 µg BaP/1000 m <sup>3</sup>
<u>VANLIGA HALTER</u>	
LASTNING	20- 80
TRANSPORT	30-150

Fig. 14

<u>SIKTFÖRSÄMRING</u>	
<u>ÖNSKEMÅL</u>	< 5 COH
<u>VANLIGA HALTER</u>	
LASTNING	30-90
TRANSPORT	15-90

Fig. 15

<u>VENTILATIONSBEHOV PER KILO BRÄNSLE</u>	
KOLOXID	500- 1.000 m <sup>3</sup>
ALDEHYDER MM	500- 1.000 "
KVÄVEOXIDER	1.000- 4.000 "
TOTALT DAMM, ORGANISKT DAMM, BaP, COH	5.000-50.000 "

Fig. 16

SPREDTE RESULTATER AV STØVMÅLINGER VED  
NORSKE FJELLANLEGG

av

Sivilingeniør Hans Korsvold  
Trondheim Ingeniørvesen

SPREDTE RESULTATER AV STØVMÅLINGER VED  
NORSKE FJELLANLEGG

Formål og omfang

De resultater som her blir omtalt er tatt fra besvarelsen på en diplomoppgave for institutt for anleggsdrift ved NTH<sub>a</sub> høsten 1966, - Støv- og ventilasjonsmålinger på fjell-anlegg.

Undersøkelsen ble utført i samarbeid med Kontor for fjellsprengningsteknikk med støvmåleapparat utlånt fra Institutt for gruve drift NTH.

Instrument

Det finnes en rekke instrumenter for støvmålinger og de er bygget på vidt forskjellige prinsipper. Det ideelle instrument bør ha den samme selektivitet overfor mineralsk støv som den menneskelige lunge.

I forutsetningene for den nevnte diplomoppgave var foreslått brukt et konimeter som støvmålende instrument. Det anvendte konimeter, Satorius HS, er et såkalt impingerinstrument. Prinsippet bygger på at et kjent volum forurenset luft presses gjennom en dyse mot en hindring, -her en glassplate med en adhesiv film, hvor støvpartiklene vil avsette seg. (eng. "impingement")

Instrumentet er meget robust og enkelt i oppbygning og det egner seg utmerket for bruk ved fjellanlegg. Konimeteret gir et visst grunnlag for sammenlikning av måleresultater men dets effektivitet strekker ikke til for en fullstendig støvundersøkelse. En sterk begrensning for bruken av måleresultater med konimeteret var at det ikke parallelt ble tatt svevestøvsprøver for analyse av den mineralske sammensetning, spesielt kvartsinnholdet.

Satorius konimeter HS gir kun mulighet for å bestemme momentane støvkonsentrasjoner angitt i antall partikler pr. luftvolum for partikler under ca. 5  $\mu\text{m}$ . Telling av støvpartikler gjennom et innebygget mikroskop over den adhesive glassplate er en meget trettende og tidkrevende operasjon. Resultatene nøyaktighet kan variere med operatøren og den teknikk han bruker.

Litteraturen x) angir ca. 1000 part pr.  $\text{cm}^3$  som øvre grense for støvkonsentrasjonen målt med konimeter.

#### Prøvetakingsmetodikk

Den fundamentale bakgrunn for støvprover er å påvise den eksposisjon arbeiderne i forskjellige arbeidsoperasjoner blir utsatt for. Prøvetakingsmetodikken tilstrekkes slik at resultatene blir liggende nær opp til den virkelige eksposisjon, målepunktene er derfor bestemt av bevegelser og opphold for arbeiderne.

For å bestemme en middelkonsentrasjon kan prøvetakingen gjøres på to måter:

- kontinuerlig prøvetaking, som gir et nøyaktig middel.
- prøver tatt med intervaller, som gir et mindre nøyaktig middel men hvor fluktusjoner i støvsituasjonen kan følges.

På grunn av det utleverte instrument og arbeidsstedenes egenart ble den sistnevnte metodikk brukt.

Kvantitativt vil støvkonsentrasjoner angis forskjellig avhengig av de anvendte instrumenter. De to mest brukte angivelser er i milligram pr.  $\text{m}^3$  luft og antall partikler pr.  $\text{cm}^3$  luft, innenfor det størrelsesområdet for partikler som ansees farlige.

Kort skal nevnes at ved fullstendig angivelse av støvkonsentrasjoner bør en av støvets kvalitet kjenne:

x) I.L.O. Guide to the Prevention and Suppression of Dust in mining, Tunnelling and Quarrying, Genova 1965.

- partikkelstørrelsесfordelingen
- mineralogisk sammensetning
- fasong og overflaten på partiklene.

For den skadelige virkning i lungene er stovets innhold av kvarts og partiklenes størrelsесfordeling, meget utslagsgivende. Beregning av de yrkeshygieniske terskelverdier gjør kjennskapet til stovets mineralogiske sammensetning nødvendig.

For å bedømme støvsituasjonen ved de besøkte anlegg ble de yrkeshygieniske terskelverdier, - TLV-verdier <sup>x)</sup>, beregnet ut fra bergartens mineralske sammensetning bestemt ved betraktning av såkalte tynnslip i mikroskop. Dette gir en usikker bestemmelse av TLV-verdiene da det er nærliggende å tro at svevestovets mineralske sammensetning er forskjellig fra bergartens.

Foruten støvmålingene ble målt temperatur, relativ fuktighet, ventilasjon og til en viss grad vanntrykket ved de forskjellige arbeidsoperasjoner. Videre ble lokale varierende forhold registrert og sammenholdt med støvmåleresultatene, eks. skisser for målepunkter, bergartsvariasjoner, arbeidsintensitet o.s.v.

#### Resultater fra støvmålingene

Innen rammen av dette foredrag skal tas med resultater fra 3 av de 10 tunnelstuffer som ble undersøkt. Totalt ble avlest ca. 1100 støvbilder i konimeteret.

#### Anlegg A

Tunnellitverrsnitt,  $F = 22 \text{ m}^2$ , 1 1/2 salvo pr. skift.

Driften gikk over 3 skift med 55 m inndrift pr. uke. Ved boreoperasjonen ble brukt 4 Atlas Copco BBC 16 bormaskiner m/knemater. Opplasting ble foretatt av trykkluftdrevet kastelastemaskin og uttransport med dieseldrevet lok på skinnegang.

Bergarten var gneis, fin - til middelskornet, retningåkøst

x) TLV, d.v.s. Threshold Limit Values, se overing.  
J. Jahrs foredrag.

kornet. Ca 15% kvartsinnhold, ellers forekom amfibolitt og hydrotermal kvarts på stuffen. Sprengstoff-forbruk 1,3 kg. pr.  $\text{m}^3$ . Beregnet TLV-verdi  $336 \text{ p/cm}^3$ .

Ventilasjonen ga  $154 \text{ m}^3/\text{min}$  ved viften og  $83 \text{ m}^3/\text{min}$  friskluft på stuff. Lekkasje pr.  $100 \text{ m}$   $3,05\%$ .

Figur 1 viser stovsituasjonen fra stuff og utover i tunnelen mens boring henholdsvis lasting pågår. Langs abscissen er avsatt avstand i meter fra stuff (mfs) og støvkonsentrasjonen i part. pr.  $\text{cm}^3$  er avsatt som ordinat.

Ved stuff viste stovprøvene generelt noe "grovere" korn i stovbildet enn 200 til 400 mfs. og utover i tunnelen. Her inneholdt stovbildene bare partikler under ca  $2 \mu\text{m}$ . Det er vanskelig å vurdere de høye støvkonsentrasjonene korrekt da det finnes muligheter for at de mineralske stovpartikler kan være oppblandet med sot og gassblærer.

Sikten ble v.hj.a. lampeavstanden anslått til 120 m.

Figur 2 viser fluktusjonene for støvkonsentrasjonen for en del av et skift. Fuktighets- og temperaturforhold er påført de beregnede middelverdier for støvkonsentrasjonene. Boreoperasjonen ble avsluttet nederst på stuffen hvor det fantes endel hydrotermal kvarts. Kl. 11.30 ble det innsett nytt trykkluftrør og kl. 12.00 ble ventilasjonsduken forlenget med en ny seksjon.

Figur 3 viser fluktusjonene over en lasteoparasjon. Vanning av roysa foregikk med opphengt hagespreder fra kl. 09.00 til kl. 09.30. Deretter ble roysa vannet ved hvert vaggskifte.

I forhold til situasjonen ved fig. 2 kom arbeidslaget den 13/10 (fig. 3) ca. 7 min. tidligere inn på stuff etter salveskytingen. Det er grunn til å anta at roykroppen var årsak til de påviste høye støvkonsentrasjoner før lastingen startet. Atmosfæren på stuff virket ikke godt nok utluftet.

For lasting med og uten vanning av roysa ble her påvist reduksjon i støvkonsentrasjonen fra 1000 til 1500 p/cm<sup>3</sup> ned til ca. 300, se fig. 2 og 3. Roysa den 12/10 virket meget torr og den inneholdt en god del utsprengt hydrotermal kvarts. (ca.20%)

På dette anlegg ble roysa vanligvis ikke vannet, men heng, vegger og stuff ble oversprøytes før utlasting.

#### Anlegg B

F = 18,4 m<sup>2</sup>, 1 1/2 salve pr. skift. Driften gikk over 3 skift med 50 tunnel-meter inndrift i uken. Til boringen ble brukt 7 stk. Atlas Copco BBC 24W i riggen. Opplasting og uttransport som for anlegg A.

Bergarten var mørk og finkornet med parallell struktur. Mineralsammensetning, - 20% kvarts, - 40% plagioklas, 40% glimmer. Dessuten forekom slirer med nydannet kvarts. Sprengstoff-forbruk 1,6 kg. pr. fm<sup>3</sup>.

Beregnet TLV-verdi 290 p/cm<sup>3</sup>.

Ventilasjonen ga 505 m<sup>3</sup>/min ved viften og 141 m<sup>3</sup>/min friskluft på stuff. Lekkasje pr. 100 m 1.77%.

Figur 4 til 6 viser resultater fra støvmålinger for forskjellige arbeidssituasjoner og arbeidslag. Figur 7 viser de to målesteder som ble brukt ved anlegg B og C. På disse to anlegg ble roysa alltid vannet med unntak av et par arbeidslag. Vanningen ble foretatt ved at en mann sto på roysa og sprutet med åpen slange. Fuktingen av roysa kunne derfor bli av sterkt varierende kvalitet.

På figur 4, v/lasteoperasjonen ble roysa holdt jevnt fuktig. Figur 5 viser ved de høye støvkonsentrasjonene gjenværende rester av reykproppen. Arbeidet ble igangsatt etter ca. 30 min. pause etter salveskytingen.

For lasteoperasjonen fra 17/10 med tilhørende støvfluktasjoner på figur 6 ble roysa godt fuktet bare en gang og var delvis fuktig resten av lastingen.

Figur 4 og 5 viser at støvkonsentrasjonene ved vaggskiften 50 mfs. (målepkt. II, se fig. 7) kan være ca. 50% lavere i gjennomsnitt enn 20 mfs. når lastingen er kommet igang.

#### Anlegg C

$F = 16,5 \text{ m}^2$ , 1 1/2 salve pr. skift. Driften gikk over 3 skift med inndrift på 58 tunnel-meter i uken. Rigg og utstyr som for anlegg B, men med 6 stk. bormaskiner i riggen.

Bergarten var mørk og finkornet med retningslos struktur. Mineralsammensetningen, -30% kvarts, -10% plagioklas, -30% glimmer, -30% hornblende. Dessuten ble påvist ved en annen stuff en uren kvartsitt med ca. 80% kvarts og 20% glimmer, biotitt og muskovitt. Sprengstoff-forbruk 1,7 kg pr. fm<sup>3</sup>. Beregnet TLV-verdi 221 p/cm<sup>3</sup> og 106 p/cm<sup>3</sup> for kvartsitten.

Ventilasjonen ga 310 m<sup>3</sup>/min ved viften og 224 m<sup>3</sup>/min friskluft på stuff. Lekkasje pr. 100 m 0,59%.

Eksemplarisk riktig bruk og vedlikehold av ventilasjonsutstyret. På stuffen var det merkbar god lufttomsetning.

Figur 8 viser interessante måleresultater for støvkonsentrasjonene ved oppstartingen av boroperasjonen for to arbeidslag, inntegnet på samme figur. De påviste toppene i konsentrasjonene kan muligens indikere en tendens til torrboring ved ansetting av borhullene. For mannskap A ble de 6 første borhull ansatt omtrent samtidig.

Det er trolig at bergarten varierer mellom de to stuffer som mannskap A og C boret i, - som lå med 5 tunnel-meters avstand.

Mannskap C arbeidet meget effektivt og vannet roysa omhyggelig.

Den kraftige lufttomsetning på stuff er mulig årsak til at støvkonsentrasjonen var omtrent lik ved lastemaskinen som

ved vaggskifteren, det samme gjelder resultatene opptegnet i fig. 10. Derimot viser fig. 9 redusert konsentrasjon v/vaggskifteren i forhold til v/lastemaskinen. Dette kan skyldes at ventilasjonsrøret sluttet 35 meter fra stuff isteden for 28 meter fra stuff for situasjonen gjengitt i fig. 8 og 10.

Mannskap B, figur nr. 9, vannet roysa avgjort dårligere enn mannskap C, og arbeidseffektiviteten var også tilsvarende dårligere. Dette ser en ved å betrakte laste-periodens varighet på figurene.

På figur 10 er inntegnet resultater fra målinger for virkningen av vanning først etter at halve roysa er opplastet tort. Resultatene viser en reduksjon på 60% av støvkoncentrasjonen på begge målesteder. For forsokets skyld vannet mannskap B roysa meget godt.

### Sammenlikning og analyse

Det beste grunnlag for analyse og sammenlikning er detaljerte og nøyaktige observasjoner og måleresultater opptatt med en konstant metodikk, - analysen blir ikke bedre enn utgangsmaterialet. I denne sammenheng ble kvaliteten og kvantiteten på måleresultatene fra de fleste anlegg noe variabel av flere årsaker.

Følgende tendenser kan fremheves med hensyn på de forskjellige arbeidsoperasjoner og arbeidssteder:

#### Boring

Boring i gneisbergarter ser ut til å gi de høyeste stovkonsentrasjoner. Det samme gjelder boring med dårlig vanntrykk. Vanntrykket ble dessverre ikke alltid påvist med representative trykkmålinger. Som gjennomsnittsverdier for de forskjellige anlegg varierte stovkonsentrasjonene mellom 50 og 700 p/cm<sup>3</sup>.

#### Lasting

Lasting gir jevnt høyere nivå for stovkonsentrasjonene enn boring for samme salve. Måleresultatene for gj. snittsverdier for de besøkte anlegg varierte mellom 200 og ca. 1500 p/cm<sup>3</sup>. Det fremgår klart av resultatene at vanning av roysa kan dempe stovet effektivt og gi reduksjoner av stovkonsentrasjonene på over 50 %. Lasting av gneis kan synes å gi de høyeste stovkonsentrasjoner.

#### På stuff

God friskluftinnblåsing helt inn på stuff senker stovkonsentrasjonen ved øket fortynning. God luftomsetning på stuff gir ingen nivåforskjell for stovkonsentrasjonene ved lastemaskinen og ca. 50 mfs.

#### I tunnelen

I tunneler hvor forholdet mellom innført friskluftmengde pr. tidsenhet og tunnel-tverrsnitt var lavt, ble påvist tildels stor økning av stovkonsentrasjonene utover i tunnelen. Dette forhold varierte imellom 3 og 23. Når for-

holdet er lavt vil røykproppen spre seg over en større tunnel-lengde og tunnel-atmosfæren ble først ren i weekendene ved flere av anleggene. Det var vanskelig å konstatere om fuktige partier i tunnelen kunne virke som filter for svevestøvet.

#### Støvsituasjonen og TLV-verdiene

Arbeidernes eksposisjoner er beregnet ut ifra en gj.snitt oppholdstid ved de forskjellige arbeidsoperasjoner multiplisert med den tilhørende støvkonsentrasjon. Det fremkomme må utgjevnes over 8 timers arbeidsdag for resultatet sammenholdes med beregnede TLV-verdier. Ved flere av anleggene ble TLV-verdiene overskredet.

I de ugunstigste tilfeller lå gjennomsnittlig støvkonsentrasjonen på 4 ganger TLV-verdien v/boring og 7 ganger hoyere v/lasting. Man må her ta i betraktning at TLV-verdiene er unøyaktig bestemt.

Spesielt for enkelte av lokførerne (truckførerne) kan situasjonen være ugunstigere enn for arbeiderne på stoff som nevnt ovenfor. Forere på transportmaskinene passerer gjennom røykproppen flere ganger hvor støvkonsentrasjonene tidligere er målt til over 100000 p/cm<sup>3</sup>. Oppholdstiden i denne konsentrasjon er kort med overskridelsen av TLV-verdien er sjokkert.

#### Konklusjon

På flere av våre fjellanlegg er det et aktuelt behov for kontrollerende støvmålinger.

For å bedomme støvsituasjonen bør en foruten selve støvmålingene forsøke å registrere og bli klar over de mange forhold som kan virke på støvsituasjonen. Det reelle grunnlag for beregning av TLV-verdier er mineralsk analyse av svevestøvet.

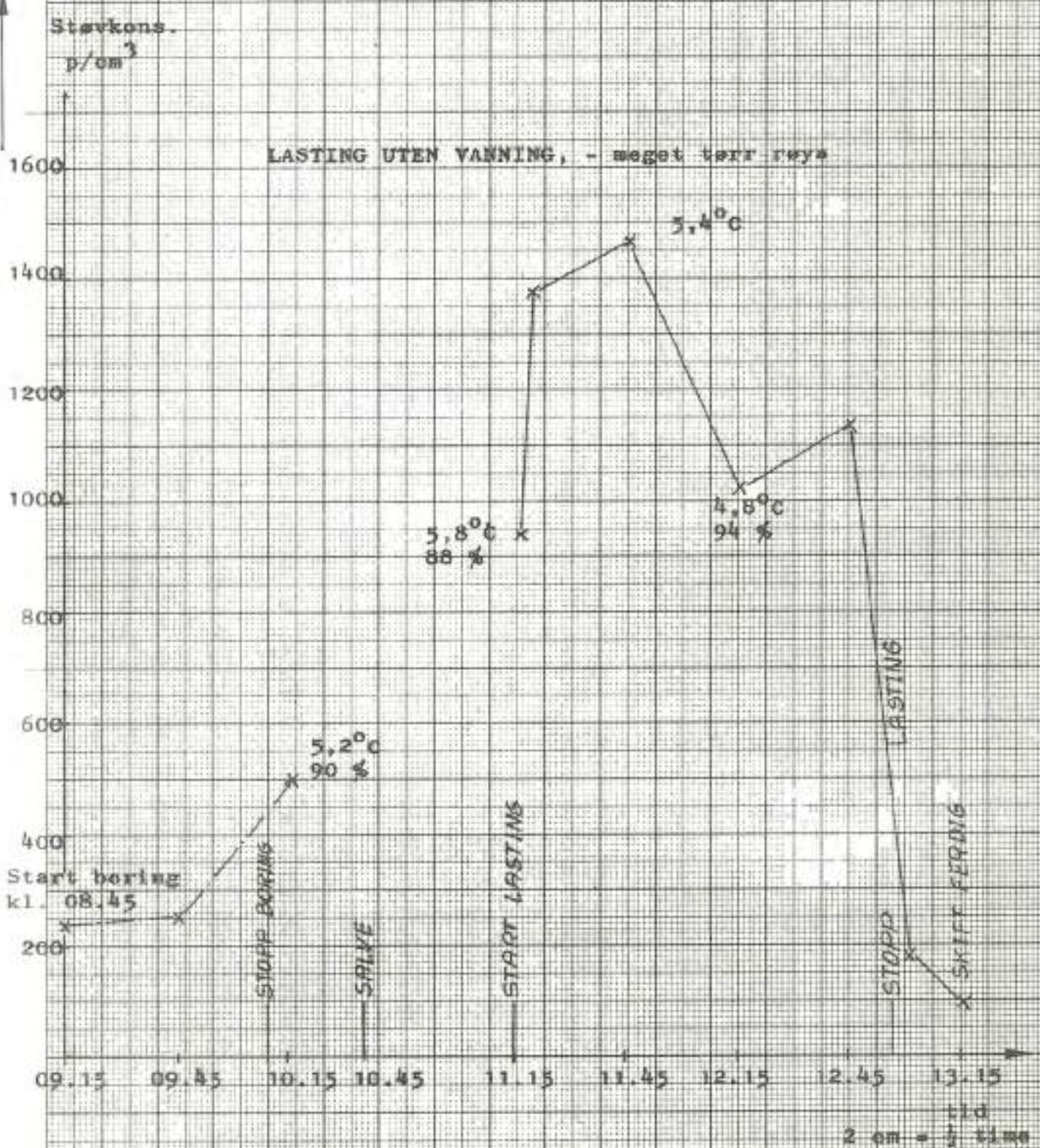
Støvprøvene bør tas med et instrument av ønsket effektivitet og måleområde. Provene må tas over et tidsrom som gir statistisk grunnlag for gjennomsnittsverdier. Ved konsen-

trasjonsangivelser må en oppgi anvendt instrument og prøvetakingsmetodikk. Det er ikke liketil å sammenlikne og finne overensstemmelse for resultater fra støvmålinger med forskjellige instrument.

På de fleste anlegg som ble besøkt var ventilasjonsutstyret mangelfullt utnyttet. Ofte var friskluftinntaket meget ueffektivt plassert og spesielt må ikke avstanden mellom ventilasjonsrørets munning og stuffen bli for stor. Der hvor denne avstanden er for stor bør luftepausen forlenges utover de "vanlige" 30 min.

Enkle og effektive støvdempende midler bør brukes i langt større utstrekning, - spesielt rikelig vanning av massen som lastes må innarbeides. På dette felt mangler tydelig informasjon både blant arbeidere og anleggsledelse.

Målinger i forbindelse med virkning av metoder for støvbekjempelse blir videreført ved en ny diplomoppgave ved NTH denne høst.



X - betegner beregnet koncentrasjon som middel fra 4 støvprover.

Målestok ca. 20 mfs.

Enden på ventillasjonsrør sto 25 mfs. v/boring

" " " " " 28 og 18 mfs. v/lasting

Bergart: Gneis

Figur nr. 2

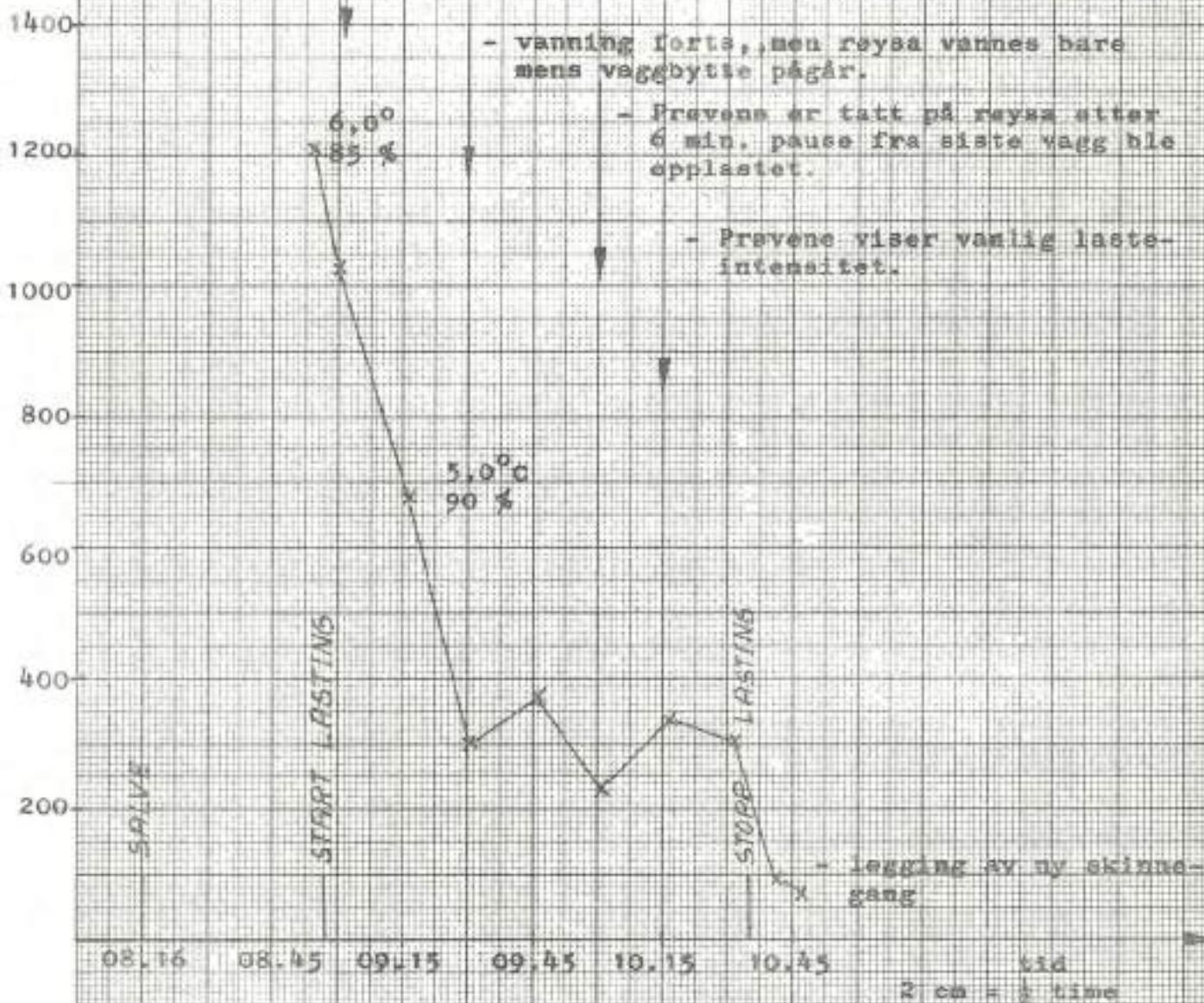
Støvfluktusjoner over arbeidsoperasjoner på stoff, 12/10-66  
ANLEGG A

STØVMONS.

p/cm<sup>3</sup>

## LASTING MED VANNING

- start vanning m/oppengt spreder.



x = betegner beregnet konsekvensjon som middel fra 4 støvprøver.

Enden av ventilasjonen slo 25 mfs.

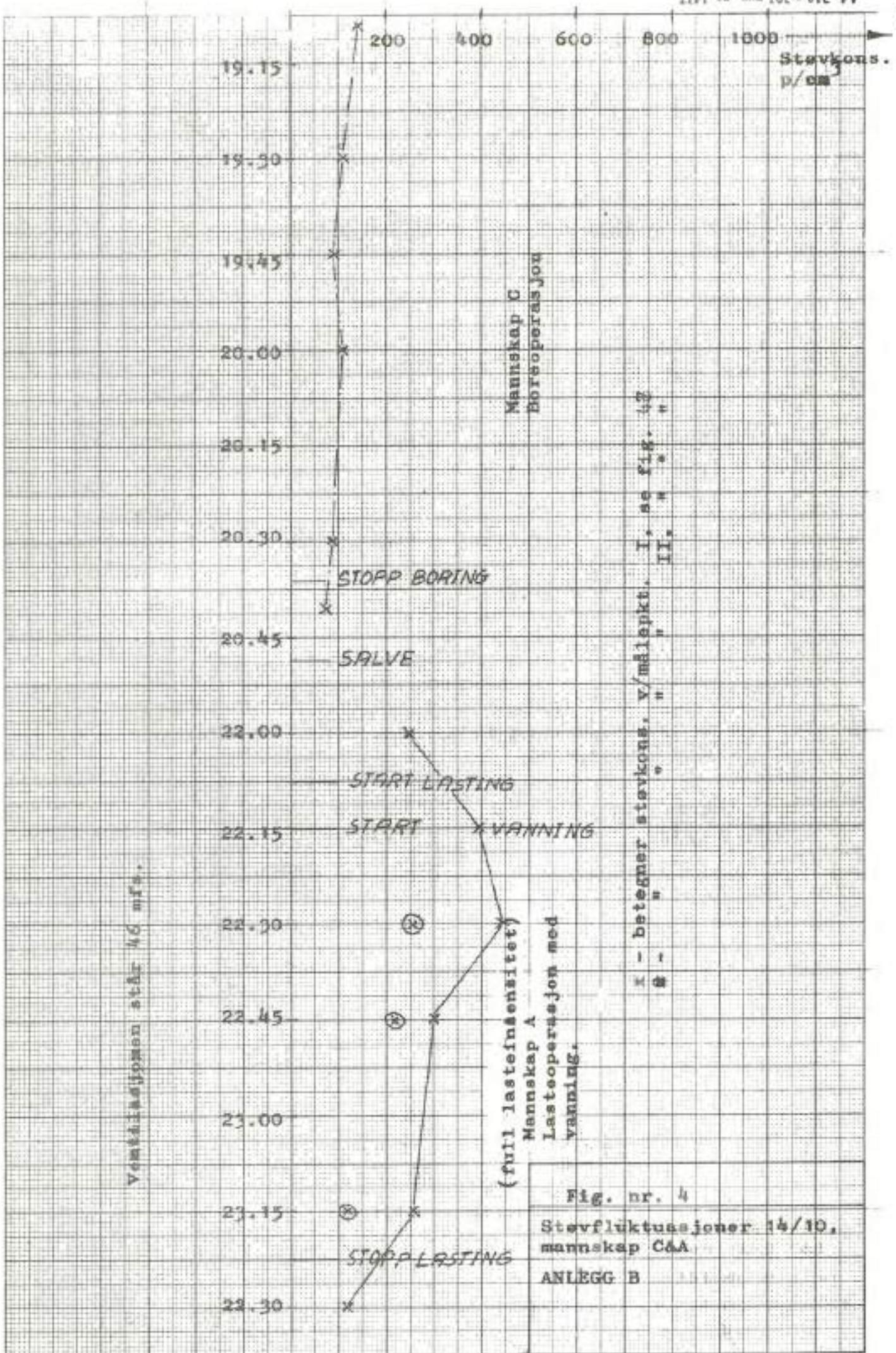
Målestok 20 mfs.

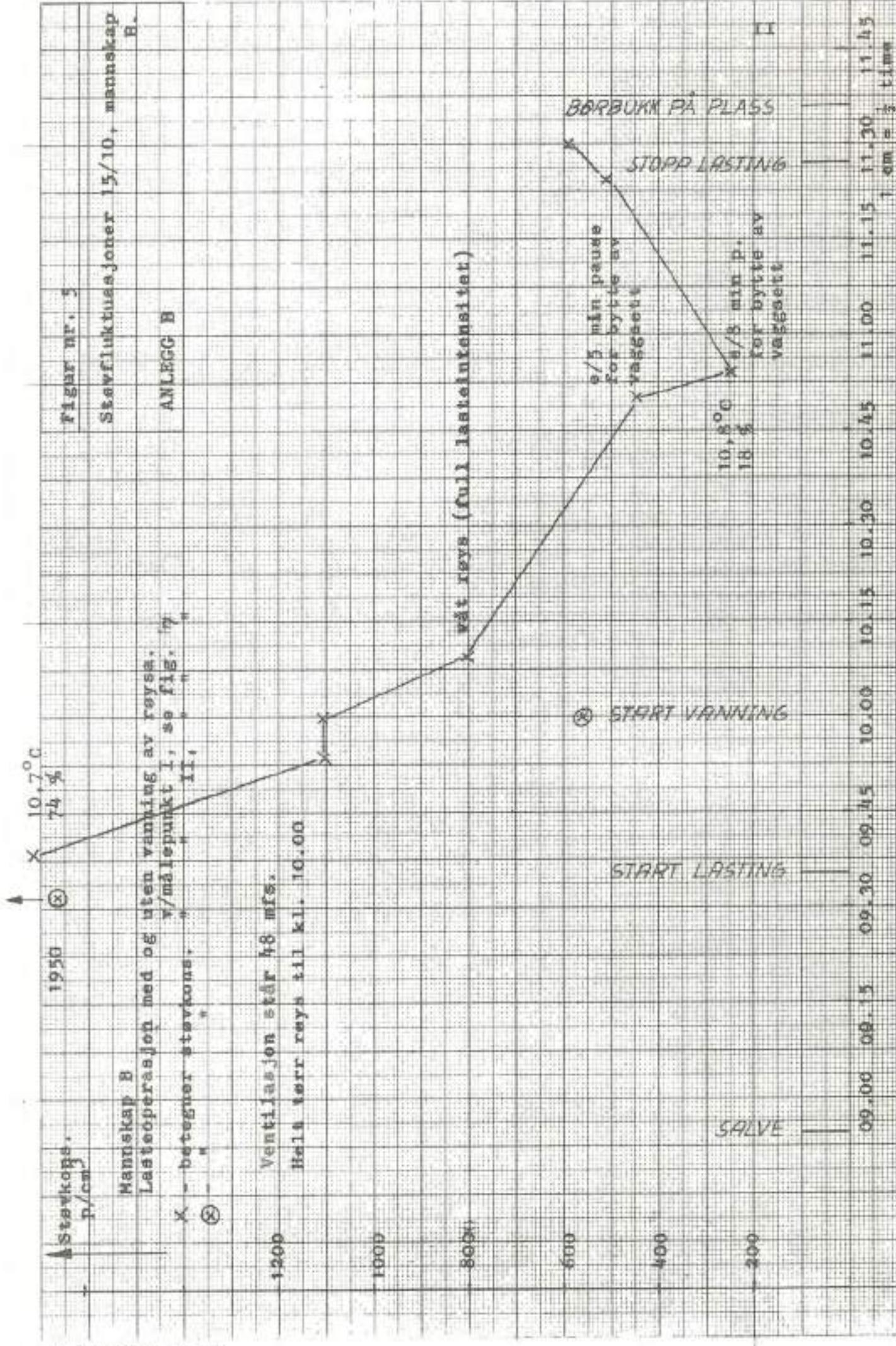
Bergart: Gneis

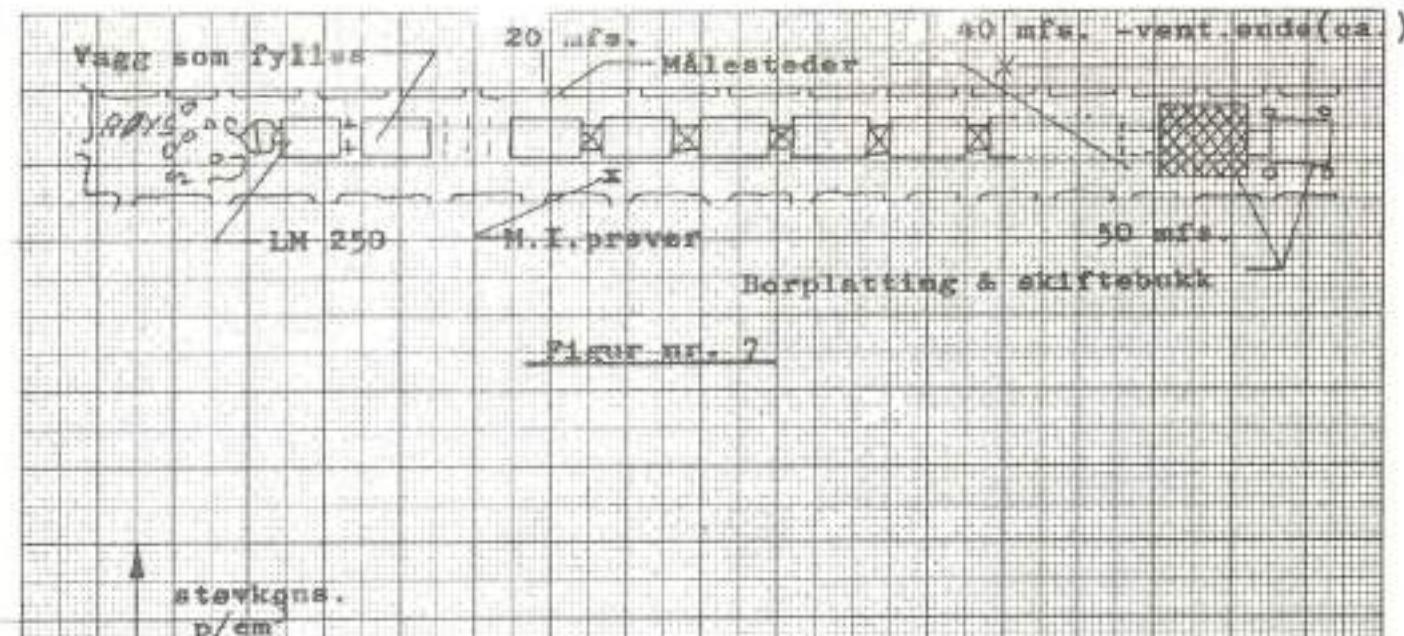
Figur nr. 7

Støvfluktusjoner over lasteoppsæjen den 13/10. 1960

ANLEGG A

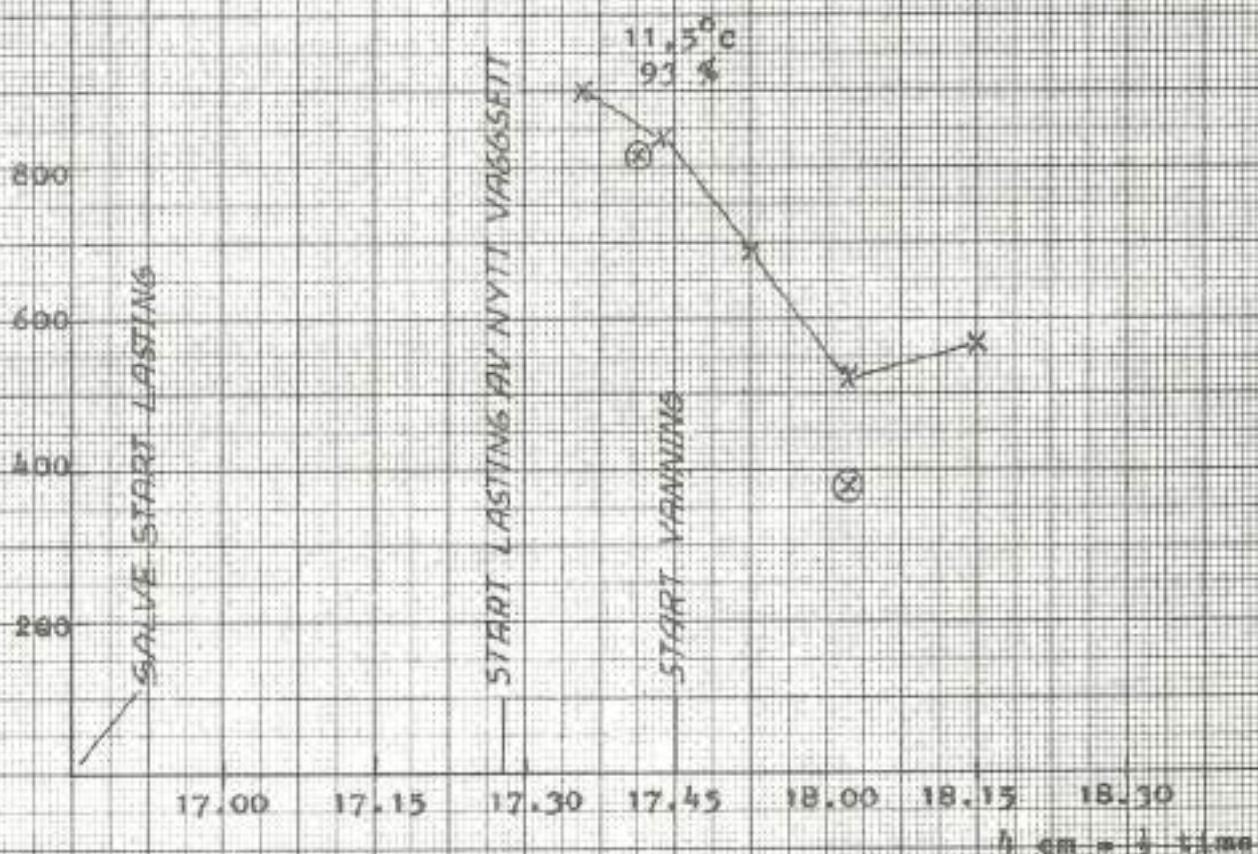






Figur nr. 7

Mannskap C  
Lastoperasjon med og uten vanning  
x - betegner stevkons. v/målepkt. I, se fig. 7  
⊗ " " " " II. " " "

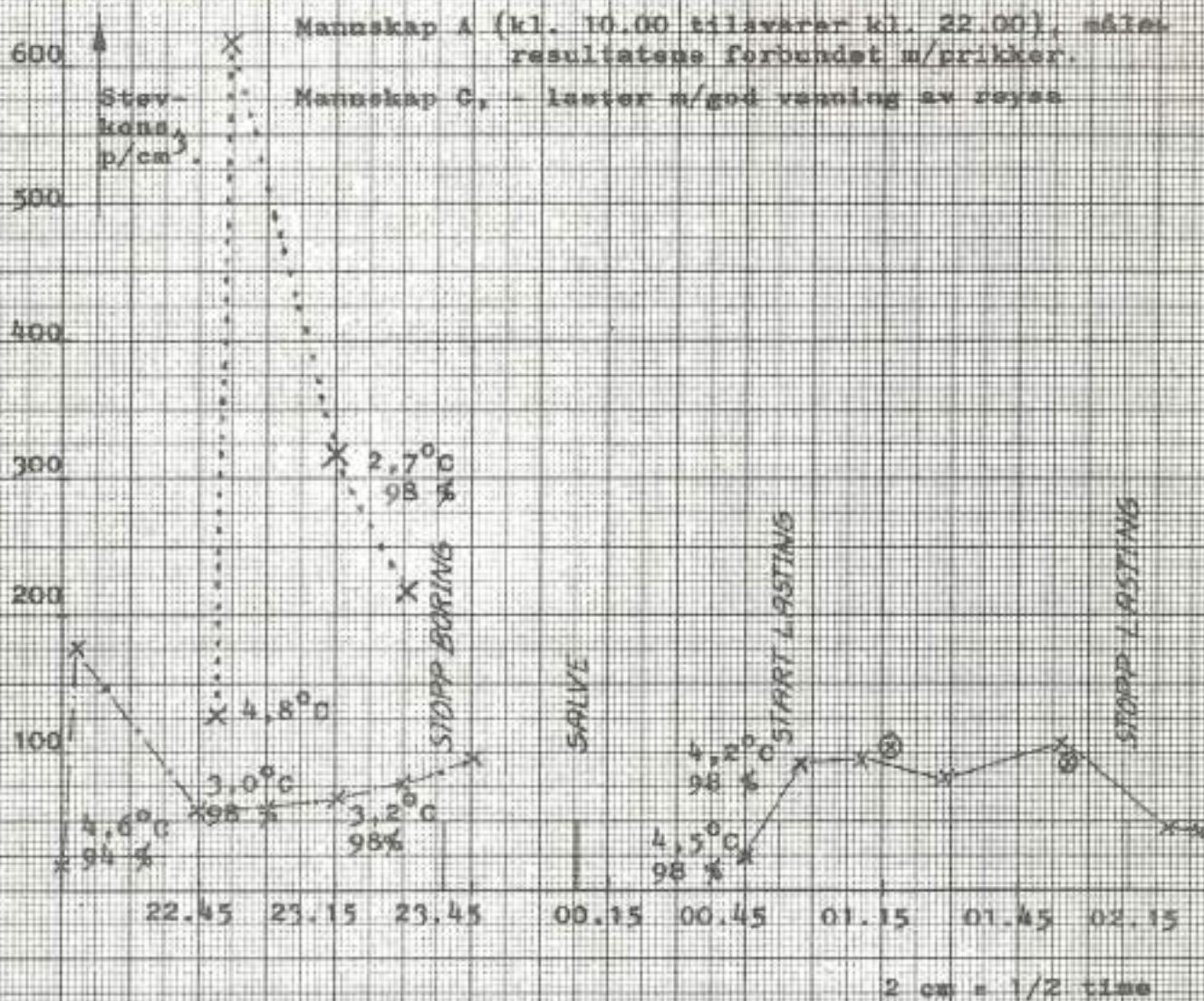


Full lastaintensitet ved alle måletidspunkter.

Figur nr. 6

Stevfluktusjoner 17/10. mannskap C

ANLEGG B



- x betegner stevkons. v/målepkt. I (fig. 7)
- (2) betegner stevkons. v/målepkt. II (fig. 7)
- — — forbindes kons. målt under boring.
- — — forbindes kons. målt under lastning.

Ventilasjon start 28 mfs.

Fig. nr. 8

Stevfluktusasjoner for mannskap  
A & C på to skift den 17/10

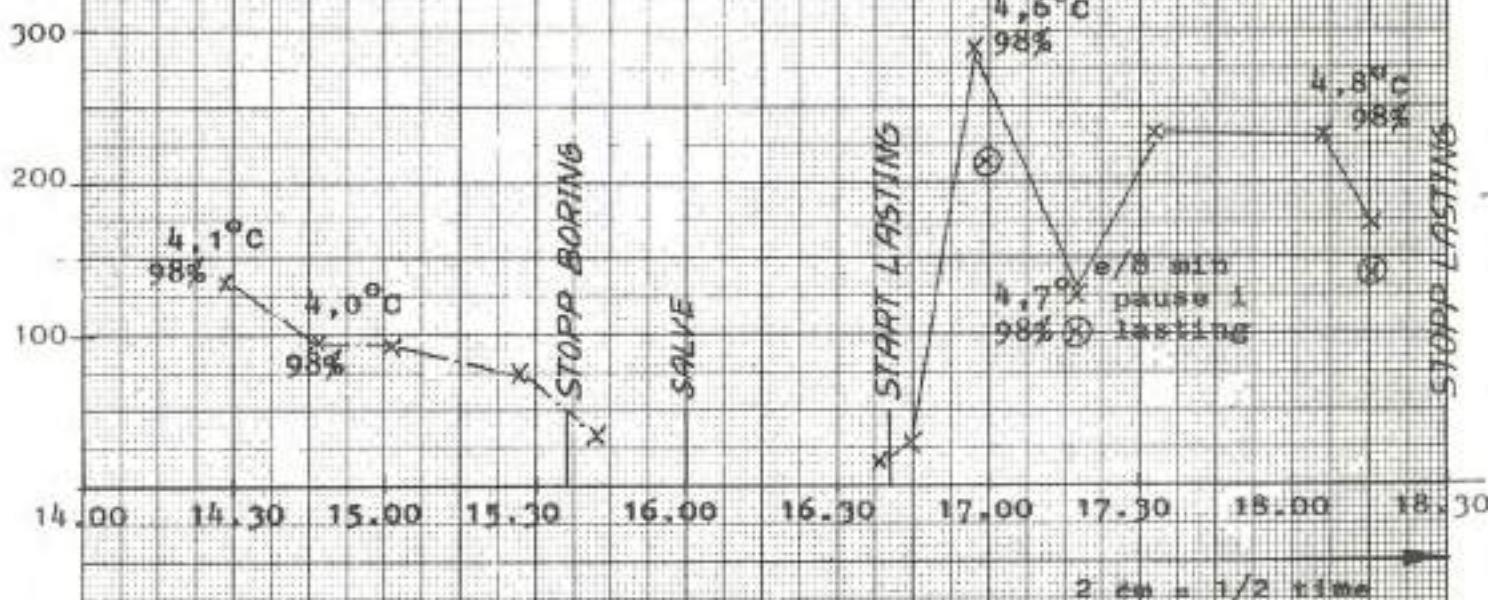
ANLEGG C

Mannskap B, - laster med dårlig vanning av  
røysa.

Beteignelser, - se fig. 8.

Stevkons.

p/cm<sup>3</sup>



Ventilasjon når 35 mfs. v/lasting

Figur nr. 9

Stevfluktusjoner for mannskap B

ANLEGG C

FORELØBIG FORSLAG TIL FORMEL FOR BEREGNING  
AV YRKESHYGIENISK GRENSEVERDI FOR VEKTKON-  
SENTRASJONEN AV KVARTSHOLDIG STØV I  
ARBEIDSLUFT

av

Overingeniør J. Jahr  
Yrkeshygienisk Institutt

FORELØBIG FORSLAG TIL FORMEL FOR BEREGNING AV YRKESHYGIENISK  
GRENSEVERDI FOR VEKTKONSENTRASJONEN AV KVARTSHOLDIG STØV I  
ARBEIDSLUFT

I. Innledning

I stedetfor yrkeshygieniske grenseverdier er nedenfor brukt forkortelsen TLV, som er tatt fra engelsk sprogbrug (Threshold Limit Value).

TLV<sup>1)</sup>) angir hvilke konsentrasjoner man kan tillate av forskjellige forurensninger i arbeidsatmosfæren. Verdiene antas å være satt så lavt at praktisk talt alle mennesker uten skade eller ubehag kan arbeide hver dag et helt arbeidsliv i en atmosfære hvor TLV ikke overskrides. Verdiene er imidlertid bare retningslinjer, og gir ingen garanti for at særlig disponerte eller svaklige individer ikke får plager. Således bør f.eks. folk med astma helst holdes helt borte fra arbeidsplasser hvor det er nevneverdige støvmengder eller irriterende gasser i luften. På den annen side er det ikke sikkert at man vil få hverken skader eller irritasjoner om den yrkeshygieniske grenseverdi blir overskredet. Sannsynligheten for at noe slikt skal inntreffe, er imidlertid større jo høyere over TLV konsentrasjonen i luften ligger.

De yrkeshygieniske grenseverdier er ikke lovfestet, hverken i USA eller i Europa. Hos oss kan imidlertid Statens Arbeidstilsyn og de kommunale arbeidstilsyn gi pålegg til bedriftene om tiltak som er nødvendige for å sikre arbeidernes helse. (Se Arbeidervernloven § 56).

Av partikler som blir innåndet, regner man at det bare er partikler mindre enn 5  $\mu\text{m}$  ( $1 \mu\text{m} = 0.001 \text{ mm}$ ) som kan trenge helt ned i lungealveolene og eventuelt forårsake støvlunge-sykdom. Større partikler blir stanset på veien, og arbeides ut av luftveiene ved hjelp av flimmerhårenes bevegelser.

Fiber- eller nåleformede partikler danner en unntagelse fra denne regel. Hvis diameteren på fibrene er mindre enn ca. 2 - 3  $\mu\text{m}$ , kan partikler på opptil flere hundre  $\mu\text{m}$  trenge helt ned til lungealveolene. Dette er således tilfelle for asbest.

Støvkonsentrasjonen i luften kan angis på to forskjellige måter: enten i antall partikler pr. volumenhett luft, eller i vektmengde pr. volumenhett luft. De enheter som vanlig brukes i Europa, er antall partikler pr.  $\text{cm}^3$ , og antall milligram pr.  $\text{m}^3$  luft, begge deler for partikler mindre enn 5  $\mu\text{m}$ , unntatt som nevnt for nåle- eller fiberformede partikler.

## II. Eksisterende formler for TLV for kvartsholdig støv

For antall partikler pr.  $\text{cm}^3$  (opprinnelig pr.  $\text{ft}^3$ ) luft har American Conference of Governmental Industrial Hygienists<sup>1)</sup> satt opp en formel, som omregnet til metriske enheter blir:

$$\frac{8800}{\% \text{SiO}_2 + 5} \quad \text{partikler pr. } \text{cm}^3 \text{ luft}$$

bestemt med Midget Impinger.

Denne formelen bygger på meget lang erfaring.

Nyere undersøkelser<sup>2)</sup> tyder imidlertid på at vektmengden av støvpartikler mindre enn 5  $\mu\text{m}$  pr. volumenhett luft, er et bedre mål for silikosefarligheten av støvet enn antall partikler pr. volumenhett.

Professor, dr. A. Winkel<sup>3)</sup> har foreslått nedenstående formel for vektkonsentrasjonen av støv mindre enn 5  $\mu\text{m}$ :

$$\text{mg SiO}_2 \text{ pr. } \text{m}^3 \times \text{mg støv pr. } \text{m}^3 < 0,5$$

Denne formelen synes noe streng for støv med middels innhold av fri  $\text{SiO}_2$ . Formelen er den heller ikke anvendelig hvis støvet inneholder mindre enn ca. 0,2 % kvarts, fordi man da skulle kunne tillate større mengder enn 15 mg støv pr.  $\text{m}^3$  luft. Dette er den grense som er satt for såkalt "ufarlig" støv av American Conference of Governmental Industrial Hygienists.

III. Forslag til TLV-formel for vektkonsentrasjon av kvartsholdig støv

Formelen bør etter min mening i hvert fall oppfylle følgende to krav:

- Den bør være analog til formelen for antall partikler pr. volumenhett luft oppsatt av American Conference of Governmental Industrial Hygienists.
- Hvis støvet ikke inneholder fri kvarts, bør den gi 15 mg pr.  $m^3$  luft som resultat.

Formelen:  $\frac{75}{\% \text{ krystallinsk } SiO_2 + 5}$  mg pr.  $m^3$  luft

oppfyller begge disse kravene. For rent kvartsstøv gir den dessuten samme verdi som professor Winkels formel.

Hvis man tegner inn TLV uttrykt i mg støv mindre enn  $5 \mu m$  pr.  $m^3$  luft som funksjon av % krystallinsk  $SiO_2$  etter foranstående formel på dobbelt-logaritmisk kurvepapir, får man en rett linje.

Antar man at 1 mg støv pr.  $m^3$  luft tilsvarer ca. 100 partikler pr.  $cm^3$  luft, i begge tilfeller for partikler mindre enn  $5 \mu m$ , får man formelen

$$\frac{7500}{\% \text{ krystallinsk } SiO_2 + 5} \text{ partikler} < 5 \mu m \text{ cm}^3 \text{ luft}$$

Som vist i nedenstående figur 1, kan man trekke begge disse formlene opp som én linje på dobbelt-logaritmisk kurvepapir.

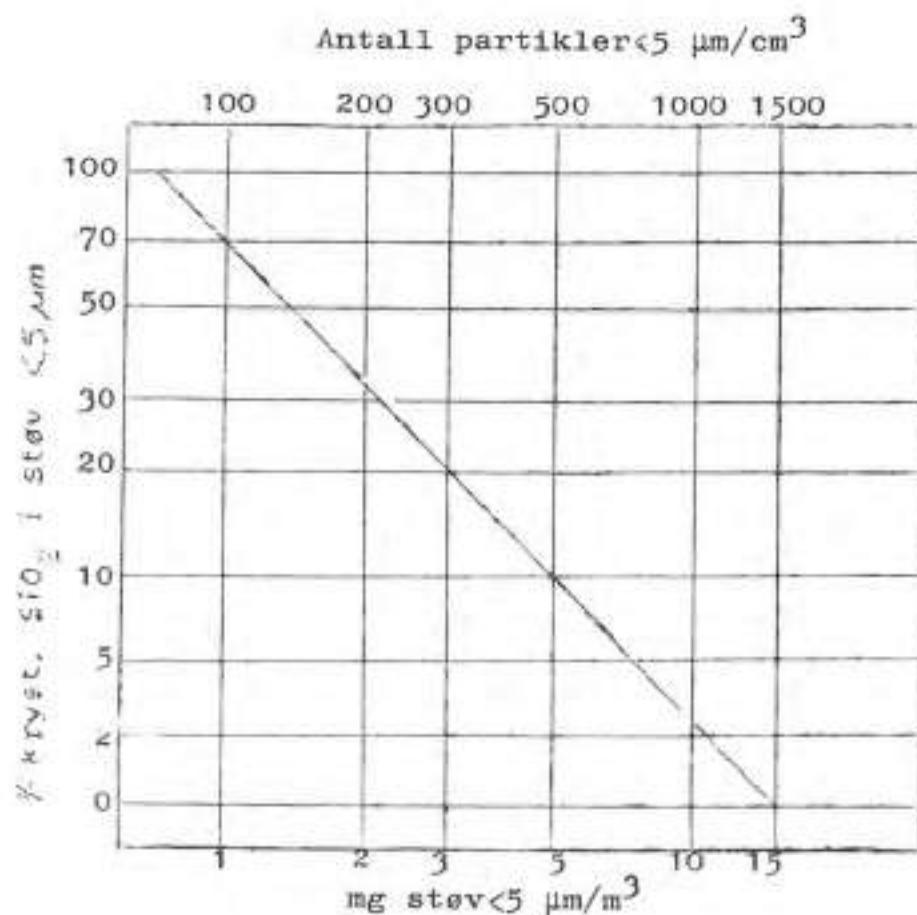


Fig. 1

Formelen for antall partikler pr.  $\text{cm}^3$  luft er noe strengere enn den tilsvarende satt opp av American Conference of Governmental Industrial Hygienists, men forskjellen er ikke større enn at den mer enn dekkes av usikkerheten i måling av antall partikler pr. volumenhet luft med Midget Impinger.

#### IV. Sammenligning av resultater av tallmessig og vektmessig bestemmelse av støvkonsentrasjonen i arbeidslufta

For å kunne sammenligne disse to forskjellige målemetoder, har vi for tilsvarende målinger beregnet brøken

$$F = \frac{\text{måleverdi}}{\text{TLV}}$$

som angir hvor mange ganger større - eller hvor stor brøkdel av den yrkeshygieniske grenseverdi måleverdien utgjør.

Foreløpig har vi bare et beskjedent antall målinger hvor man direkte kan sammenligne resultatene av Impinger- og filter-bestemmelse. Av nedenstående spredningsdiagram, figur 2, ser man imidlertid at der er en viss sammenheng mellom de to forskjellige målemetoder.

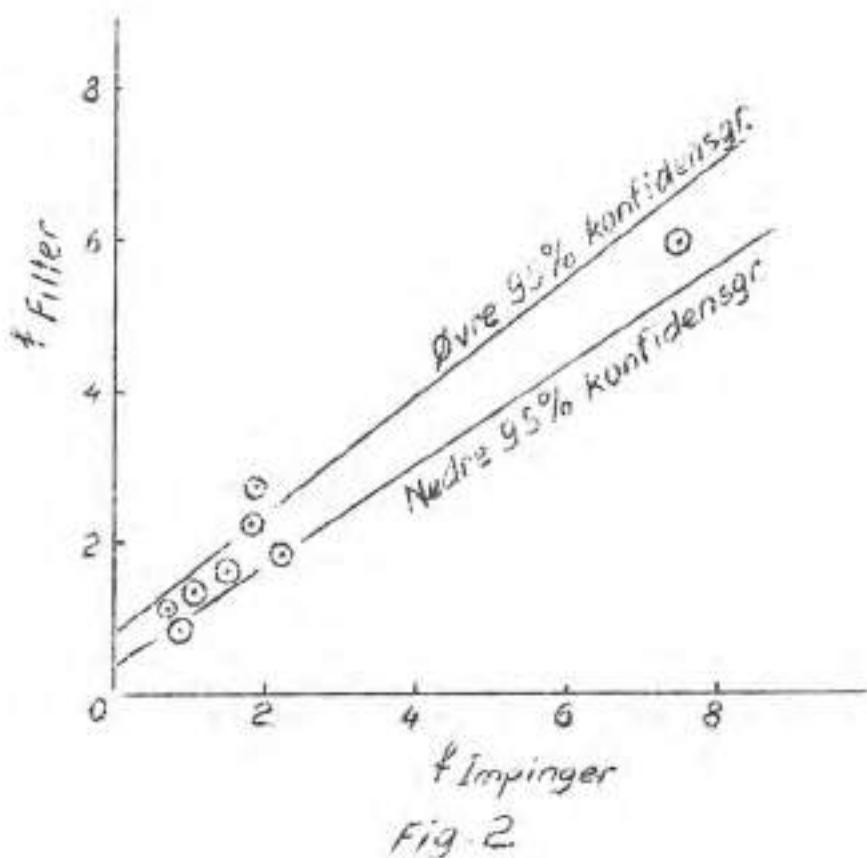


Fig. 2

En beregning av korrelasjonskoeffisienten for x- og y-verdiene gir  $r = 0,98$  og en t-verdi på 9,8, som viser at det er over 99 % sannsynlighet for at det virkelig er en sammenheng mellom verdiene.

Antar man at y er en liniær funksjon av x, finner man ved en enkel regressjonsregning at den rette linje som passer best inn med forseksdataene, har formel:

$$y = 0,56 \pm 0,19 + (0,72 \pm 0,06) \times x$$

hvor  $\pm$  verdiene er angitt for 95 % sannsynlighetsnivå.

Siden ovenstående beregninger bygger på et såvidt lite antall målinger, må man ta et visst forbehold med hensyn til de angitte verdier. De målinger som resultatene bygger på, var ikke lagt opp med henblikk på en direkte sammenligning av resultatene. Vi har imidlertid påbegynt systematiske forsøk hvor måleresultatene skulle være mer direkte sammenlignbare. De endelige resultater vil bli fremlagt ved et senere foredrag.

#### V. Litteratur

- 1) "Threshold Limit Values for 1966" utgitt av American Conference of Governmental Industrial Hygienists, 1014 Broadway, Cincinnati, Ohio 45202.
- 2) "Fortschritte der Staublungsforschung" av Reploh og Klosterkötter, s. 85-89.
- 3) A. Winkel, "Staub" 24, s. 1-8 (1964).

BOLTING I MODERNE ANLEGGSDRIFT

av

Sivilingeniør Tron Jorstad

Ing. Thor Furuholmen A/S

## BOLTING I MODERNE ANLEGGSDRIFT

### Innledning

Sikring av fjell er i de siste år gått over fra å være et noe tilfeldig uforutsett arbeide til et problemkompleks som krever planlegging, forståelse og systematikk. Generelt er det riktig å dele fjellsikringen inn i tre vesensforskjellige grupper, og en minimalisering av sikring oppnås først når det taes tilbørlig hensyn til samtlige av disse:

1. Fornuftig geografisk-geologisk plassering og orientering av et anlegg for å unngå eller minske problemer som skylles knusningssoner, markerte sleppesystemer eller dårlige fjellpartier. Tilpassa tverrsnittene til de geologiske forhold og hovedspenningenes retninger.
2. Sprengningstekniske metoder for å oppnå pene og stabile tverrsnitt med et minimum av overfjell og sprekkdannelse (presplitt, smooth-wall blasting, cushion blasting).
3. Mekanisk sikring i form av utstopning, betongsprøyting, stempling eller bolting.

En stor del av de sikringsarbeider som er blitt utført, kunne vært eliminert om tilstrekkelige undersøkelser var blitt foretatt på et forberedende stadium, og ytterligere reduksjon kunne vært oppnådd med avanserte sprengningsmetoder. Likevel vil det alltid være et visst behov for mekanisk sikring da det er dårlige fjellpartier som ikke kan omgås eller kartlegges in situ. Uten å gå inn på en analyse av de forskjellige sikringsmetoders relative betydning, vil bolting i det følgende bli nærmere behandlet, og en del nye betraktninger vil bli introdusert.

Fjellbolter ble bare i liten utstrekning anvendt før 1950, men i dag installeres ca. 4,5 millioner bolter - tilsvarende en totalkostnad på over 200 millioner kroner - pr. måned i U.S.A. For å antyde litt om effektiviteten av bolting skal nevnes at i kullgruvestaten West Virginia ble det i de siste 7 årene før bolting ble alminnelig anerkjent og tatt i bruk, drept i gjennomsnitt 148 menn pr. år p.g.a. ulykker som skyldtes ras eller nedfall fra heng og vegg. Flere av gruvene sto i fare for å bli stengt da driften ble ansett som hasardøs. De første årene etter at sikring med bolter ble gjennomført, ble de fatale ulykker redusert med 50 %.

Samtidig ble det konstateret:

- a) 80 % reduksjon i det totale antall ikke dodelige ulykker.
- b) 50 % bedre ventilasjon (stemppling gir en langt høyere luftmotstand).
- c) 5 % økning av effektivt tverrsnitt (boltene tillater større utvinnesesprosent).
- d) 70 % gjennomsnittlig produksjonsøkning.

En ytterligere forbedring har siden funnet sted etter hvert som forståelsen for boltingen som sikringsmetode har økt.

Da det må skilles sterkt mellom bolting i de lagdelte sedimentære bergartene som er typiske i kullgruvedistrikten og de noe mer "homogene" bergartene som våre anlegg vanligvis plasseres i, må det gjøres oppmerksom på at dette foredraget primært behandler bolting innen anleggssektoren - selv om storstedelen av boltene installeres i kullgruver.

Innen anleggssektoren har bolter aldri fått den samme utbredelse som i gruvedrift. I stor grad skyldes dette en manglende forståelse for hvordan denne form for sikring virker og hvordan arbeidet bør gjennomføres i praksis. Alt for ofte ser man at et arbeidslag får med seg en del bolter med beskjed om å installere disse der behovet synes

være størst. Verdien av en slik sikring er dessverre ofte minimal, og hvis etterstramming av boltene heller ikke finner sted, må en slik sikring betraktes som illusorisk.

### Systematisk bolting

Det følgende oppsett bygger på et studium av boltelitteraturen samt egne forsok og teoretiske betrakninger. Den foreslalte prosedyre kan benyttes når systematisk sikring med bolter er nødvendig eller ønskelig:

1. Hva for slags sikring er påkrevet ?
  - a) Øyeblikkelig.
  - b) Midlertidig.
  - c) Permanent.
2. Bør bolting kombineres med:
  - a) Netting.
  - b) Fjellbånd.
  - c) Spesielle underlagsplater.
  - d) Sprøytebetong.
  - e) Utstøping på et senere stadium.
  - f) Diverse andre sikringsmetoder.

Når spørsmål 1 og 2 er besvart, er neste trinn å bestemme den geometriske bolteplanen. I stor utstrekning kan man da benytte seg av empiriske formler - som vil bli nærmere omtalt senere.

3. Geometrisk bolteplan.
  - a) Avstand mellom boltene. Funksjon av den gjennomsnittlige blokkstorrelse i fjelloverflaten og av den nødvendige trykkspenning som boltene skal overføre til fjellet.
  - b) Boltelengde. Funksjon av det utsprengte roms bredde, av de geologiske forhold og av avstanden mellom parallelorienterte slepper.

- c) Installeringsretning. Boltene parallelle, vinkelrett på den fri overflate, eller vinkelrett på en markert slepperetning, eventuelt en kombinasjon av disse tre alternativer. Funksjon av det utsprengte roms bredde og geometriske form, og av sleppesystems strok og fall.
- d) Rektanguler eller diagonal bolting. Figur 1. Funksjon av sleppenes strok og fall i relasjon til det utsprengte roms orientering. (Viktig i utpreget lagdelt fjell).
- e) Ønskelig gjennomsnittlig forspenning i fjellet omkring den utsprengte åpning.

#### 4. Boltetype.

- a) Diameter.
- b) Stålkvalitet.
- c) Anker. Avhenger av fjellets hardhet.
- d) Overflate. Deformert overflate er ønskelig hvis injisering skal foretas.
- e) Hulldiameter. Bestemmes av ankertypen.
- f) Underlagsplater og muttere.

#### 5. Installeringsretning.

- a) Arbeidskraft.
- b) Rigg og borutstyr.
- c) Forspenningsmetode.
- d) Forspenningskraft. 50 til 70 % av flytegrensen.

#### 6. Kontroll av geometrisk bolteplan og installeringsprosedyre.

Prøvetagning og kontroll av forspenningskraft.

#### 7. Ny forspenning. Funksjon av tid fra installering, avstand fra stuff og sprengningsfrekvens.

8. Eventuell injisering kombinert med forspenning av bolter slik at boltene er påført en forskriftsmessig belastning i det øyeblikk de stoppes inn.

9. Endelig kontroll.

En del av de ovenfor nevnte punkter krever noe nærmere omtale da de i stor grad er bestemmende for boltingens kvalitet.

Et forhold man må ha klart for seg ved enhver form for sikring, er at den fri fjelloverflate er stabil eller meget nær stabilitet allerede før sikring foretas. Et viktig unntak fra denne regel har man i de tilfelle hvor det forefinnes svelleleire, og på steder hvor en ny utsprengning radikalt endrer de eksisterende forhold. Men generelt skal bolting bare være med å øke en sikkerhetsfaktor som allerede er 1,0 eller større.

Det er viktig at boltene har en minimumslengde som er tilpasset det utsprengte profil på en sådan måte at forankringen finner sted i fjell med tangentielle trykkspenninger relativt det utsprengte rom.

I profiler med sirkulær eller semisirkulær heng oppnås en rimelig boltelengde med formelen:

$$L = 1,6 \sqrt{1,0 + 0,012 S^2}$$

L = boltelengde i meter

S = tunnelens (det utsprengte roms) bredde i meter.

I praksis avrundes lengden oppover til nærmeste standardiserte dimensjoner.

I utpreget lagdelt fjell kan det ofte være riktig å bruke kortere bolter enn det formelen indikerer. Dette gjelder spesielt når et relativt tynt fritthengende lag skal festes til et stabilt bakenforliggende lag. Under slike forhold

bør det installeres tilstrekkelig med bolter til at hele vekten av det nederste laget kan "henge" på boltene. Store underlagsplater bør benyttes.

Det kan også være nødvendig å bruke spesielt lange bolter for å nå opp til formasjoner som gir tilstrekkelig god forankring.

Figur 2.

Under visse forhold vil det være riktig å bruke bolter med noe varierende lengde. Undersøkelser som er utført av forfatteren tyder på at det i området omkring ankeret på en forspent bolt oppstår sprekker vinkelrett på bolten.

Sprekkene skyldes strekkspenninger som induseres i fjellet ved forspenningen. Fig. 3.

Som forsøkmateriale ble benyttet:

- a) En modifisert tredimensjonal matematisk modell.
- b) To-dimensjonale modeller med mini-bolter forankret og forspent i fotoelastiske plater.
- c) Modellforsøk med vanlige bolter installert i store fjellblokker.

Alle disse tre modellene indikerte sprekkdannelse omkring ankeret, og den matematisk beregnede sprekkdannelse - utstrekning og retning - ble parafert av de praktiske forsøk.

Ved systematisk bolting med relativt kort avstand mellom bolter av samme lengde, vil sprekker som oppstår omkring ankeret kunne løpe sammen, og en svakhetszone (plan) kan oppstå. Ved å variere boltelengdene noe unngår man dette. Variasjon i lengden er spesielt viktig når boltene er korte, da det i dette tilfelle også er fare for at detonasjonssprekker - som vanligvis forekommer nær en utsprengt flate - løper sammen med forankringssprekkene og svekker konstruksjonen. Korte bolter bør av samme årsak bare gis en forspenning som er tilstrekkelig til å oppnå god kontakt mellom fjellet og underlagsplatene.

Den faktor som primært bestemmer kvaliteten på sikringsarbeider med bolter, er anker-typen og kvaliteten på forankringen. En bolt som er tilsynelatende stabil, kan være utsatt for langtids-avlastning (bleed-off) som er vanskelig å oppdage, og hvis fjellet overforer økende belastning, kan bolten bli trukket langsomt ut om den ikke er forskriftsmessig forankret.

Når boltene er tilstrekkelig lange og ordentlig forankret, er det den innbyrdes avstand mellom dem som bestemmer sikkerhetsfaktoren. Generelt kan man si at ved systematisk bolting bør avstanden mellom boltene være mellom 1,20 m og 2,10 m, og ikke mer enn 3 ganger blokkenes gjennomsnittlige kantdimensjon. Dersom fjellet har en slik karakter at avstanden må reduseres til under 1,20 m for å oppnå tilfredsstillende sikring, vil det være bedre å gå over til sekundær-sikring med netting, fjellbånd eller sprøytebetong, og kan avstanden overskride 2,10 m, er det neppe noe behov for systematisk bolting.

De underlagsplatene som benyttes bør være trekantede og ha en form som tilpasser seg den fri fjelloverflate når boltene forspennes. Underlagsplatene bør ha oppboyde hjørner som vist på figur 4. Derved distribueres trykket på et noe større område, og boltene kan tåle større vibrasjoner uten at de avlastes eller deformeres.

For permanent sikring er det absolutt påkrevet å injisere boltene, - dette både for å hindre korrosjon og samtidig opprettholde forspenningen.

Når bolter skal installeres med henblikk på permanent sikring, er det ikke uvanlig at de samme boltene også benyttes til øyeblikkelig og midlertidig sikring.

Proseduren bør da være:

- Sikring så nær stuff som mulig. Boltene forspennes.
- Kontroll etter første salve som blir skutt. Bolter som har løsnet forspennes på nytt.

c) Når avstanden til stoff er minimum 35 - 40 m, injiseres boltene samtidig som de på nytt etterstrammes. Dette bør fortrinnsvis gjøres på et skift like før en weekend, slik at injiseringsmaterialet får tid til å herdne uten forstyrrelse fra nærliggende sprengningsarbeider. Da unngår man at bindingen mellom bolt og mortel løsner. Etter at mortelen har herdnet, bør man ikke forspenne boltene ytterligere, da det bare medfører konsentrerte spenninger rundt ytterste del av borhullet. Injiseringsmaterialet har lett for å sprekke og falle ut.

Prosessens kan kanskje synes omstendelig og arbeidskrevende, men resultatet vil være en både effektiv og billig sikring.

Flere steder blir det benyttet armeringsjern eller bolter uten anker. Disse injiseres ved installering, og underlagsplate og mutter blir ofte påmontert etter at mortelen har herdnet. Forfatterens mening er at dette er en meget tvilsom form for sikring, og den kan ikke sies å ha permanent karakter. Hvis det oppstår spenning i bolten ved at en sleppe begynner å åpne seg, må spenningen overføres gjennom betongen som tåler liten strekkpåkjenning. Betongen sprekker derfor nettopp i det skiktet hvor bolten er utsatt for storst påkjenning og hvor korrosjon bør unngås.

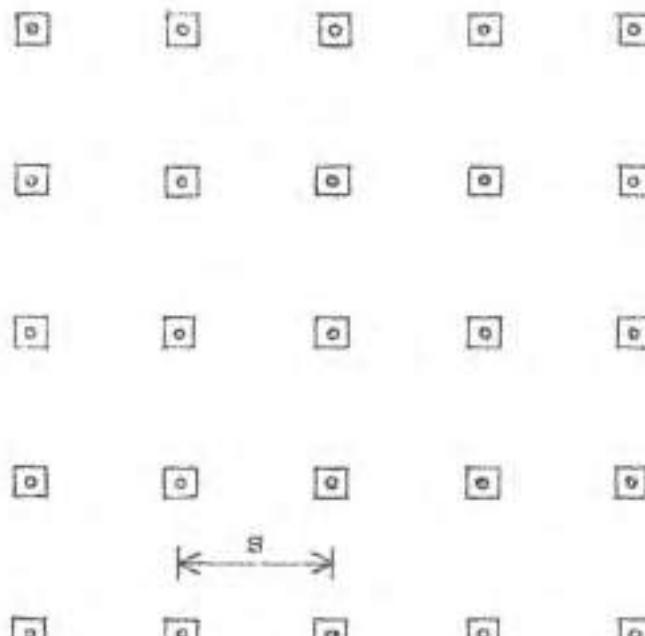
En injisert bolt - uten anker - bør ikke forspennes da det bare medfører en lokal spenningskonsentrasjon rett under plata som resulterer i at mortelen i den ytterste del av borhullet faller ut, og spenningen reduseres da kraften fordeles over en større lengde. Den del av bolten som er utsatt for spenning er også i dette tilfelle den samme del som blir utsatt for korrosjon. Injiserte, ikke forspente bolter kan brukes til midlertidig sikring, bør unngås som permanent sikring, og har overhodet ingen øyeblikkelig virkning.

Til slutt skal nevnesat i flere store kraftstasjoner i U.S.A. har man nå benyttet forspente injiserte bolter som eneste

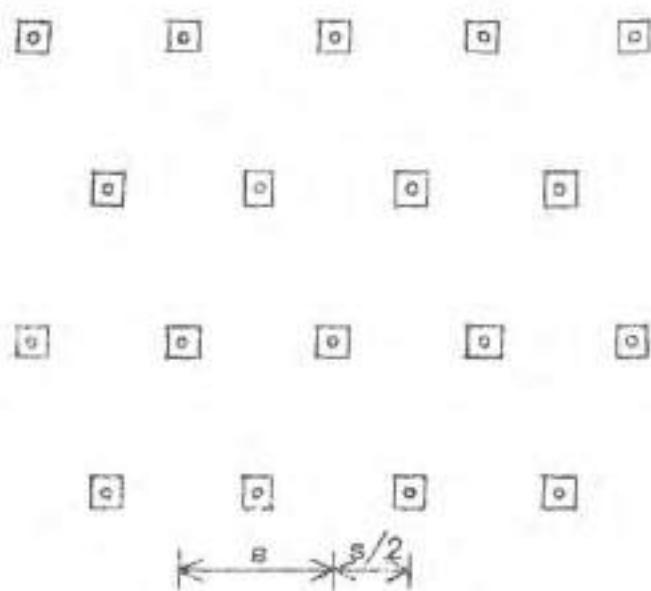
form for sikring av hengen. Det har vært en systematisk bolting med bolteavstand varierende mellom 4 og 6 ft., og en boltelengde på 12 til 16 ft.

Et ganske interessant sikringsarbeide har funnet sted i den store kraftstasjonen ved British Columbia's Portage Mountain Dam ( $L \times B = 272 \times 26$  meter). Det ligger tynne kull-lag i det lagdelte fjellet med en god massiv sandstein 3 til 6 meter over hengen i kraftstasjonen. Se fig. 2. Bolter med 20 fot lengde og  $1,5 \times 1,5$  m avstand fester den dårlige hengen til den massive sandsteinen. Sikring ble utført kontinuerlig. Her var imidlertid fjellet så dårlig at det var nødvendig å støpe kontakthvelv i hele kraftstasjonens lengde. Det dårlige fjellet ga seg tydelig utslag i entreprenørernes anbud da det var 140 millioner kroners differens mellom anbyder nr. 2 og vedkommende som fikk kontrakten for en sum av 550 millioner kroner.

En aktuell metode til sikring av store haller burde etter forfatterens mening være en kombinasjon av presplitt, injiserte forspente bolter og sprøytebetong.

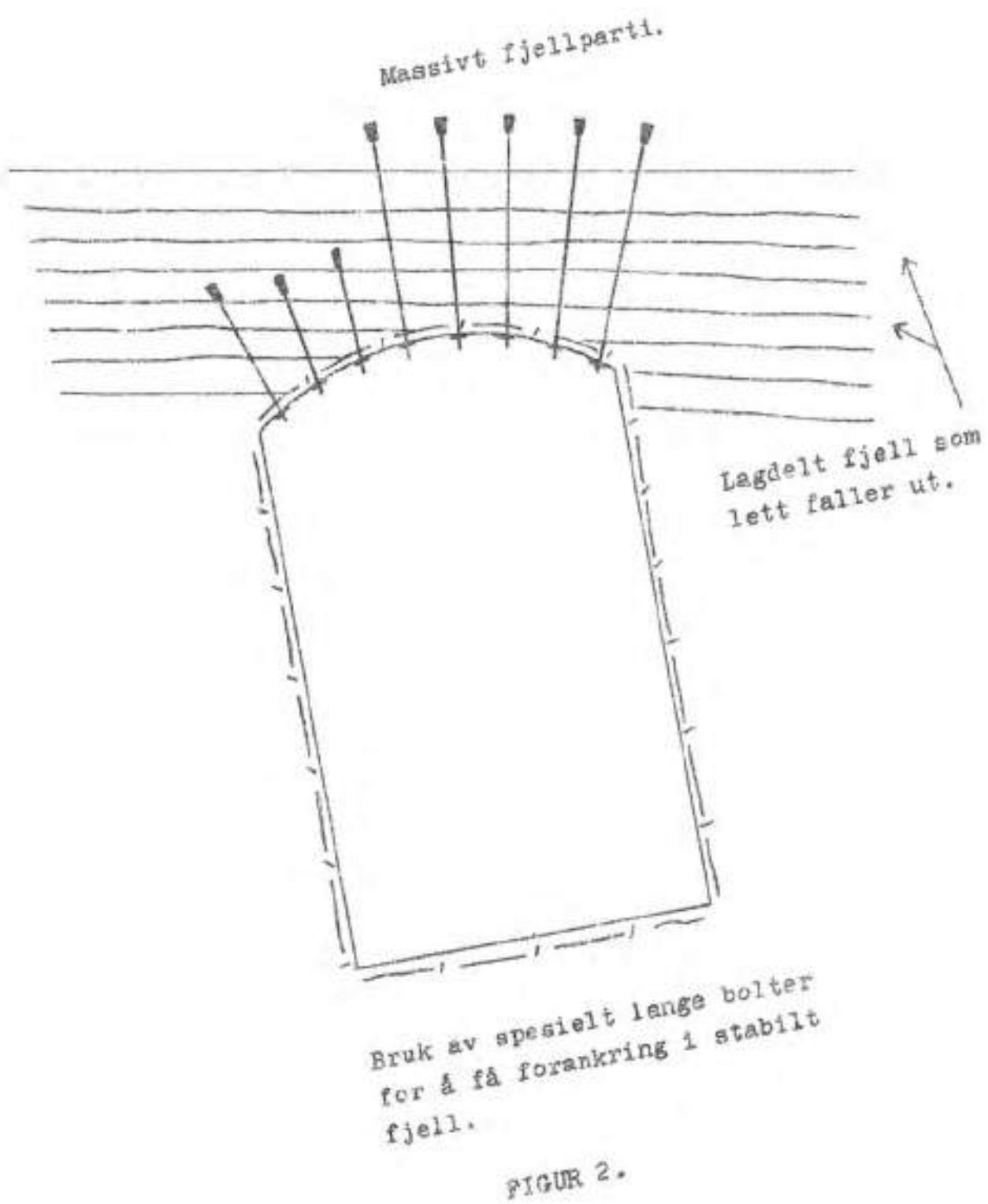


Rektangulär bolting

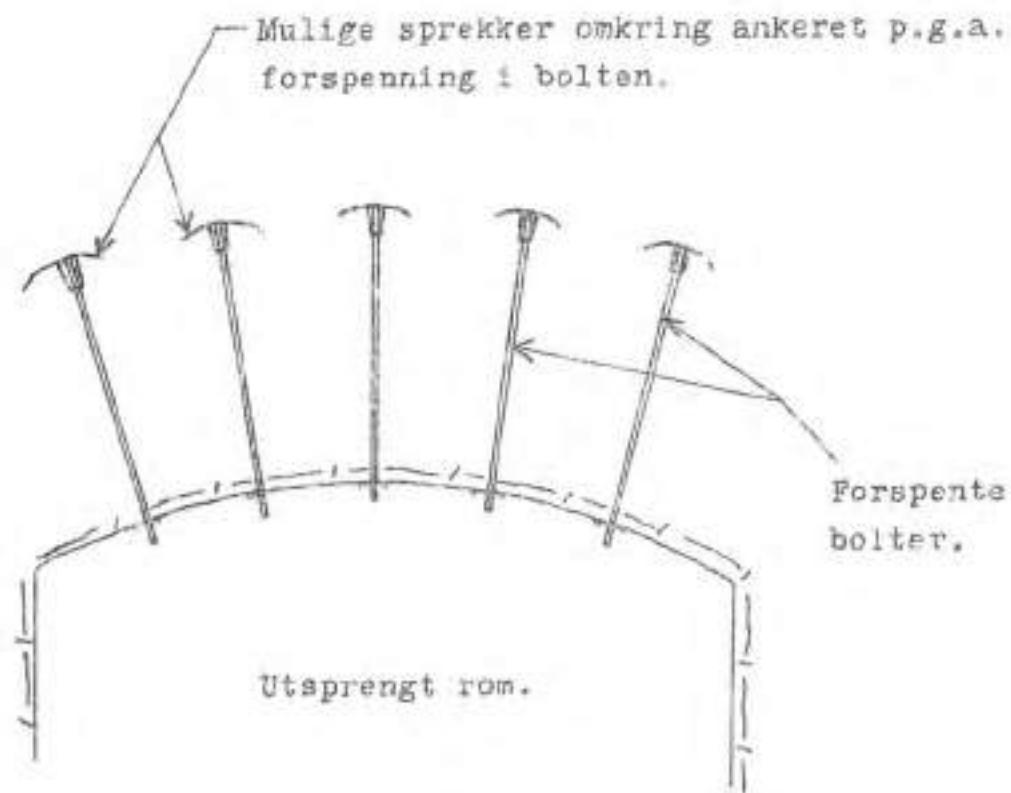


Diagonal bolting

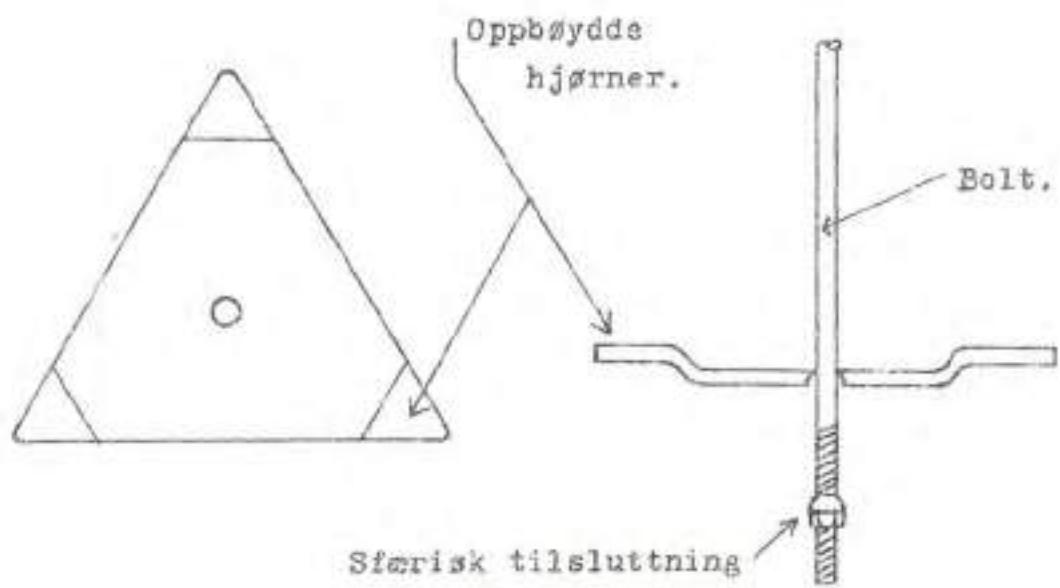
FIGUR 1.



FIGUR 2.



FIGUR 3.



FIGUR 4.

ERFARINGER MED ANOLSPRENGNINGER I MALMBERGET

av

Sivilingeniør Knut Sørensen  
L.K.A.B., Malmberget

### ERFARINGER MED ANOLSPRENGNINGER I MALMBERGET

LKAB's gruvförvaltning i Malmberget skal under 1967 utvinne omkring 6,5 Mtonn jernmalm, och omvandla dette till ca. 4,5Mtonn ferdige produkter i form av stykkemalm, slig och kulsinter.

Malmbrytningen gjenomgår under årene -67 till -69 en gradvis förändring i metodeval, fra et antall forskjellige metoder till en enhetlig, den så kallade skivrasbrytningen. Utover forendringen i sjelte måten å bryte løs malmen, skal alle transportene av malm, material och personal förändres och prinsiplösningen fremgår av figuren 1.

Figur 1 viser prinsippstformningen av kommende transportsystem.

Malmen brytes och transportereres till vertikale sjakt, der den tippes och faller ned, lagres og tappes senere i trucker som kjører horisontalt till krosstasjon der malmen knuses, hvorefter den tömmes i skipper som heiser malmen opp for videre bearbeidning i malmforedlingsverkene.

De forskjellige malmkroppene ligger som skrattstillede skiver i berget med bredde mellom 0 og 100 m og en lengde varierende mellom noen hundre meter og 2 km.

Skivrasbrytningen valgtes dels for den anses å ville gi de laveste brytningskostnader med den maskinpark, som finnes i dag dels for det den kan anvendes over hela feltet og att de forskjellige arbeidsmoment den består av kan tilpasses alle malmkropper. En stadig økende mekaniseringsgrad kan følgelig tilpasses og vi kan forvente en industriell utveckling av denne håndtering

### Skivrasbrytning

Med denne metoden drives borrhingsorter inn i malmkroppen på tvers av denne fra en langsgående tunnel som ligger i malmgrensen på liggveggen (fig. 2).

Disse borrhingsorter plasseres med en gjensidig horizontalavstand på 12,5 m, og videre ned i dypet, hver 12,5 m, ned i malmen plasseres ett nytt likedant system med borrhingsorter mellom ligg- og hengvegg. Fra disse borrhingsorter (fig. 3) borres senere malmen opp med vertikale hull i vifteform i et plan, den så kaledde kransen. (Kransen plasseres med sa c/c 1,5 m.)

Den borrhingsort som ligger øverst i malmkroppen har over den ferdigborrete malmen gråberg som er raset ned i fra hengveggen, slik att når en borret skive skytes løs vil gråbergstykket som ligger på denne presse en del av den utsprengte malmen ned i borrhingsorten der den kan lastes ut. Ved lastingen vil siden mere berg rase ned i orten, og når malminnhåldet i den utlastede delen reduseres under en fastsatt grense avbrytes lastningen till en ny krans er ferdigsprongt.

Sprengningsarbeidene ved skivrasbrytningen ingår således i

- ortdrivningen i malm og gråberg
- nedsprengningen av malm.

I det følgende skal spesielt sprengningsarbeidene for tunneldrivninger beskrives.

### Tillredning av borrhingsorter

Mekanisert drivning.

Borrhingsarbeidet utføres med en selvgående, enmannsbetjent Jumbo red 3 hydraulbommer, av fabrikat Joy og med betegnelsen Joy Serpent. Borrutrustningen er konvensjonell for tung drivning med 4 3/16" bormaskiner og 12" skruvmatning, och

1 1/4" stenger.

Hullsetning i borrhingsort fremgår av figur 4, i det  $18,6 \text{ m}^2$  profil borres med parallellsalver med 46 hål resp 45 mm krone till et dyp av 3,4 m, inndriften er 3,0 - 3,1 m.

Borrhingstiden ligger rundt 1,5 timer. Parallelhullssalven krever en riktig utsettning av hullene på stoff, og som omtalt av dipl.ing. Kauno Kangas fra Malmberget på forrige Fjellsprengningsmöte benyttes en lysbilledeprojektor med et diabilde av ortsalven till dette. (Figur 5 og bilag 1).

Arbeidslagene er organisert i produktionsgrupper der hver mann behersker en operasjon, således består en P-gruppa i tillredningen av

en borrare	- med borraggregat Joy-Serpent
en laster	- med lastmaskin Scoopmobile LD-450
en ladder	- med laddningsbil Volvo Laddmobile
en servicemann	- med servicetraktor med skrotnings-
en skroter }	plattform

Dragning av rör för ventilation, luft och vatten, reparation av maskiner samt bergförstärkning utföres av speciell personal. Ovannämnde lag har som driftseffekt ca 2,5 salver per skift, dvs 7,5 m men topprestasjonen ligger ved 4 salver eller 12 m. Dette senare resultat regner vi å kunne nära oss som driftseffekt när laget och alle ytre faktorer som lagene påvirker är mere inntrimmet. Disse faktorer kan være reparationsservice, bergförstärkning, utfrakt av malm osv.

Her skal nevnes att alle lagmedlemmer har genomgått en grundig opplæring i sin arbeidsoperasjon, hver salve t.eks. borres med eksakt lik hullsettning, identiske flyttskjema osv. Opplæringen her avsluttes med en eksamensprøve der normkapasiteten og kvalitet i arbeidet har vært en nødvendig betingelse for å kunne inngå i arbeidslagene.

Utlastningen av malm skjer med en frontlaster, Scoopmobile,

som bærer malmen 10-100 m till nærliggende vertikale malm-sjakt som frakter malmen ned till utfraktsnivå. Lastmaskinen kan kapacitetsmessig gjøre av med mere berg enn borraggregatene.

Sprengningsarbeidet utføres med prillet AN+olja som sprengstoff, i det følgende omtalt som AN.

AN+olja som sprengstoff er beskrevet i KFF publikasjon nr. 5, og her skal bare fremføres at ammoniumnitrat blandet med sa 5-6 % olje gir et pulveraktig sprengstoff med ca 80% av dynamitens sprengeffekt. Ulemper med dette sprengstoff er att det er vattenlöslig og forholdsvis vanskelig å initiere. Den stora fördelen ligger i priset, ca. 1/3 av dynamitens. I Malmberget anvendes ammoniumnitrat fra Svenska Fosfatbolaget, efter att forsök med olika typer har utförts. Blanding av AN med olja utföres i egen blanderstation.

#### AN

Bakgrunden for anvendelse av AN+Olja som sprengemne under jord ble i LKAB inledet ved sprengningsforsök i Kiruna, der man ville kunna utnytte det billige sprengstoff som tidligere anvendes i dagbruddene. Disse forsök fikk tillfredsstillende utfall.

Vid insättning av mekaniserat utrustning i Malmberget med borrhål med stor diam (45 mm) införte man AN som grund-sprengemne i denne drivning.

#### Laddning

I Malmberget anvendes siden -62 AN som sprengämne för lösskytning av malm, og siden -66 som sprengstoff i mekanisert tunneldriving.

Laddning utföres med en s.k. ejektorapparat. Utrustningen består av en behåller som fylls med färdigblandet AN+olja og som siden settes under tryck. Fra denne behåller går en slang som kan föres inn i borrhålet (Figur 6 ejektorprincip).

Ved att behålleren kan settes under tryck vil ved åpning av behållerens utströmningsventil AN:et pressas ned i slangon. För att AN:et skal komme med jevn ström og med en tilfredsstillende hastighet slik att pakningen i borhull blir akseptabel blåses separat luft inn i laddslangen, og denne luft river med seg AN som tömmes fra laddbehåller. Prinsippkiss av utrustningen med regleranordninger finns på (figur 7) og laddningsmetodiken betegnes hos oss som ejektorladdning.

Ved å regulere tryck i beholder og i ejektorrøret etter fastsatte instruktioner med pådrag på laddapparatet vil AN:et pakkas i borhullet, og da dette knuses sammen i hullet får vi en fullständig utfyllning av utborret volym. För å initiere AN behöves en försterker till vanlige fenghetter og det är vanlig å benytte så 150 g dyn pr hull, en s.k. primer. Arbeidscyklen för en laddning blir som följer:

#### Laddningssyklus

Laddapparatet är montert på en dieselmotor, Volvo Laplander, och denne transporterar likaledes AN, i 25 kg behållare som kommer från en central blandstation, dynamit till primär och tendkapsler.

Fordonet har likaledes en påmonterad plattform som används vid laddning av de övra hullen i salven.

Ved ankomst till arbetsplatsen koplas tryckluft till laddapparatet, och laddningen kan påbörjas.

#### Laddplan

Laddplanen visas på figur 8. Som det fremgår blåses hullene rente och AN fylls i botten av hullene till en meters dyp för slanger dras ut och primer med knallhette settes inn. Siden färdigladdades hullet med så 0,8 m avladdning. Dette kan synas som en unsödlig operasjon, men hullet må renblåses för tendhette kan införas, och med detta krav vinnestaket sikkerhet i de fall salvan ikke går ut i bunn, då

Forsök har vist att man kan borre på AN uten å få detonation. I dette sammenhang skal dog tilfsyes att man bl.a. i Canada i bestemmelser stiller AN i samme klasse som dynamit m.h.p. påborrningsrisk.

Bunnhullene i salven må laddes med dynamit da AN er løslig med vatten, og med fuktig såle kan bottenholen gå ufullstendig. Som det videre fremgår av laddingsplanen laddes takhullene svakere, med gurit før at laddningskoncentrasjonen skal reduseres og takene bli bedre.

I dag har vi fem produktionsgrupper i mekanisert tunneldrivning i malmen, og overnevnte erfarenheter baserer seg på ca 1 1/2 drift.

Utöver den mekaniserte drivningen med tung borrhutrustning har vi i dag flere produksjonsgrupper som borer med knemater og småhull. Det ansås önsklig å innföre AN som sprengstoff også i denne drivning.

Borrningen är konvensjonell, og det anvendes parallellhullskutt med grovhål. Salven borres til et dyp av 3,2 m, og vi får en 2,9 m inndrift. Øvrige salvdata fremgår av figur 9. Da hulldiameteren er 33 mm anså man at laddning med AN fremdeles skulle være mulig, og forsök har bekreftet dette.

AN-laddning er også infört ved handhållen borrhning. I denne laddning anvendes et enklere laddapparat. Ejektorprinsippet anvendes også her, men i stedet for å anvende en spesiell laddningsbeholder till AN erstattes lokket på transportflasken for AN med en tätt anslutet plan skive, med en åpning som er forbundet med laddslangen og et ejektorrör som tidligare viset. Laddningen utföres ved att beholderen anslutes till platen og endevendes, og laddning kan utföras.  
(Fig.10)

Sammanfatningsvis kan fastslås att en salve med 3,1 m inndrift og  $18,6 \text{ m}^2$ , dvs  $60 \text{ m}^3$  laddes med ca 190 kg sprengstoff av tre ulike kvaliteter av en mann på en time.

Vi anser att vår materialkostnad kan reduceras betrakteligt, og i slutten av foredraget skall berörs pågående forsök. Vi kan imidlertid fastslå att vi med å införa AN har uppnådd:

- å reducera sprengstoffskostnaderna
- å mekanisera laddningsarbeidet, och ved detta å reducera kostnadene för detta.

Nu skiller den drivningsmetodik som användes i vår gruva ifrån det jag kan kalla konvensjonell tunneldrivning, ved att arbeidslagene kan deles opp og arbeide på flere tunnelstuffer samtidig, og vi har nu bare en mann ved hver stuff. Dette store antall närbeliggende arbeidsplasser gjør en slik arbeidsorganisasjon mulig og sikkerhetsmessig tillfredsstillende. Likeledes er mekaniseringen av de olika arbeidsmoment balansert m.h.p. effekt, og hvor för sig er ekonomisk motiverbart, i det vi i första hand vill ha så lave kostnader som mulig pr. ortmeter. Våre kalkyler har vist att den mekaniserte drivning är billigare enn håndhallit ved ca. 2,0 salvor pr. skift eller 5,0 m. Av brytningstekniska orsaker må tunneldrivningen ligge före brytning av malmer. I detta forum är imidlertid spörsmålstilning noe annan ved att de tilstedevarande representanter arbeider der hvert arbeidslag disponerer en eller to stuffer samtidig, og der arbeidsstyrkan i flera fall är dimensjonert för utlastning. En hög och noe dyrare drivningstakt är likeledes ved slike arbeider ekonomiske i relasjon till det rentetap av anleggskapital en senere avslutning av arbete vill medföra. Av denne orsak skal derfor bara kort nevnes att två Svenske entreprenörer förretningar använder ved en och två frontsdrift samma laddningsmetodikk som är utvecklat i LKAB i Malmberget, nemlig Skånska Cementjuteriet och Nya Asfalt, der begge arbeider med tung borrrutrustning.

Et annet spörsmål som är aktuellt är hvorvidt förbrenningsproduktene fra AN-laddade salver är besværende. Fra egne og overnemte arbeider har ikke registrerts noen skende besvær med ventilasjonen, og en minimal utluftningstid

ligger på ca. 20 minuter, dvs likverdig med dynamit. Nu skal anmerkas att salvskjutning skjer ved skiftbyte och ventilationen er dimensionerat för dieselavgas.

#### Vidare arbeide

På samme måte som i tunneldrivningen har AN ersattet dynamit som sprengstoff i den egentlige gruvbrytningen, men dette skal ikke behandles i dette forum.

Ved å kunne anvende det billigere sprengstoff AN har en total økonomisk forbedring av sprengningsarbeidene skjedd i Malmberget.

Som det fremgår av den tidligere redogörelse anser vi att det også är visse ulemper, eller med andre ord rom for forbedringer. I det følgende skal enkelte punkter tæs opp.

- Vi har totalt en sprengstoffförbrukning som är större än sprengringsteknisk nödvändig .
- Vi har tre olika typer sprengstoff i hver salve.

Pågående forsök har angreppt desse ulemper og visse slutsatser skal draes av nuvarande resultater.

Den höge sprengstoffförbrukning kommer av att laddning med AN förutsetter att borrhullene må fyllas fullständig för att undvika detonationsavbrudd. Den höge boreffekt pr man och skift som tung borrhutrustning har fört med sig har totalt senket borrhningskostnaderne pr. ortm. eller massenhet. Imellertid användes i den tunge borrhutrustning i de flesta fall bormaskiner som byggts för pallborrning och byggts med den målsettnings att reducera antalet bormeter pr massenhet. Fölgelig är de maskiner som användes i dag byggts för 2" hål och 2" hål tillsvarer i pallsprengning sprengringsteknisk en försetning på ca. 2 m, och likaledes en större mulig försetning enn den som kan användas i de profiler som tunnelbyggen har.

Detta betyder i mange fall en utbörning pr massenhet som er ekonomisk stor, og som vid användelse av AN medföre tung borrhutrustning likaledes et uforholdsmässigt stort förbruk av sprengstoff.

Målsetningen bör fölgelig være å redusera det utborrade hålvolym och det skjer lempligen ved att gå ned med håldiameter. Våre sprengningsforsök har vist att vi kan sprenga utan vanskelighet med AN i 33 mm hål, mens forsök andre steder i verden angjer som min. grense ca. 20-25 mm.

Vi har satt opp som målsettning et lavere förbruk av sprengstoff med minst bibehållen borrhingseffekt pr. mannskift = aggregatskift. En annen side av saken er att borstålskostnaderna er högare vid tung borrhutrustning enn vid lett per utsprengt massenhet og følgelig ansees denne målsetning også ville påverka borstålskostnaden i riktig retning.

Våre sprengningsforsök har vist att vi med nesten uforandret hullsetning kan borra salvan med 38 mm hull, og ved disse forsök har vi satt en svakere typ bormaskin på ett av våre aggregat.

Borrhingstiden pr salve har gått ned, og likeledes har förbruket av sprengstoff reducerats med 30-35 kg. AN pr salve.

Som borrhutrustning pröves 1" faste stenger med 37 och 38 mm firskjär och medelskjär, samt 1" slangar och 38mm kroner, og også her registreres för begge utrustningar en lavere kostnad pr bormeter og likaledes ortmeter.

Vi vill fortsette å kjøre dette aggregat en tid till og muligens prøve annen utrustning för vi anser oss klare, men vi anser i alle fall at borrhingsarbeidet med så kallet tung utrustning vil vinne på å borre med noe mindre hullstorlek.

På samme sett eksperimenteres med

- Forsterkerpatroner i stället för dynamit som antendningspatron.
- forpakning av AN i vattenfylte hull.
- borrhning av kranshull med mindre hulldim enn resten av skivan för med utförandet hullsettning kunne anvende AN i hele salven.

Disse siste forsök virker lovende men vi anser det ennu for tidlig å dra for vidtgående slutsatser av dem.

Hulldiameter	Tung borrhutr		Lett borrhutr Handhållt		Modifert tung borruthrustn Joy 38 mm hål	
	45 mm hål	33 mm hål				
Ortprofil	186 m <sup>2</sup>	22,3 m <sup>2</sup>	18,6	22,3 m <sup>2</sup>	18,6	22,3 m <sup>2</sup>
Bemanning borrn	1	1	3	3	1	1
Antal hull	46	50	56+1	60+1	49	54
Salvtyp	parallel	parallel	parallel	parallel	parallel	parallel
Borrat dyp	3,4	3,4	3,2	3,2	3,4	3,4
Inndrift	3,0	3,0	2,9	2,9	3,0	3,0
Borrmeter/salva	156	170,0	180+3,2	192+3,2	167	184
Ren borrhningstid min	90	95-100	145	180	85	90-95
Laddning						
Antall fenghetter	44	48	56	60	47	52
AN kg.	155	165	101	110	120	130
Gurit kg	3	4	5,4	5,4	3	4
Dynamit kg	36	37	24,2	24,9	37	38
Laddningstid/min 2 man	40	45	60	65	40	45

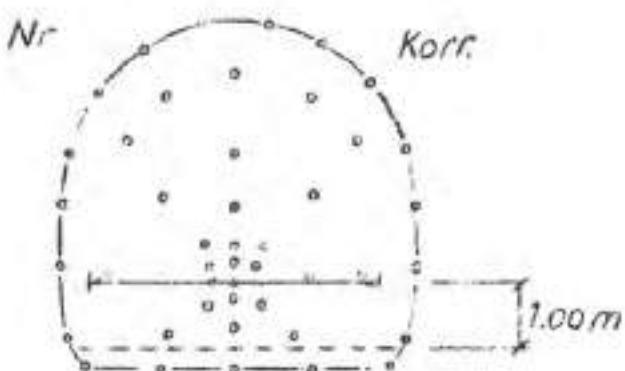
Bilag vedr. salveoppmerkning på stoff

Diskussionsinlägg av dipl.ing. Kauno Kangan, LKAB,  
Malmberget.

Herr Formann, mina Herrar:

Med anknytning till anförandet om kontursprängning vill jag kort redogöra för en utsättningssmetod med projektor, som nu har använts vid Malmbergets gruvor över ett år. F.n. har vi över tio projektörer i daglig användning.

Syftet med denna utsättningssmetod, utom att göra en tidigare besvärlig utsättning enklare, är att i kombination med försiktig skjutning få en snygg och jämn och därigenom ur skyddssynpunkt bättre ortvägg samt att undvika onödigt överberg.



Med en vanlig enkel standardprojektor för 5 x 5 cm diabilder projiceras en borraplan på bergväggen i en ortgavel. Bilden justeras med hjälp av passpunkter in på de målade kryss som framfluktats med hjälp av gruvmätningens riktmödel, för att få rätt skala på den projicerade bilden.

Läget för varje borrhål markeras sedan med en färgpensel varefter borrhingen kan påbörjas.

Projektorutsättningen är enkel, snabb och noggrann trots kurviga eller annars komplicerade linjer i ortprofilen. Utsättningen görs hos oss normalt av arbetsledaren eller av borrharen.

Diabilden kan om så önskes förses med speciella markeringar, t.ex. överkant färdig körbana enl. fig. man kan med en pil anvisa läge och riktning för mot ortriktningen vinkelräta borrhöl för kabelhylla eller ventilationsrör. Man kan också för samma ortprofil göra en annen diabild med t.ex. mindre hålavstånd som tas i bruk genast när man kommer in i dåligt berg etc.

Om sprängningen trots allt av någon anledning skulle bli fel, kan man med samma projektor och samma diabild genast efter salvans upplastning kontrollera ortprofilen i önskad sektion och göra ev. justeringssprängningar innan ledningar etc. har hunnit framdragas.

K. Kangas

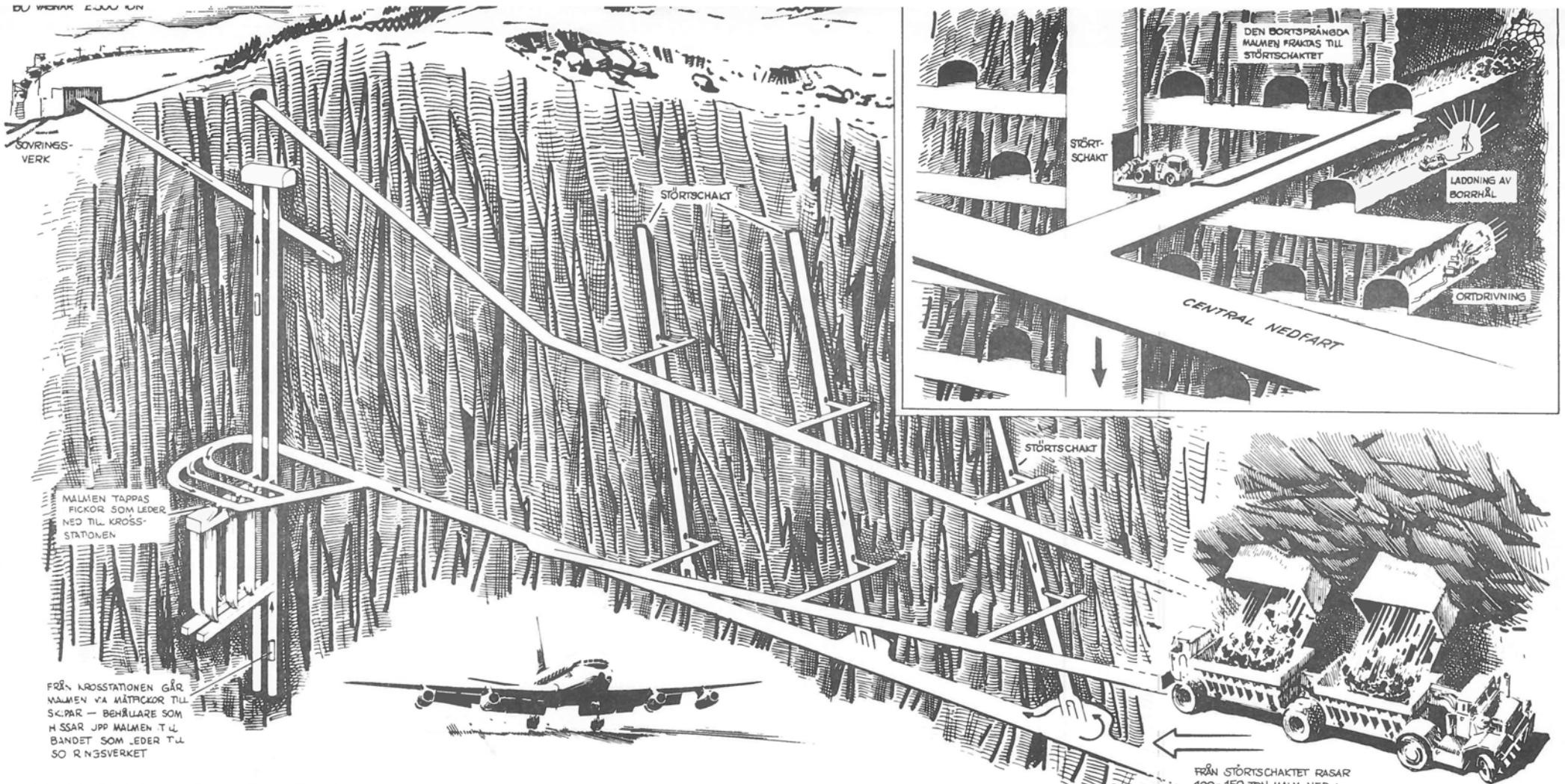


Fig. 1.



MÄLMLTRANSPORT, MITTEN AV 1700-TALET  
MAN KÖRDE MED REN OCH PULKA FRÅN MÄLM  
BERGET NER TIL KUSTEN. VARJE EKIPAGE  
LASTADE OMKRING 40 KG JÄRNMÄLM

10 TRUCKAR TÖMMER EN OCH EN HALV  
BENSINSTATION UNDER 2 SKIFTS KÖRNING  
- 16 TIMMAR FÖRBRUNNING 16 000 LITER

## Skivrasbrytning principutformning

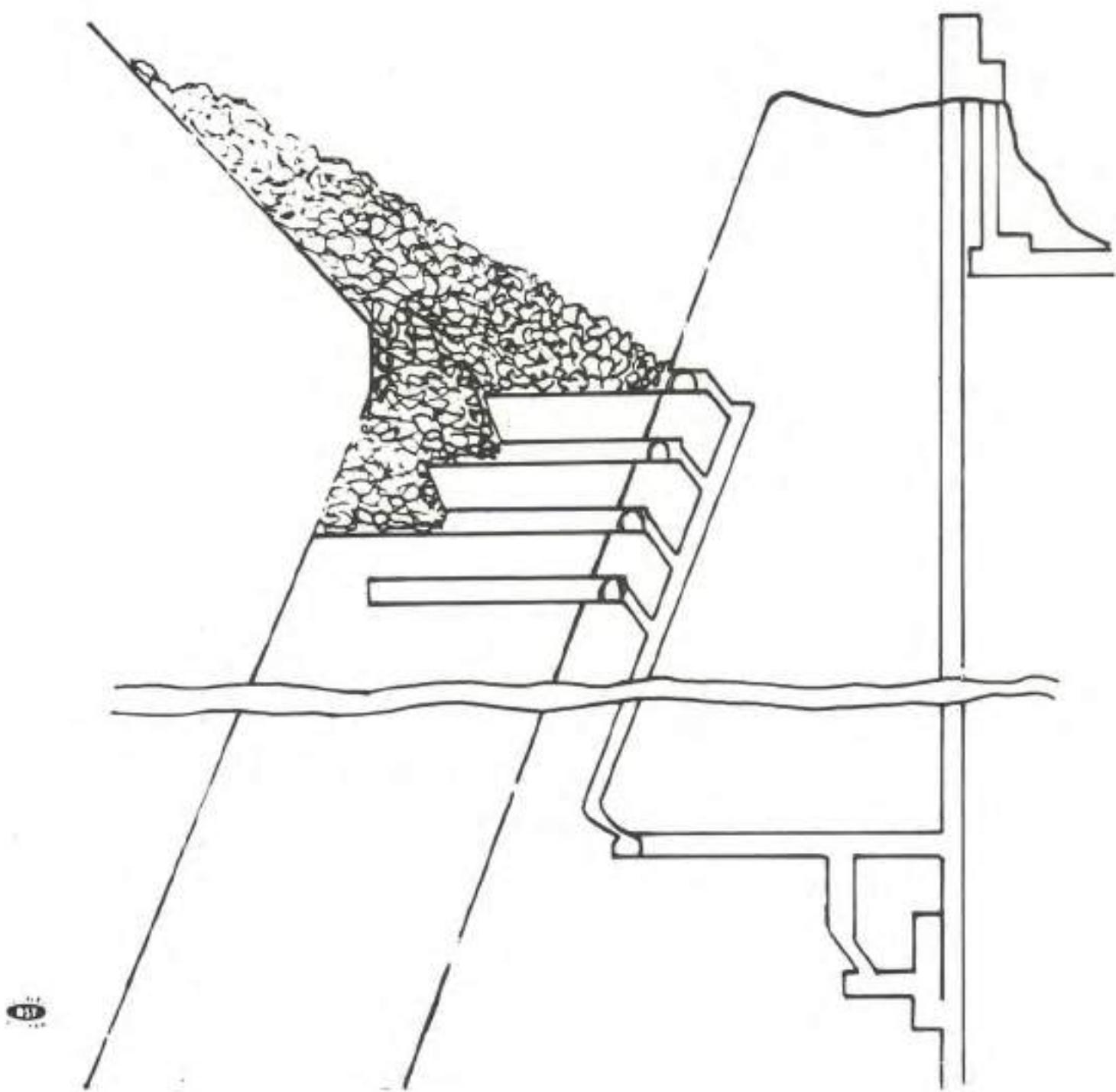
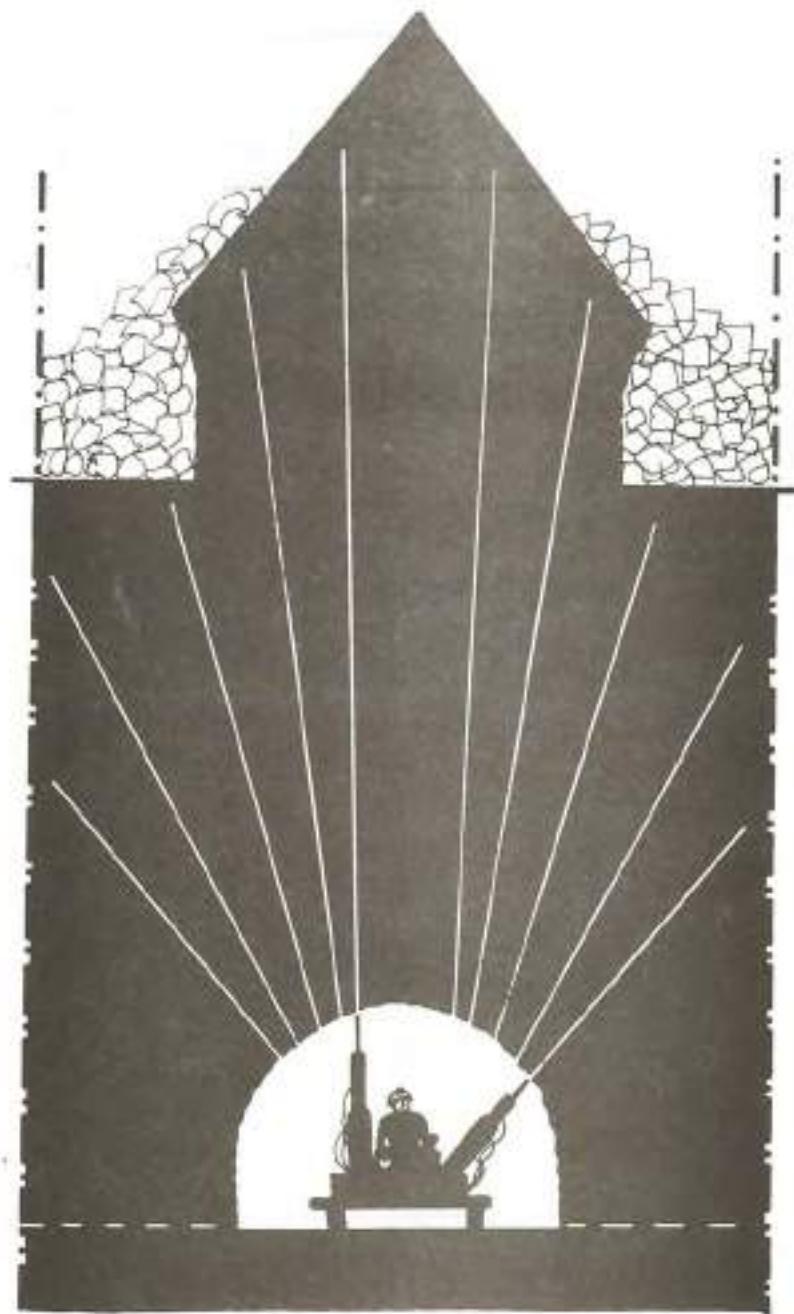


Fig. 2.

## STANDARDKRANS FÖR UPPBORRNING AV SKIVORT MED BUK 22

Data

Skivhöjd 12,5 m  
 Ortavstånd 12,5 m  
 Pelarbredd 7,0 m  
 Ortdim. 5,5 x 3,8  
 Antal hål 10  
 Antal bm 100,2  
 Håldim. Ø 51 mm  
 Borragg. Buk 22

Försättn.	1,4	1,5	1,6
Bm/fm <sup>3</sup>	0,52	0,49	0,45
Ton/bm <sup>1)</sup>	8,5	9,1	9,7
Kranslutn.	85°	85°	85°

<sup>1)</sup> Vid en volymvikt av 4,4 ton/fm<sup>3</sup>

Fig. 3.

LKAB

Malmberget

UR

UTVECKLINGSPROGRAM  
MEKANISERAD ORTDRIVNINGUtsättningsskiss i 5,5 x 3,8 m ort.  
Alt 2.

Bilaga 2

65-171

Skala 1:30

660405 HG-B

V

Antal hål / salva 46.

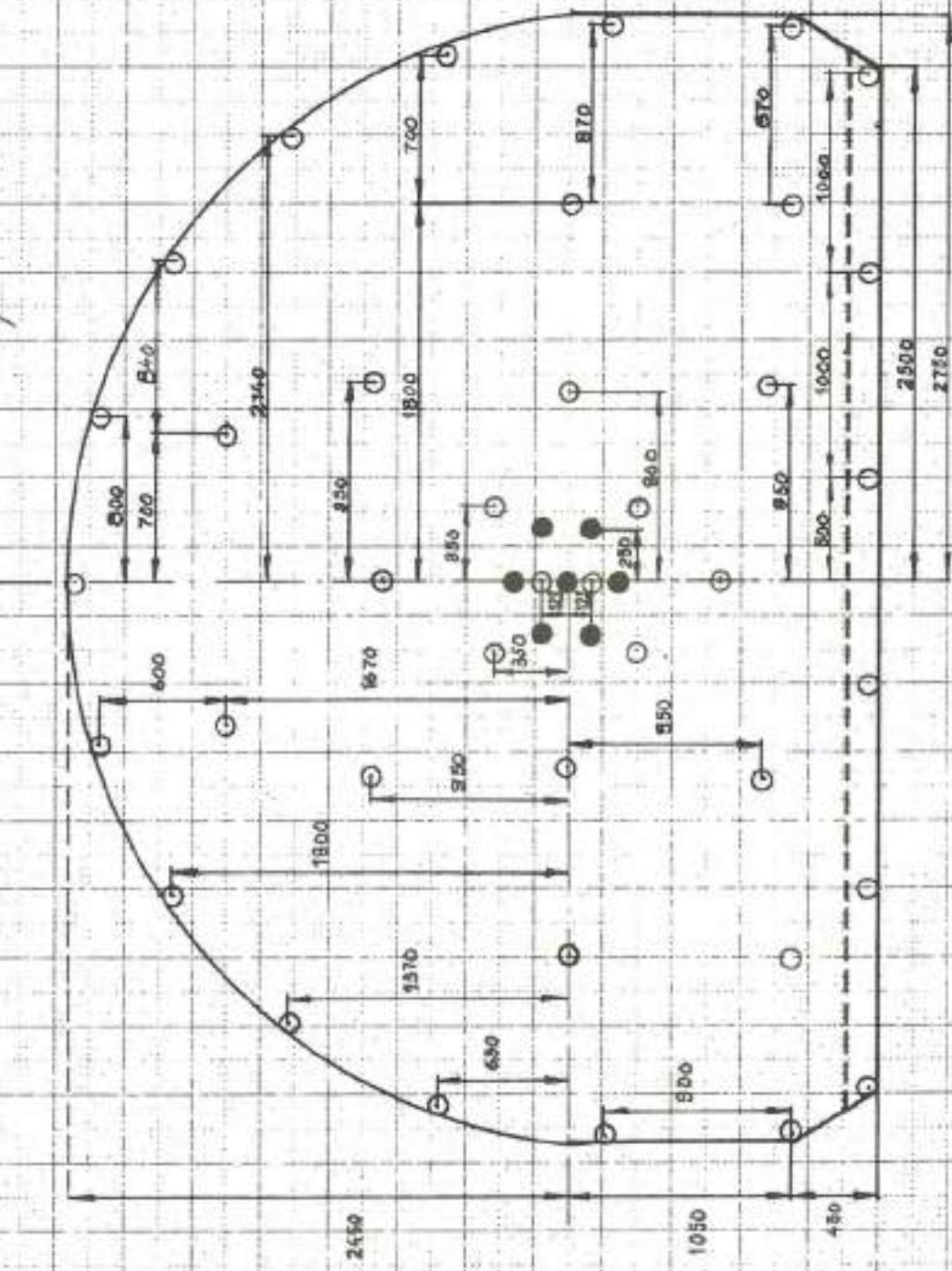


Fig. 4.

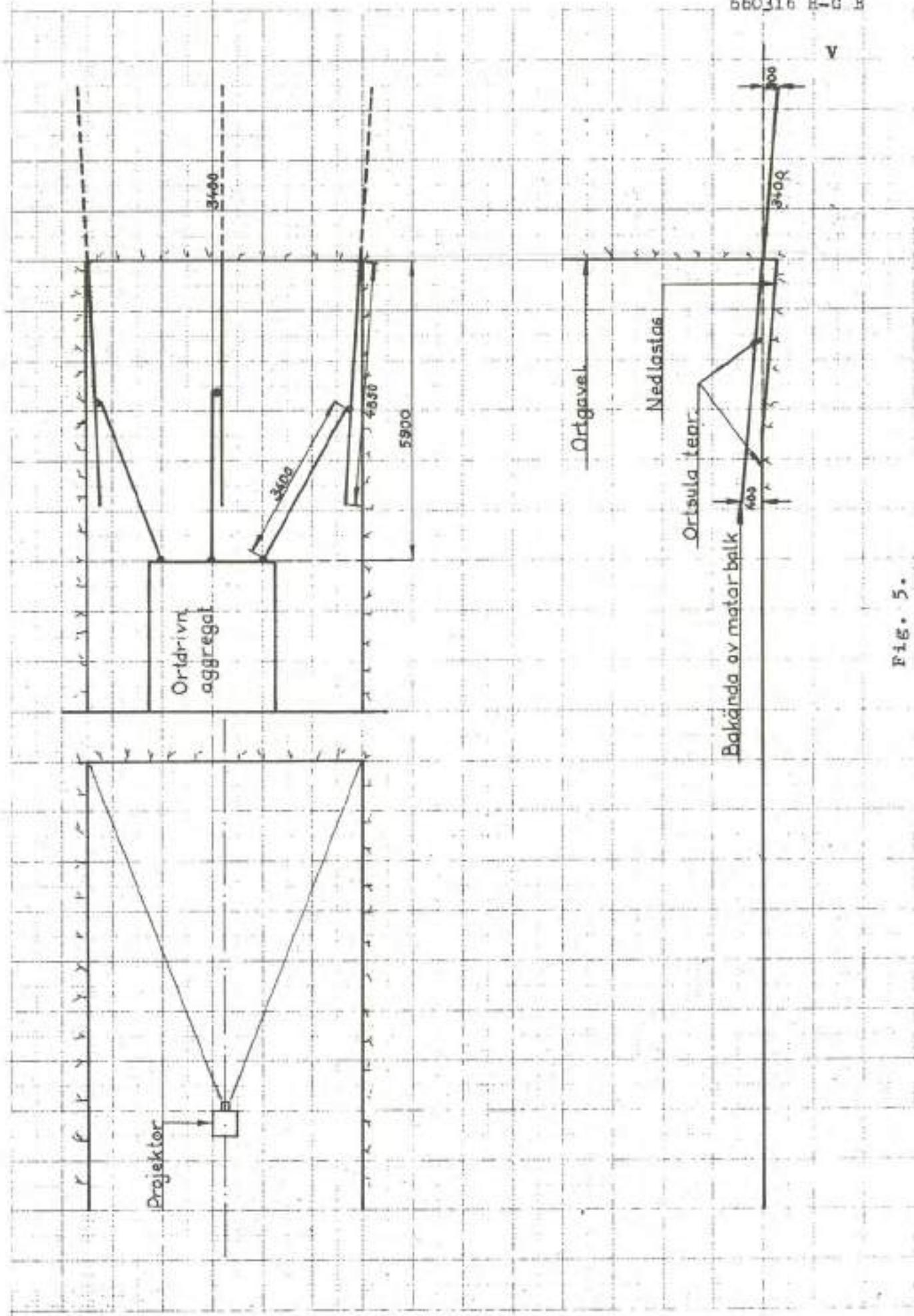


Fig. 5.

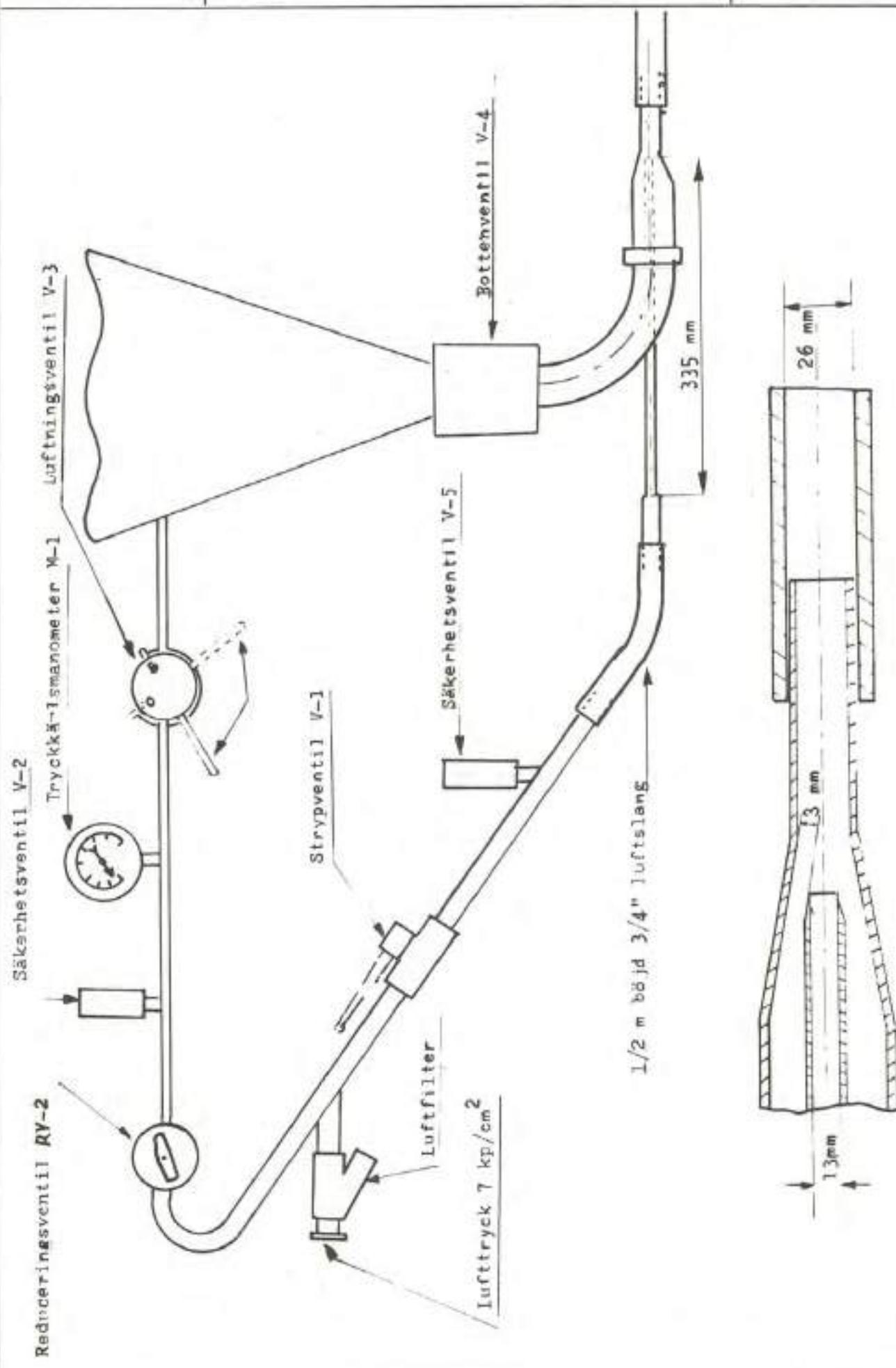


Fig. 6.

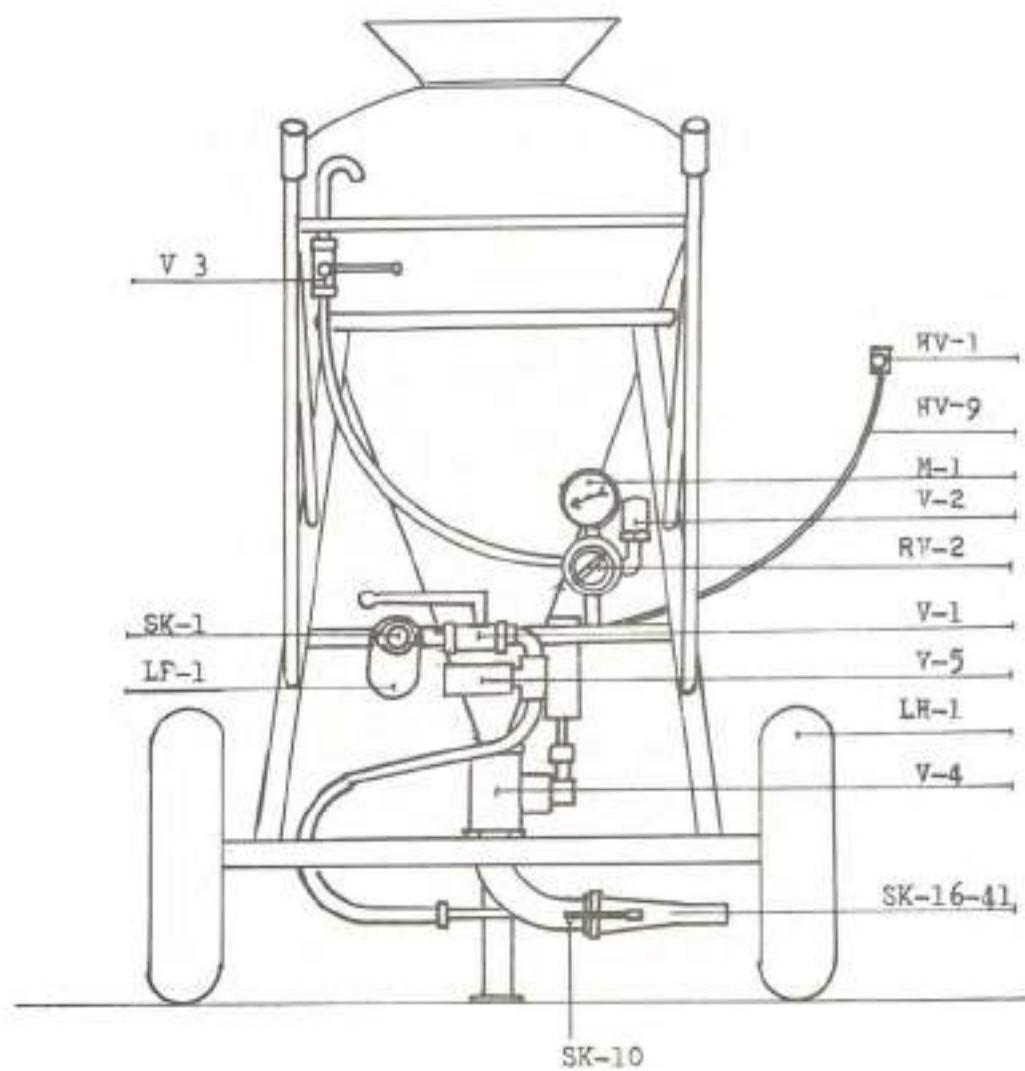
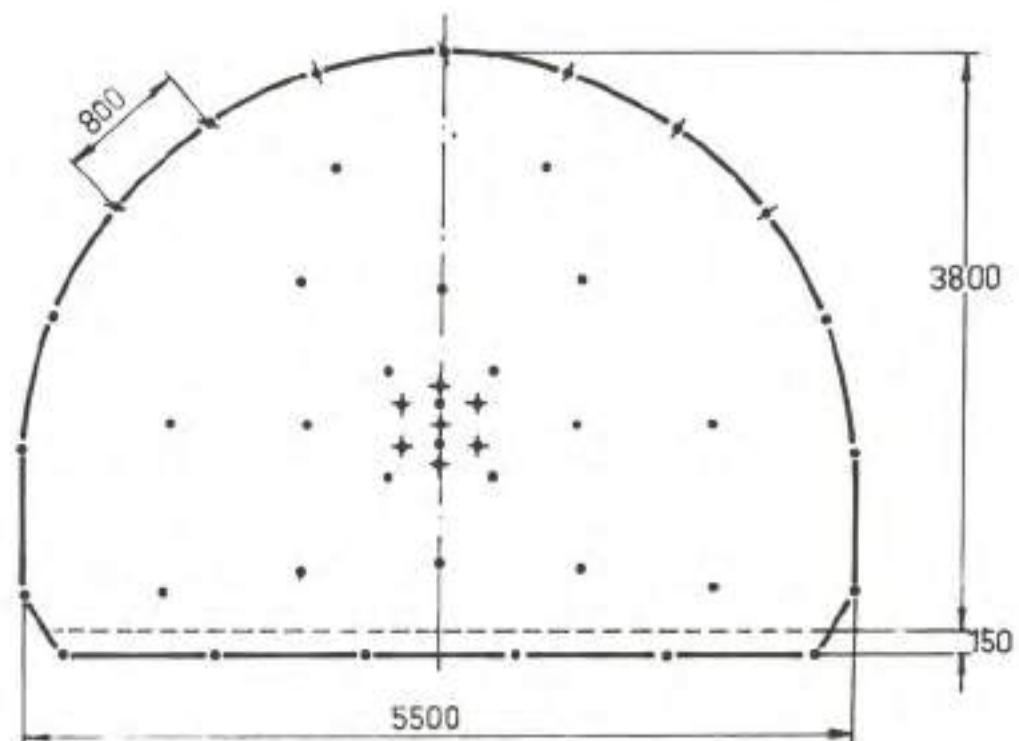


Fig. 7.



• Guritladdning 1/2 sek.  
+ Kortintervall  
\* 1/2 sek. intervall

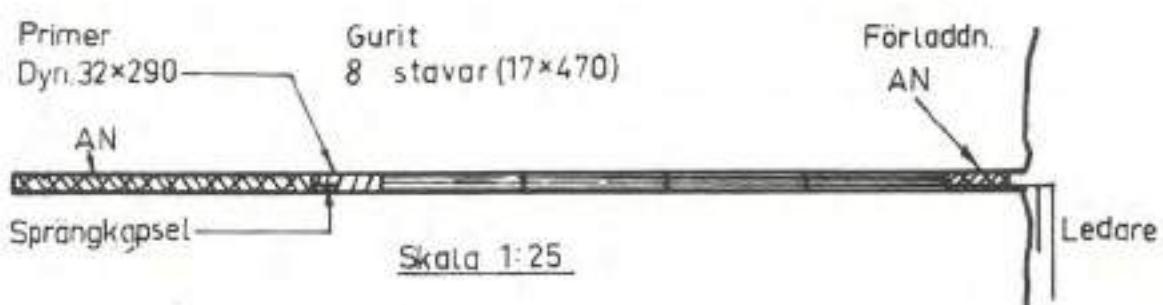
Skala 1:50

Sprängämnesförbrukning

Gurit	6,2 kg
AN	150 kg
Dyn	35,3 kg
Sprökapslar	44 st

LADDNING AV TAKHÅL

TOTALT 7 HÅL



LADDNING AV ÖVRIGA HÅL

TOTALT 37 HÅL

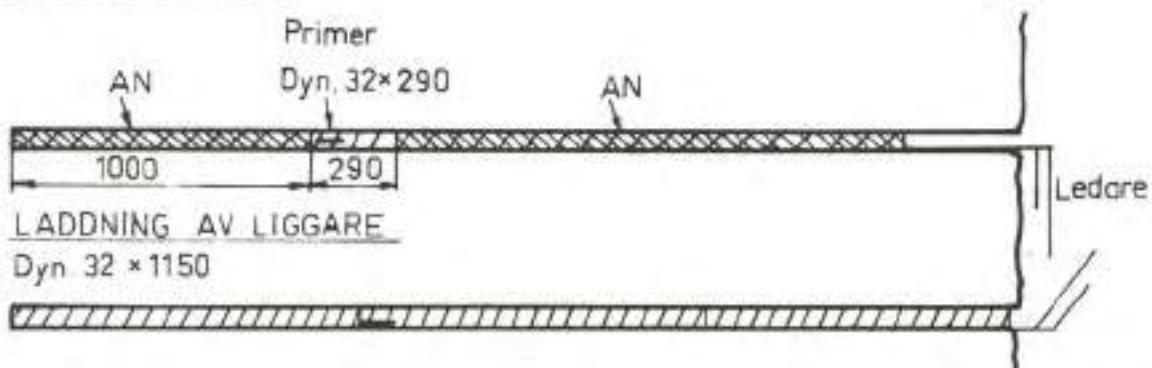


Fig. 8.

LKAP  
Malmberget  
ITB

Borrplan för handhållen borrhning av  
skivort 18,6 m<sup>2</sup>

Dil. 1

V

Skala 1:40

12.5.67 SJ

Ortdim	5,5 x 3,8 ±
Ortarea	18,6 m <sup>2</sup>
Antal borrhål	56 + 1
Antal hm	179,2 - 3,2
Indrift	90 %
Fm <sup>3</sup> inkl 10 % överberg	59,0
Ton/salva	260,0 (malm) 160,0 (gråb)

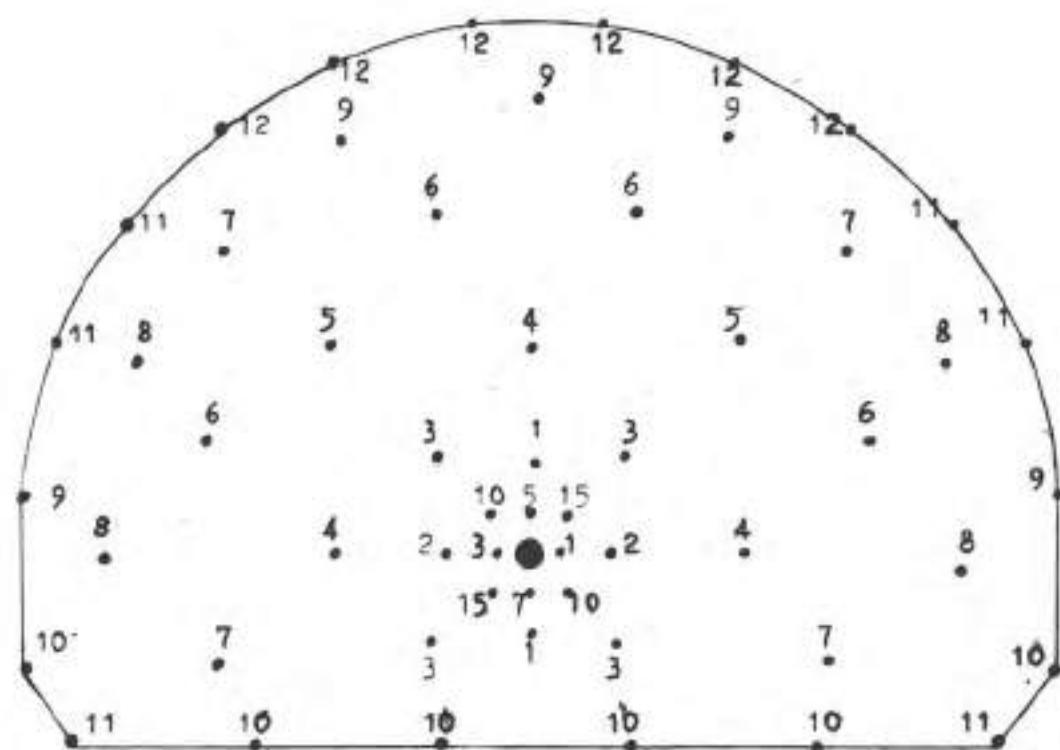


Fig. 9.

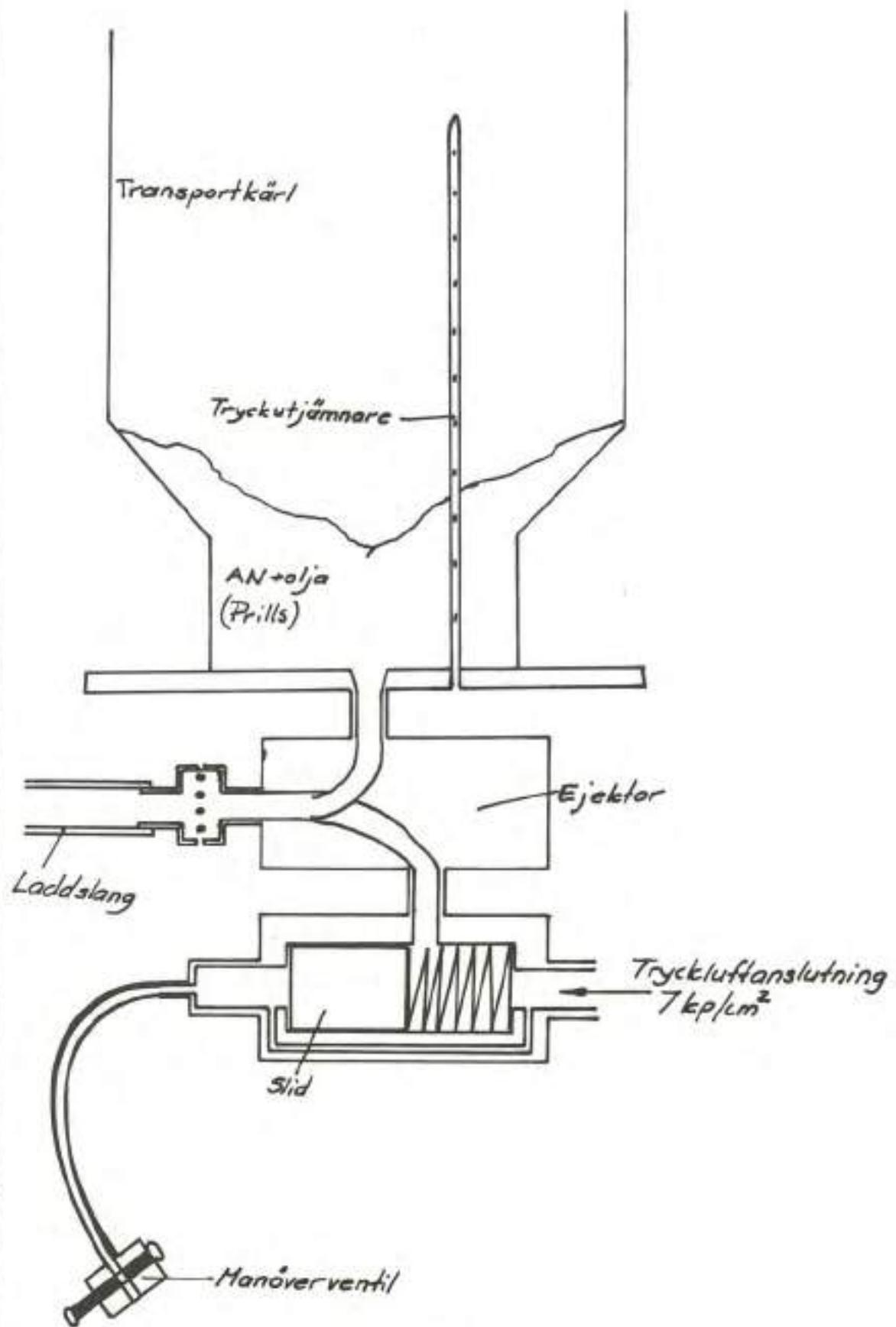


Fig. 10.









---

ORIENTERING OM SLURRY-SPRENGSTOFFER

av

Bergingeniør Ivar Dybdahl  
Titania A/S

I U.S.A. og Canada har utviklingen gått i retning av type 2 og 3. Disse typene har ikke konvensjonelt sprengstoff som primærkomponent og derved fordeler som jeg skal komme tilbake til senere.

Type 1b hvor både T.N.T. og Al inngår, er hittil det kraftigste kommersielle sprengstoff som er laget.

Som man ser av tabell 1 ligger type 2 like opp til 1b i styrke, men vil på grunn av lavere pris og andre fordeler være det gunstigste i bruk.

Slurry-sprengstoffenes bedre økonomi gjør seg særlig gjeldende i hardboreda bergarter. Diagrammet (Fig. 1) viser forholdet mellom omkostningene for boring og sprengstoff og pris per volumenhet utsprengt masse.

Alle slurries kjennetegnes ved høy spesifikk vekt og ved bulk lading oppnår man en ladetetthet lik 1. Man oppnår derfor meget store borhullstrykk som for eks. ligger 3 - 4 ganger høyere enn AN/OL. Lav ladetetthet er den primære årsak til at patron-pakkede sprengstoffer får relativt lave borhullstrykk.

Praksis fra U.S.A. viser at innsparingene varierer fra 10 % for bløte bergarter til 40 % for hardboreda. Ved overgang til slurry-sprengstoffer har man kunnet øke antall  $m^3$  pr. m borhull til det dobbelte. Erfaringene har også vist at fragmenteringen er forbedret. Senere tids erfaring har vist at lettboede bergarter som for eks. "porphyry-copper ores" også sprenges økonomisk med slurry eksplosiver.

Tiden tillater her ikke å behandle de forskjellige fordeler og ulemper ved slurrytyper. Jeg vil derfor begrense meg til å omtale litt nærmere type 2 som jeg anser som den mest avanserte. Dette både fra et sikkerhetsmessig standpunkt og fra den økonomiske side.

Denne slurry leveres av bl. annet IRECO Chemicals, Salt Lake City og blandes på stedet ved det såkalte "pump truck

system". Den markedsføres under følgende kvaliteter:

T a b e l l 2

<u>Product</u>	<u>% Al</u>	<u>Bulk Strength</u>
DBA 31	1	1.50
DBA 35	5	1,75
DBA 40	10	2.00
DBA 44	14	2.25
DBA 48	18	2,50

Sammenligner man dette sprengstoffsts styrke med varierende Altilsats med styrken til vanlig TNT-slurry, får man følgende diagram (fig.2). Ca. 18 % Al-tilsats ansees å være et optimum hvis man sammenholder styrke og pris. For den aktuelle del av kurven (fra 0 - 20 % Al) øker sprengstoffsts styrke med ca. 3 % for hver % Al.

Man har her altså en sprengstoff-type med varierende styrkegrad. I praksis vil som regel en kombinasjon av to, hvorav den kraftigste utgjer bunnladningen, benyttes.

De forskjellige komponenter ved denne metoden oppbevares i en lagerasjon i nærheten av forbrukerstedet. Da ingen av komponentene er sprengstoff, erstattes i praksis sprengstoffflageret av et vanlig lager. Både transport- og lagrings-teknisk har dette stor sikkerhetsmessig verdi. I lagerasjonen lager man en varm løsning av en del av AN. Opplosningen oppbevares på glassfibertanker. Her fylles så pumpetuckens forskjellige beholdere. Fig. 3 viser skjematiske pumpetuckens forskjellige komponenter. I "premix" inngår Al og de forskjellige tilsetningsstoffer.

Blandingen foregår først når bilen er kjørt frem til sprengningsområdet og det ferdigblendede sprengstoff pumpes direkte i hullet via en slange som føres til bunns i hullet.

Eventuelt vann blir fortrengt og på grunn av spesielle tilsetningsstoffer og temperaturfall gelatiniserer sprengstoffet straks i hullet. Derved får man et vannresistent sprengemne og segregering unngåes. Vannfylte hull er blitt detonert 3 uker etter lading uten noe tap i effekt.

Et annet sikkerhetsmoment skal også nevnes. Man avpasser nemlig ladeålangens dimensjon etter slurriens kritiske diameter, slik at en eventuell detonasjon fra et delvis ladet hull ikke kan forplante seg gjennom sprengstoffstrengen i slangen. Dette er bevist ved tallrike forsøk, sist i forbindelse med godkjennelse av sprengstoff og metode ved Home Office i England. I England ble sprengstoff godkjent på samme betingelser som AN/OL, da ingen av typene inneholder noe sprengstoff som primærkomponent.

På markedet i dag finnes trucker med kapasiteter fra 30 t og ned til 1 t's nyttelast. Den minste type går under navnet "Mini-pumper". Ladekapasiteten varierer fra 50 - 100 kg/min. for den minste type til 150 - 250 kg/min. for de største. Denne slurry-type leveres som regel fra produsenten direkte i borhullet etter en fast kilo pris. Pumpetrucken har de nødvendige innretninger for måling av pumpet sprengstoffmengde. Produsenten opererer lagerstasjon og pumpetruck. Forbrukeren stiller en mann til disposisjon for å dirigere slangen under pumping av sprengstoffet. Med ytterligere en mann for å ordne med primere og detonerende lunte skulle man med letthet kunne lade 30 tonn sprengstoff (7 - 8" hull) på under et 8 timers skift med bare 2 mann fra kjørerens side. Systemet gir derfor en ladeeffekt som overgår alle hittil kjente metoder.

Den siste tids utvikling på sprengstoff-fronten her i landet peker i den retning at vi kan ta igjen litt av det forsømte.

Slurry-sprengstoffene initieres som kjent med primere eller boostere som igjen tennes av detonerende lunte. Begge disse komponenter er tilgjengelige på det norske marked.

Anvendelsen av denne slurrytype startet som før de andre slurry-typene, med hulldiameter over 4". Nå leveres for eksempel type DBA- 40SD for lading ned til 2" hull. Dette åpner nye anvendelsesområder, da særlig i forbindelse med "Mini-pumper".

Utviklingen vil sikkert gå i retning av også å anvende disse sprengstofftyper for underjords-drift. Lading av oppadrettede hull er lite utprøvd, men med den riktige konsistens skulle dette også kunne løses.

#### Litteratur

- Melvin A. Cook: Modern Blasting Agents  
Science October 21, 1960.
- H.M. Conger: Metallized Slurry Blasting  
at Eagle Mountain - Min.  
Eng. November 1965.
- Vernon O. Cook and Slurry Blasting  
Robert T. Keyes: World Mining October 1965.
- Vernon O. Cook: Will slurry blasting agents  
replace AN/F0?  
Rock Products, November 1965.

Tabell 1

Type	Hovedbestanddeler	Relativ Bulk strength	Merknad
1a	AN/TNT/H <sub>2</sub> O	1.5 - 1.7	15-40%TNT
1b	AN/TNT/Al/H <sub>2</sub> O	1.7 - 2.6	max. 20% Al
1c	AN/SP/H <sub>2</sub> O	1.3 - 1.5	15-20% röksv. krutt(SP)
1d	AN/SP/Al/H <sub>2</sub> O	1.5 - 2.2	
2	AN/Al/H <sub>2</sub> O	1.5 - 2.5	max. 20% Al
3	AN/brennstoff/H <sub>2</sub> O	1.4 - 1.6	

Relativ "bulk strength" er basert på AN/olje = 1.0

Tabell 2

Produkt	%Al	Bulk Strength
DBA 31	1	1.50
DBA 35	5	1.75
DBA 40	10	2.00
DBA 44	14	2.25
DBA 48	18	2.50

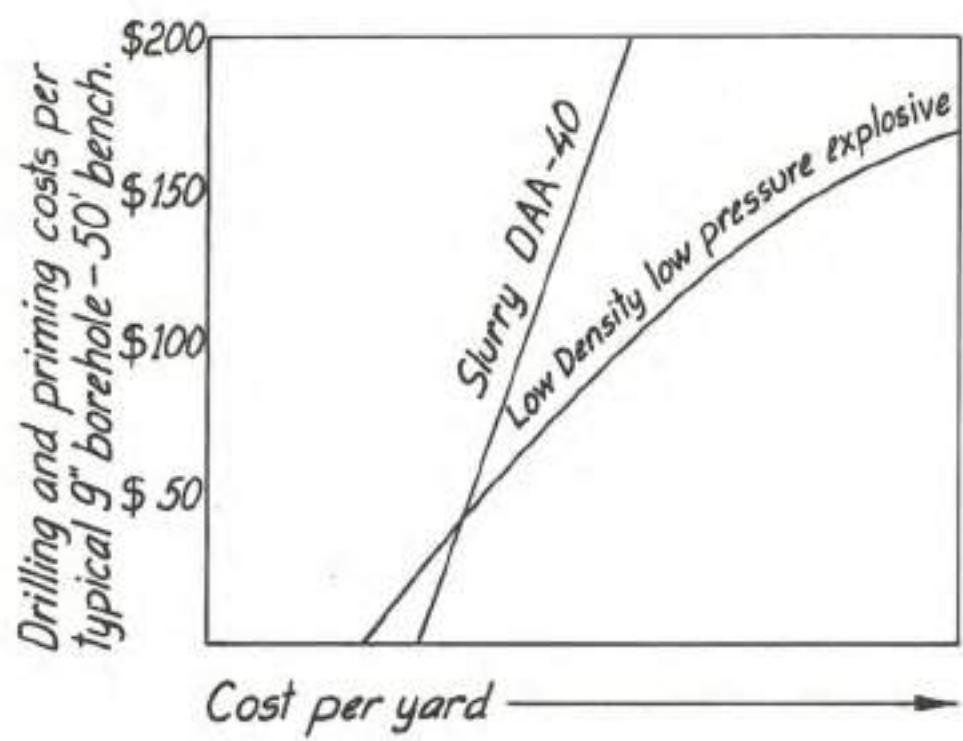
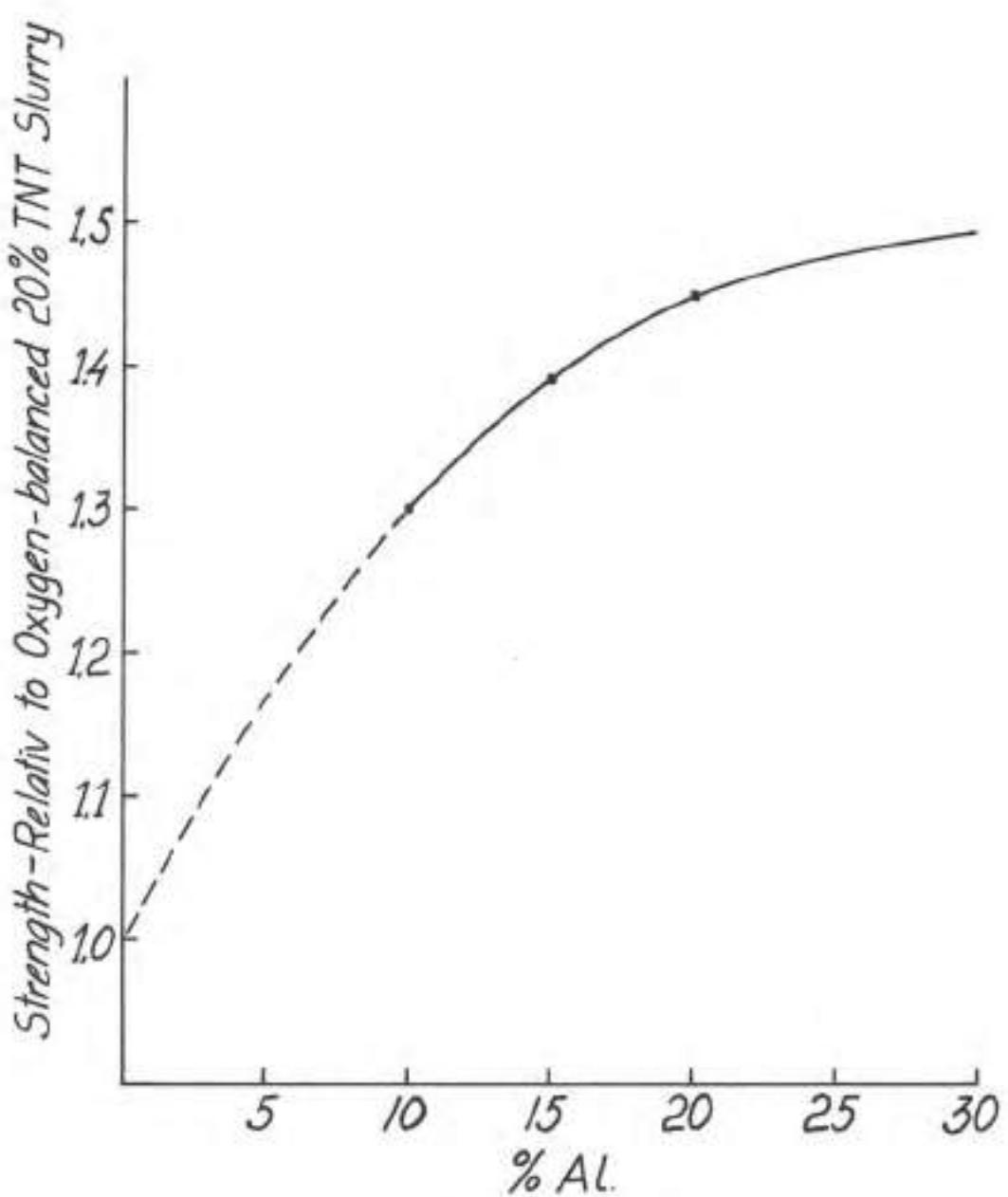
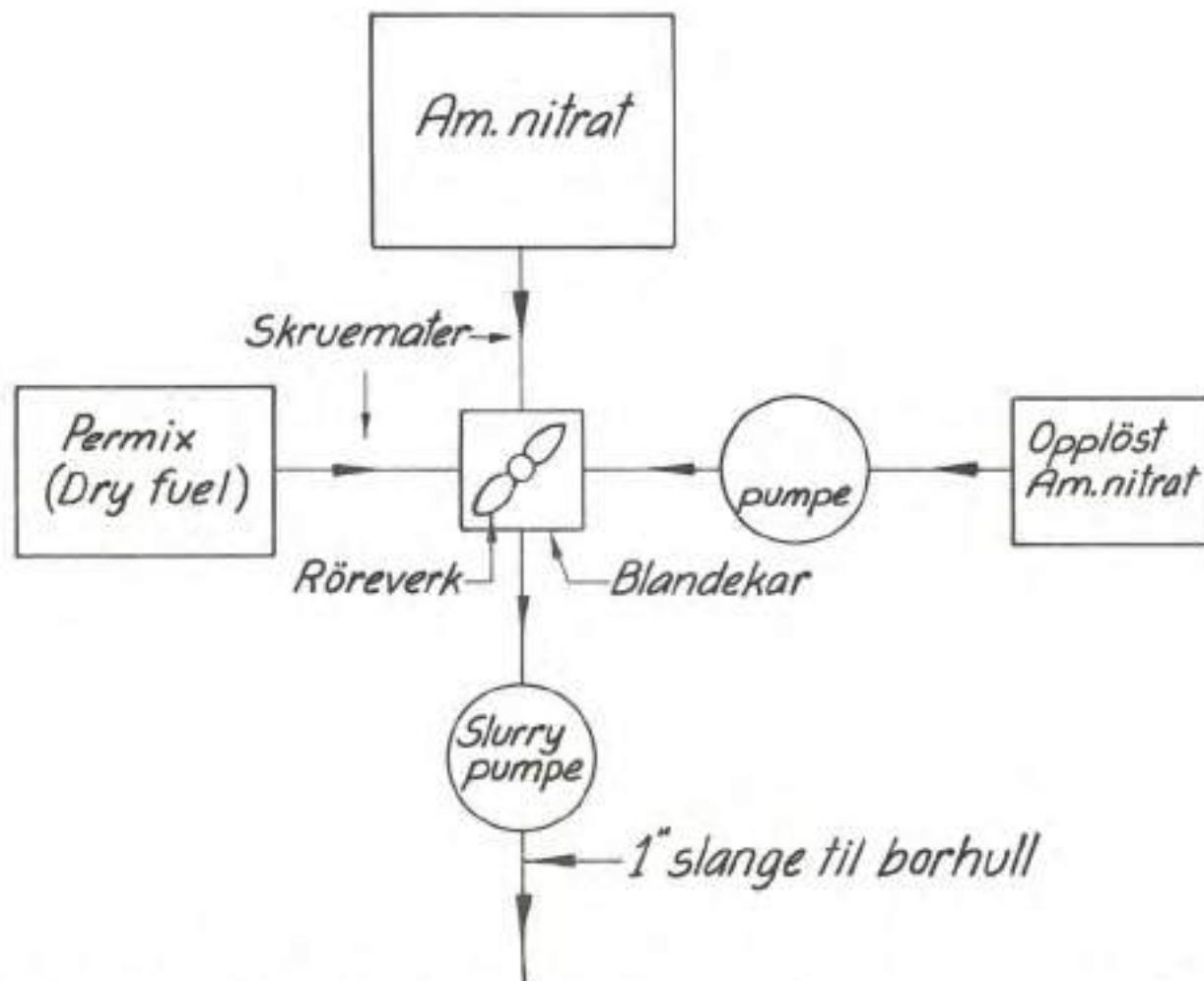


Fig 1.



Strength curve based on the percentage of aluminum mixed into a TNT slurry.

Fig. 2.



Skjematisk diagram av Ireco slurry pumpe truck.

Fig. 3

ORIENTERING OM UNDERSØKELSE AV BORSYNK OG  
HÅMETALLSLITASJE SOM FUNKSJON AV HULLDYBDEN -  
FORSØK MED SLIPEFRI BORKRONGER (VORTEKRONER)

av

Sivilingeniør Elling Ellingsen  
Ing. F. Selmer A/S

ORIENTERING OM UNDERSØKELSE AV BORSYNK OG HÅRMETALLSLITASJE  
SOM FUNKSJON AV HULLDYBDEN - FORSØK MED SLIPEFRI BORKRONER  
(VORTEKRONER)

Målsetting

I vår stadig økende bestrebelse for billigere produksjon med større sikkerhet er det mer og mer tvingende nødvendig å ha fullt kjennskap til, og herredømme over alle de enkelte prosesser som inngår i produksjonen.

De undersøkelser som her er igangsatt har til formål å samle et best mulig datagrunnlag for de viktigste faktorene som har innvirkning på borsynken som funksjon av hulldybden og deretter se om det er mulig å få knyttet dette sammen til en empirisk formel. Innbefattet er å få klarlagt om forskjellige typer utstyr har avvikende lovmessighet.

En annen side ved undersøkelsene er slitasjen av borkronenes hårdmetall på de ulike hulldyp.

Som en økonomisk konklusjon vil man knytte til en del betrakninger omkring tidsforbruk pr. lengdeenhet og levetid for de enkelte komponenter av borutrustningen som funksjon av hulldybden.

Borsynk som funksjon av hulldybden

Den avtagende borsynk med hulldybden har man vel vært klar over så lenge man har boret i fjell, men hvilke faktorer som er årsak til reduksjonen og hvordan de virker har vært mere uklart.

Den mest umiddelbare årsak synes å være sterre og sterre tap av slagenergi fra borhammeren til borkronen etterhvert som borstålmasseen blir større, stengene lengre og antall skjøtehylser flere ved skjøteborutstyr. Vekten av utstyret øker igjen matingen som i visse bergarter kan holde borsynken mer eller mindre ved like, men til slutt stopper det hele opp ved at vekt og friksjon av borgang overskridet maskinens

rotasjonskraft, fig. 1. I samme fig. er vist karakteristiske kurver for mindre borhammere m/pallmatere og "Down the Hole Drillen".

De parametene som undersøkes er imidlertid flere enn antydet ovenfor da man ønsker en så allsidig anvendelse av undersøkelsenes resultater som mulig, nemlig:

Bormaskintyper

Airforbruk

Arbeidstrykk

Spyleluftmengde - vannmengde/trykk

Matningskraft

Rotasjonskraft

Borkronediameter

Borkronetype

Borgangens vekt og type

Bergartens egenskaper

Sannsynligvis vil flere av disse parametene ha så liten innvirkning på borsynken eller også være så bestemt av utstyret at de kan sløyfes. I motsatt fall vil formlene bli upraktisk innviklede.

En nærmere beskrivelse av hva man mener med de enkelte parametene som undersøkes vil antagelig ha interesse:

Bormaskintyper:

Er maskinen "Down the Hole Drill", er rotasjonen separat, o.l.

Airforbruk:

Av praktiske grunner må man her basere seg på fabrikantenes spesifikasjoner.

Arbeidstrykk:

Dette er et noe omst  lig punkt da svært mange er redd for arbeidstrykk på 7-7,5 ato. av hensyn til borst  lekonometri.

På dette punkt har undersøkelsene kommet ganske langt og

Fig. 2. viser målt borsynk som funksjon av trykket for små,

middels og store borhammere mens Fig. 3 viser prosentvis utvikling med 100% for ydelse ved 7 ato. Store borhammere er noe mindre sensible for trykkvariasjon enn middels og små, og som hovedregel kan man vel si at 15-20% reduksjon pr. redusert ato. fra 7. ato. er korrekt.

#### Spyleluftmengde - vannmengde/trykk:

Dette har stor betydning for fjerning av borkakset, og en effektiv fjerning av dette har antageligvis sterst betydning for vortekronenes borsykhk.

#### Matningskraften:

Selve matningskraften er enkel å fastslå, men innvirkningen av borgangens vekt kompliserer.

#### Rotasjonskraft:

Maskinenes spesifikasjoner skulle være tilstrekkelig for å bestemme denne.

#### Borkronediameteren:

Denne måles, diameterslitasjens innvirkning vil bli forsøkt klarlagt.

#### Borkronetype:

Her vil man skjeldne mellom meiselskjær, krysskjær, x-skjær, vortekrone o.s.v.

#### Borgangens vekt og type:

Borgangens vekt er grei, men denne er ofte bestemt av borhammertype og kronediameter. Typen har kanskje mer å bety, f.eks. hele stenger eller skjæteborutstyr.

#### Bergartenes egenskaper:

Denne er ofte vanskelig å finne noen praktisk målbar størrelse på, og det er mulig at en målt borsynk over 1m i friskt fjell vil være bedre.

For å gi inntrykk av boresynkvariasjonene er det i Fig. 4 og 5 vist en del kurver for ulike borhammere med ulike matningsutstyr i ulike bergarter.

Det mest i øyenfallende er at små børhammere nokså snart taper i konkurransen med større når pahlhøyden vokser, og at skjøteborutstyr passer svært dårlig for lettere utstyr.

#### Hårdmetallslitasjen som funksjon av hulldybden

I flere publikasjoner har man oppdaget at man antar at borkroneforbruket er uavhengig av hulldybden.

Dette fant jeg var ulogisk ut fra det resonnement at jeg antar at hårdmetallslitasjen hovedsakelig er en friksjonslitasje som fremkommer av rotasjonen, og da borsynken avtar med hulldybden eller at antallet rotasjoner pr. lengdeenhet tiltar med dybden må hårdmetallslitasjen være økende med hulldybden og således også kronekostnaden. Det samme vil være tilfelle om slagslitasjen er bestemmende.

I Fig. 6 er vist et karakteristisk bilde av hårdmetallslitasjen som funksjon av hulldybden. Den lineære økningen er noe forunderlig, det var ventet at slitasjen skulle følge mer en eksponentialfunksjon enn en lineær-funksjon.

Målingen av denne slitasjen er litt vanskelig da det er vanskelig å få boreren til å ta borgangen opp før måling av kronen før hullet er ferdigboret dersom ikke kronen må slipes flere ganger pr. hull.

I tillegg må bergarten være forholdsvis slitende for å få brukbare resultater.

#### Økonomisk konklusjon

Den praktiske interesse av undersøkelsene er først og fremst en økonomisk konklusjon over den rent boretekniske økonomi. Her skjeldnes det mellom tidsforbruk og borgangøkonomi. Tidsforbruksbygger på tidsformelen

$$A = B + C \cdot n + (D + E \cdot n) + f(F \cdot n)$$

hvor

A = Sum tid pr. hull som funksjon av hulldybden

B = Faste tider pr. hull

C · n = Proporsjonal tid med hulldybden

D og E · n = Delvis fast tid D pr. hull og delvis, E · n, avhengig av hulldybden.

f(F · n) = Tid avhengig av hulldybden.

Til bruk av denne vil det ved siden av de størrelser som man må regne seg til ved hjelp av formlene bli oppgitt i tabellform målte tidsstørrelser for innsetting i akkordformelen.

Et praktisk eksempel er vist i Fig. 7, hvor x er min. pr. bormeter som funksjon av hulldybden, en størrelse som i diagramform er lett forståelig, og som i det viste eksempel gir en økonomisk pallhøyde mellom 10 og 22m. Borgangekonsten vil bli gitt i tabellform over levetid i m ved forskjellig borsynk. Denne angivelsesmetoden har flere feilkilder, men man antar at den vil være den mest praktiske.

#### Forsøk med slipefri kroner - vortekroner

En undersøkelse som denne ville være lite fullstendig om de slipefrie Button Bits eller "vortekronene" ikke var tatt med. Da disse kronene er så nye, og vårt firma var de første som forsøkte denne type kroner i Norge, finner jeg det nødvendig å gi dem en fyldigere omtale.

Fig. 8 viser en 3" vortekrone med 10 vorter eller staver. Stavenes diameter er ca. 11mm og sitter ca. 12mm inn i bløtmetallet. Vortens høyde er ca. 5mm.

Både stavenes dimensjoner og antall og vortenes høyde varierer med kronediameteren som nedad er begrenset til 2" eller 2,5" og oppad til samme dimensjon som skjærkroner. Utseende av en noe slitt stav er vist i Fig. 9. De amerikanske fabrikantene har opplyst at erfaringen hittil er at kronene egner seg godt i blott og middels hårdt fjell mens stavene løsner og faller ut ved boring i hårdt fjell.

Den bergarten vi har boret i er en forholdsvis sprø gneisgranitt som antageligvis er noe i hårdeste laget etter de amerikanske erfaringene.

Vårt forsøk omfatter 5 stk. 3" kroner og vi oppnådde følgende levetid på kronene:

133m - 194m - 180m - 177m -(146m ikke utslitt)  
eller 171m i gjennomsnitt på 4 kroner.

Samtidig ble det boret 1041 m med 5 stk. 3" Coremant X-skjærkroner som da var utslitt, d.v.s. 205 m/krone. Levetiden for vortekronene var altså ca. 84 % av skjærkronenes. Fig. 10 viser en krone som har boret 2 hull, ca. 30 m. Fig. 11 viser samme krone etter at den har mistet 2 staver, antall bormeter er nå 155, og Fig. 12 viser samtlige kroner etter at de er kassert. Som det tydelig fremgår av siste foto er stavene ikke nedslitt, men kronene er ubrukelige fordi for mange staver er falt ut eller også noen er brukket. Ved å få festet stavene på en bedre måte, vil man kunne øke kronenes levealengde og antageligvis få flere bormeter ut av en vortekrone enn av en skjærkrone. I Fig. 13 er vist midlere borsynk for vortekronene sammenlignet med den observerte borsynk for skjærkronene. Boreren ble veldig begeistret for den nye kronetypen, til tross for at han dømte dem til en rask undergang før vi startet boringen. Han hevdet at han nå når han slapp sliping og å skifte krone for hvert hull ville kunne betjene 2 borvogner og få god utnyttelse av dem. Personlig tror jeg at en riktigere løsning kanskje vil være 2 mann på 3 borvogner dersom terrenget ikke er for ulendt. Dette kan bety en vesentlig besparelse i arbeislønn.

En detalj man bør merke seg er at kronen kun var lunken etter boring på et 18 m hull, mens skjærkronen delvis var blåslått.

Til slutt vil jeg nevne et par usikkerhetsmomenter. Først og fremst oppdaget vi at kronene vandret noe, d.v.s. de holdt ikke retningen så godt som skjærkronene. Dette kan man sannsynligvis rette på ved å sette inn et skjætestykke og en hylse umiddelbart over kronen. Dernest er jeg skeptisk over levetiden til den nederste borstangen som lett vil bli sittende nederst til borkronen er utslitt, og således få langt de fleste stangmeter og hele tiden bli utsatt for de samme påkjenninger, svingninger o.s.v. Skulle det vise seg at vi får betydelige problemer med borstålbrekasje og dermed misting av stål, kroner og boring av nye hull, kan snart økonomien bli snuudd på hodet.

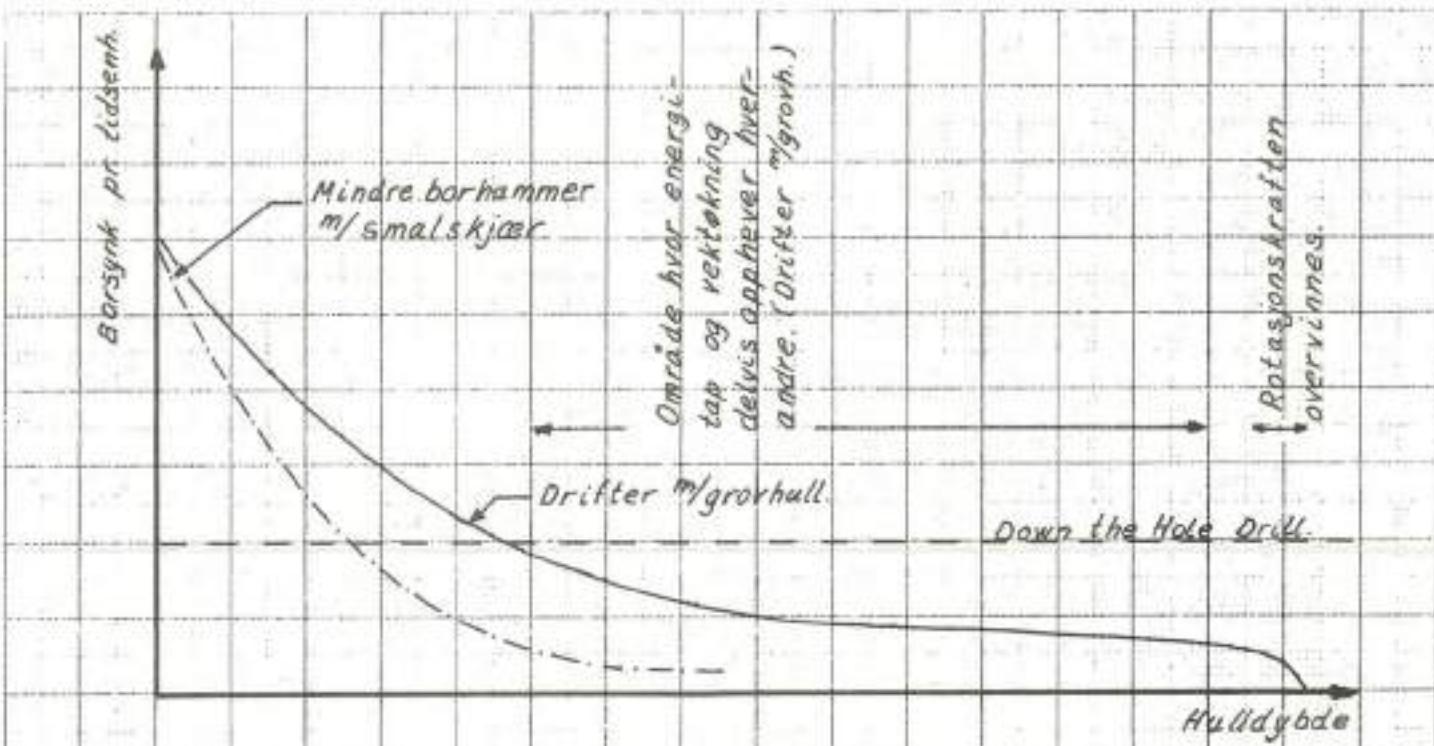
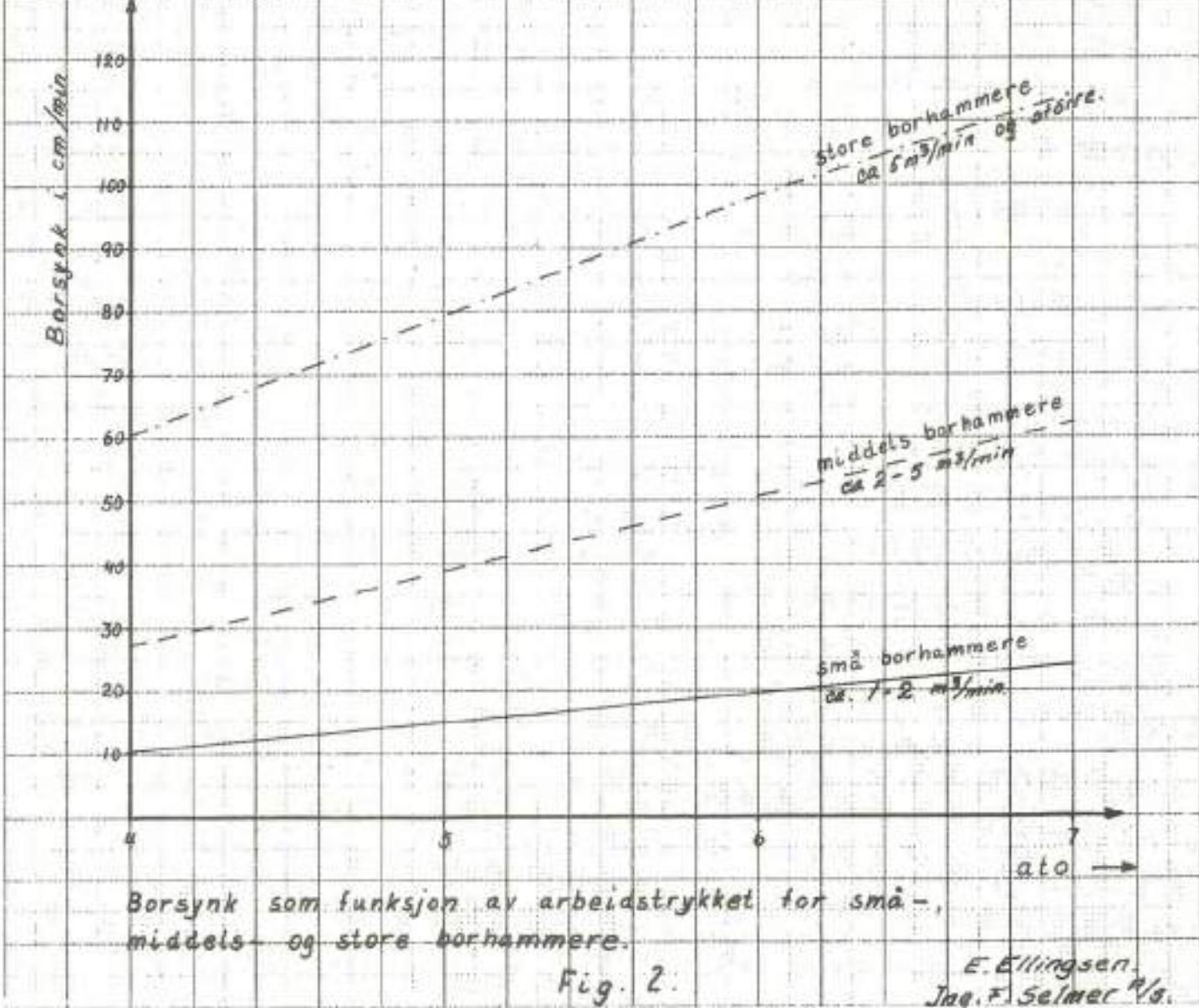
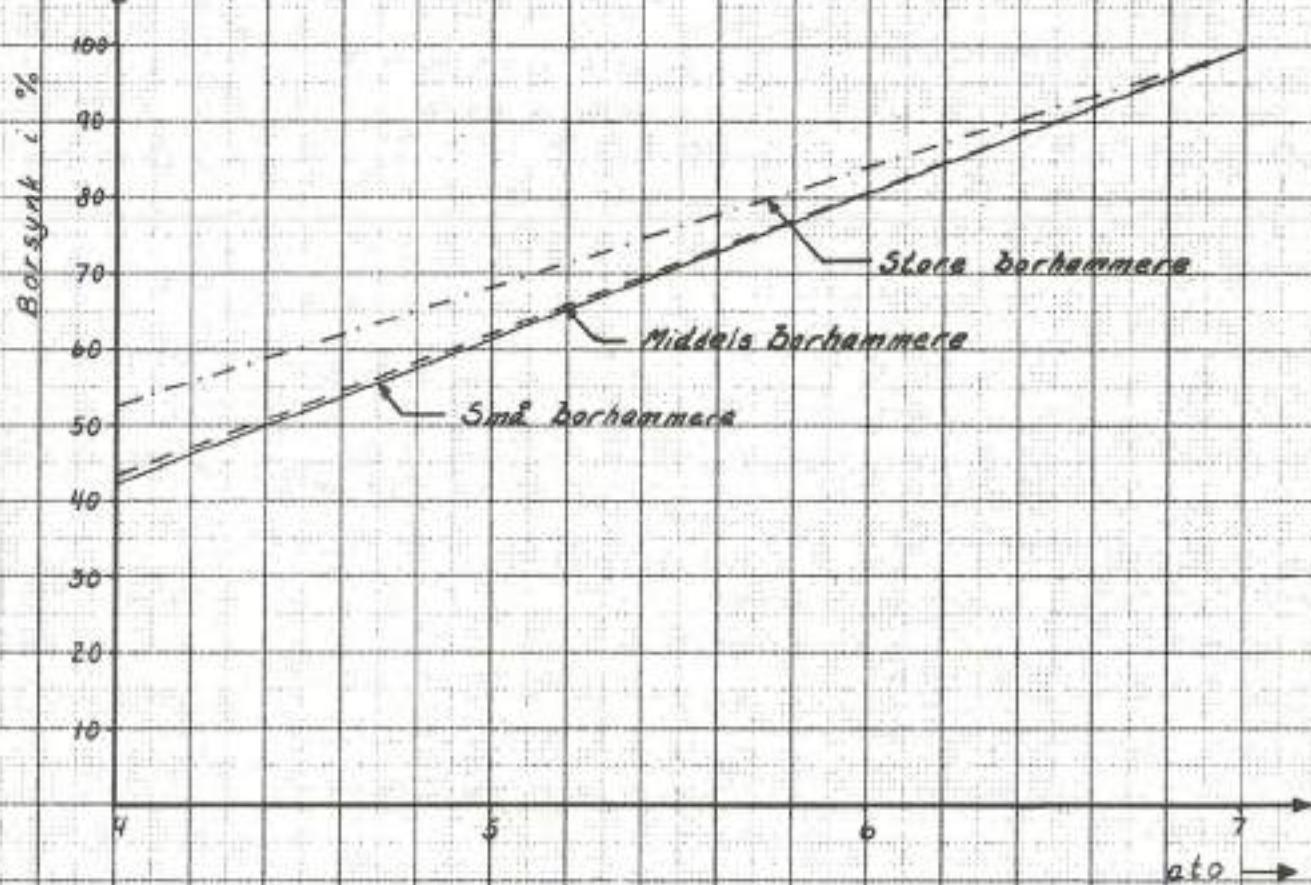


Fig. 1.



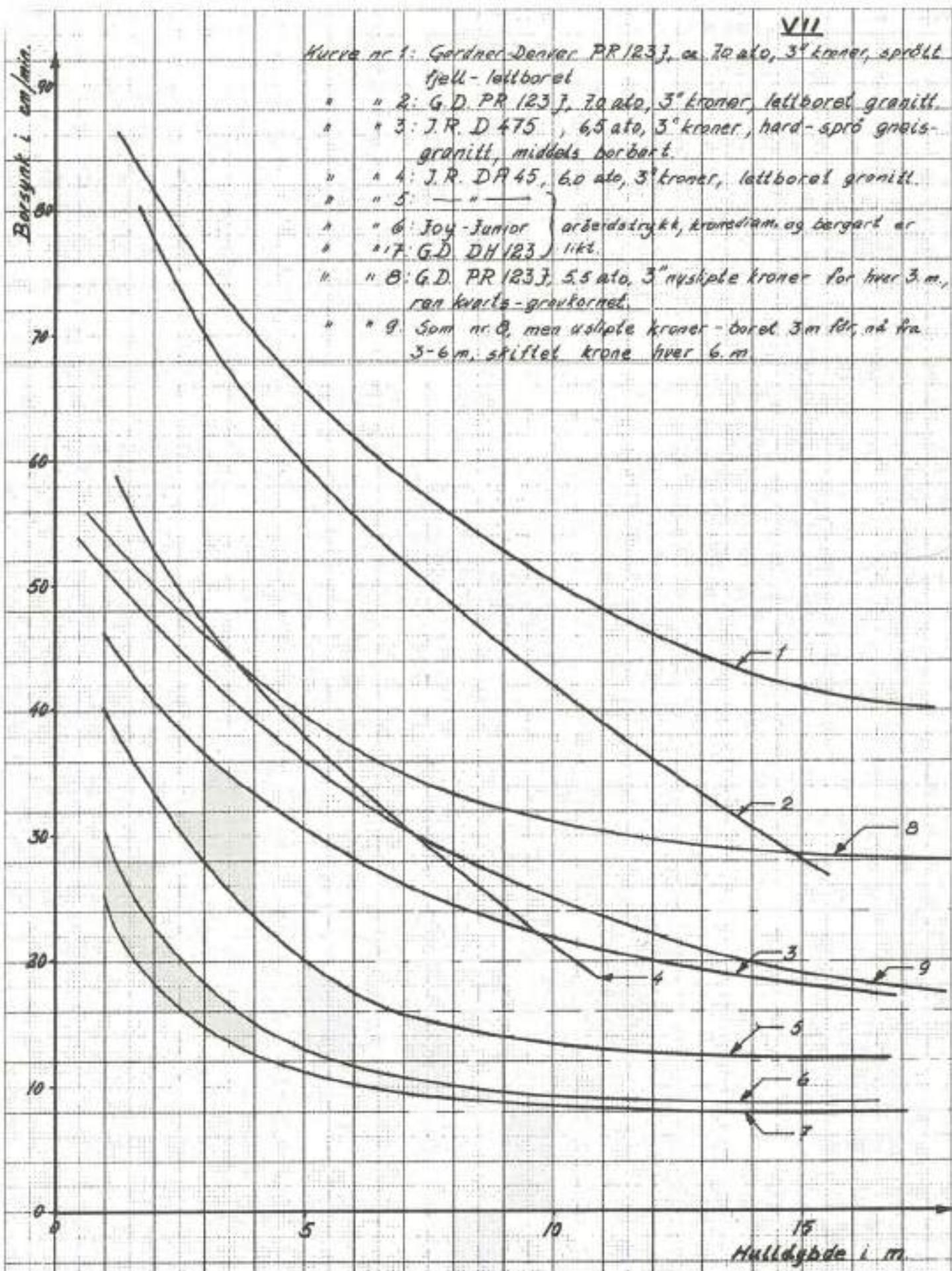


Resultatene i fig. 2 omregnet til relative tall  
med ydelsen ved 7 ato. som 100 %.

Fig. 3.

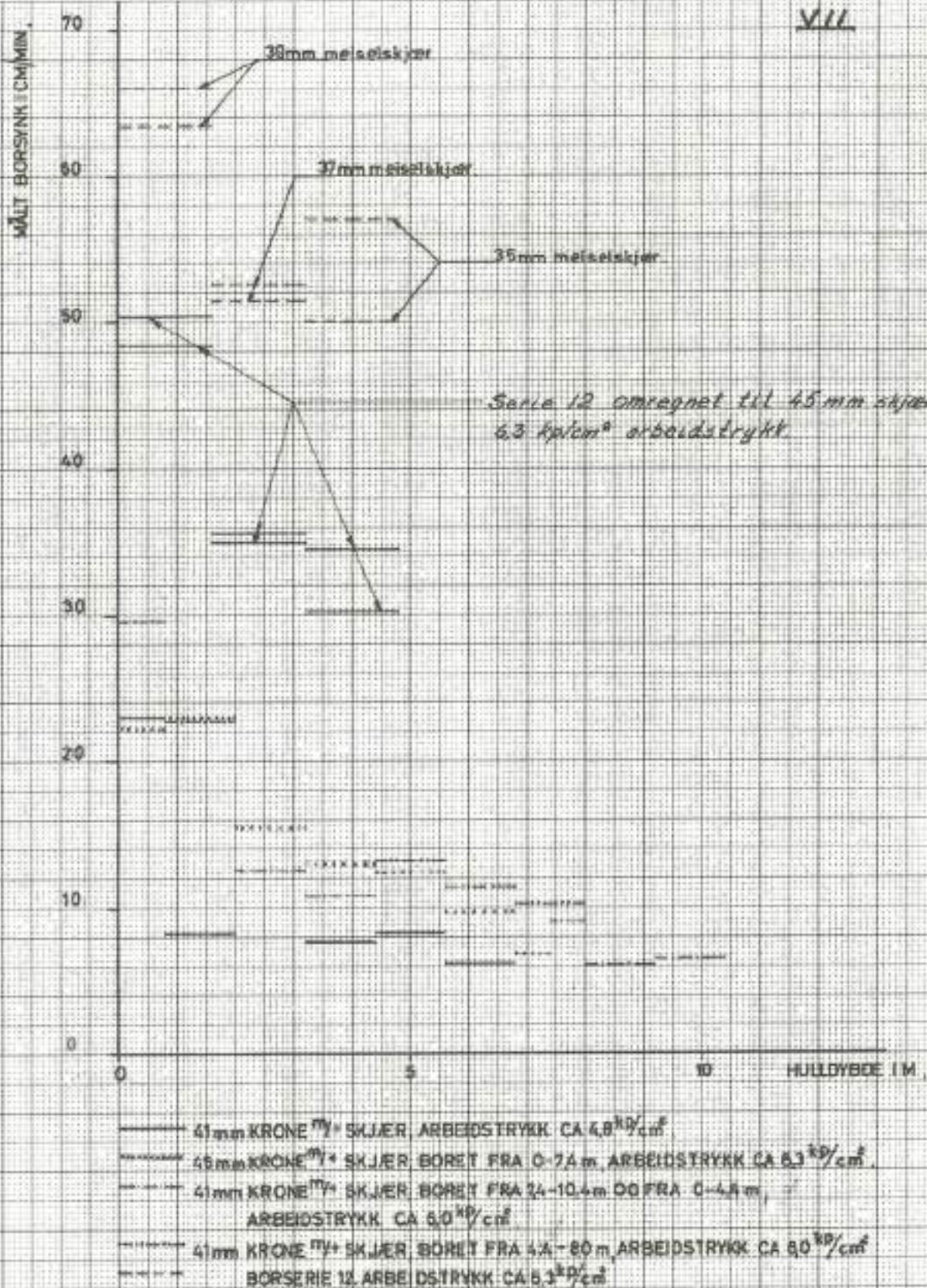
E. Ellingsen  
Ing. F. Selmer M/S

- Kurve nr 1: Gardner-Denver PR 123 J, ca. 70 ato, 3° kroner, sprøtt fjell - lettboreret
- \* " 2: G.D PR 123 J, 70 ato, 3° kroner, lettboreret granitt.
  - \* " 3: J.R. D 475, 6,5 ato, 3° kroner, hard-sprø gneis-granitt, middels berberet.
  - " 4: J.R. DA 45, 6,0 ato, 3° kroner, lettboreret granitt.
  - " 5: " " "
  - " 6: Joy-Junior arbeidsstrykk, kronediam. og bærgart er ikke oppgitt.
  - " 7: G.D DH 123 ikke.
  - " 8: G.D PR 123 J, 5,5 ato, 3" mykspile kroner for hver 3 m., ren kvarts-granittkornet.
  - " 9: Som nr. 8, men uspilte kroner - boret 3 m før, og fra 3-6 m, skiftet krone hver 6 m.



Eksempler på borsykutvikling

Fig. 4.



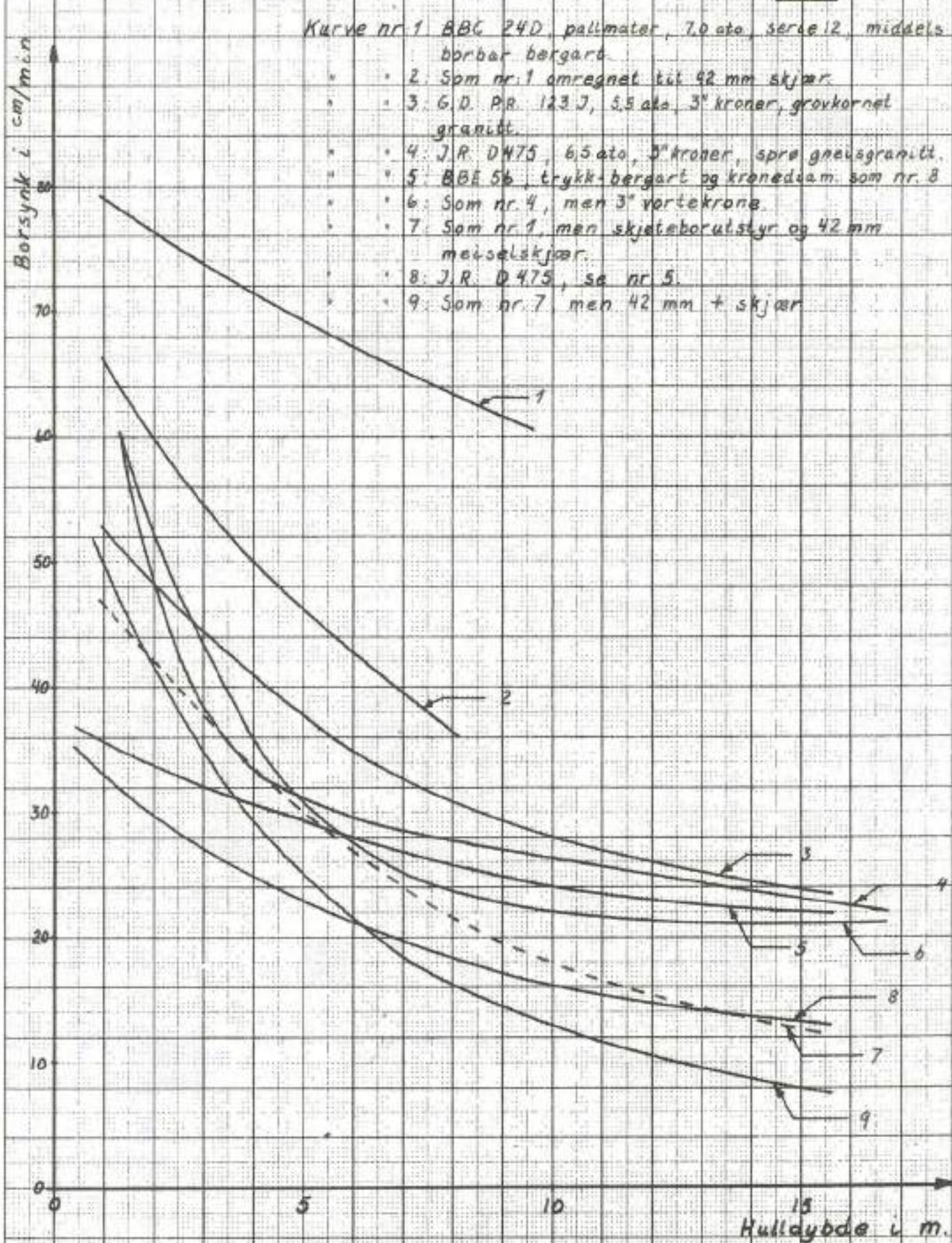
Eksamplar på borsynkutvikling

Fig. 4 a.

E Ellingsen  
Ing. F Selmer %

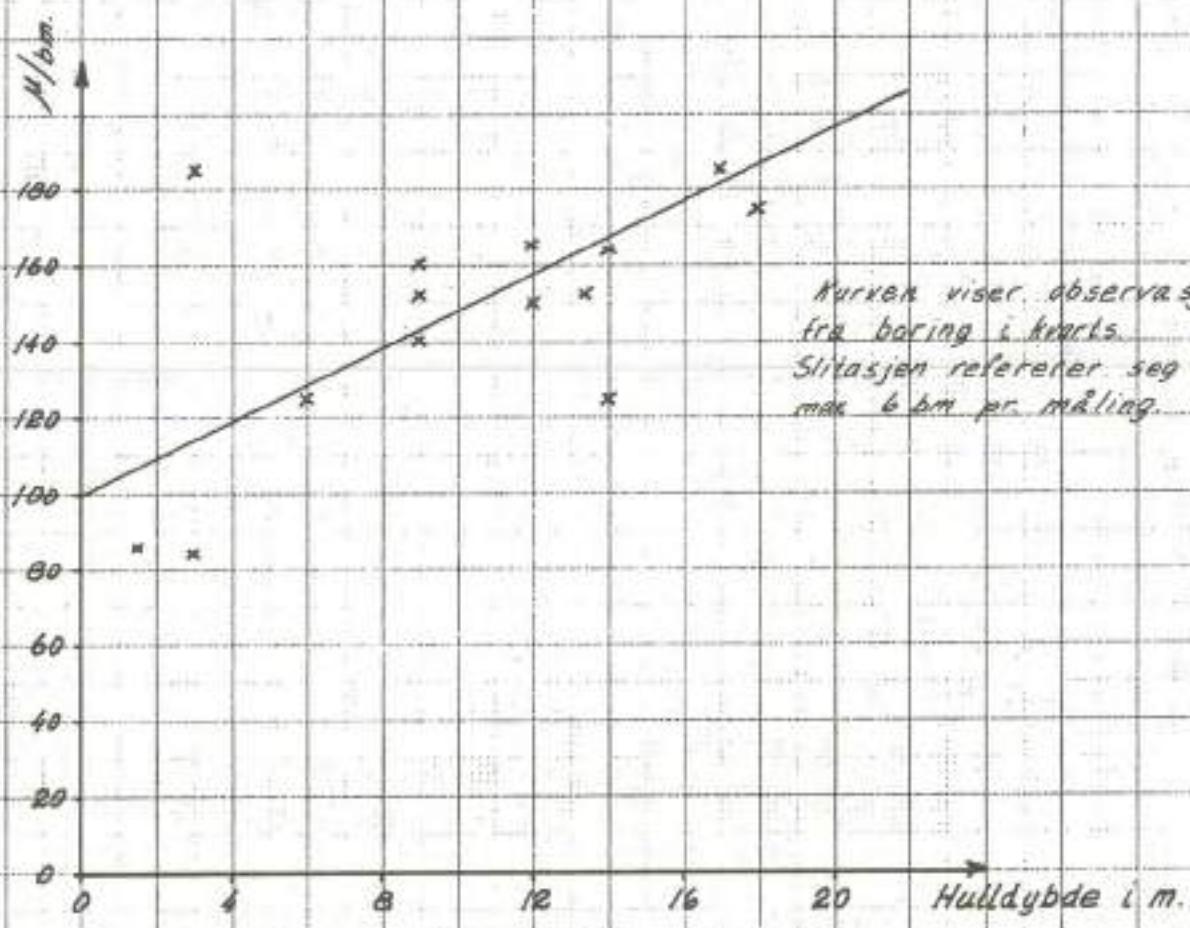
Kurve nr. 1 BBC 24D pallmater, 7,0 ato, serie 12, middels  
borbar bergart

- 2. Som nr. 1 omregnet til 92 mm skjær.
- 3. G.O. P.R. 123 J, 5,5 ato, 3" krenar, grovkornet  
granitt.
- 4. J.R. DH75, 6,5 ato, 3" kroger, spre gneusgranitt.
- 5. BBE 56, trykk-bergart og kronedam som nr. 8
- 6: Som nr. 4, men 3" vortekrone.
- 7: Som nr. 1, men skjæteborulstyr og 42 mm  
mettselkjær.
- 8: J.R. D 475, se nr. 5.
- 9: Som nr. 7 men 42 mm + skjær



Eksampt på borsynkutvikling

Fig. 5.



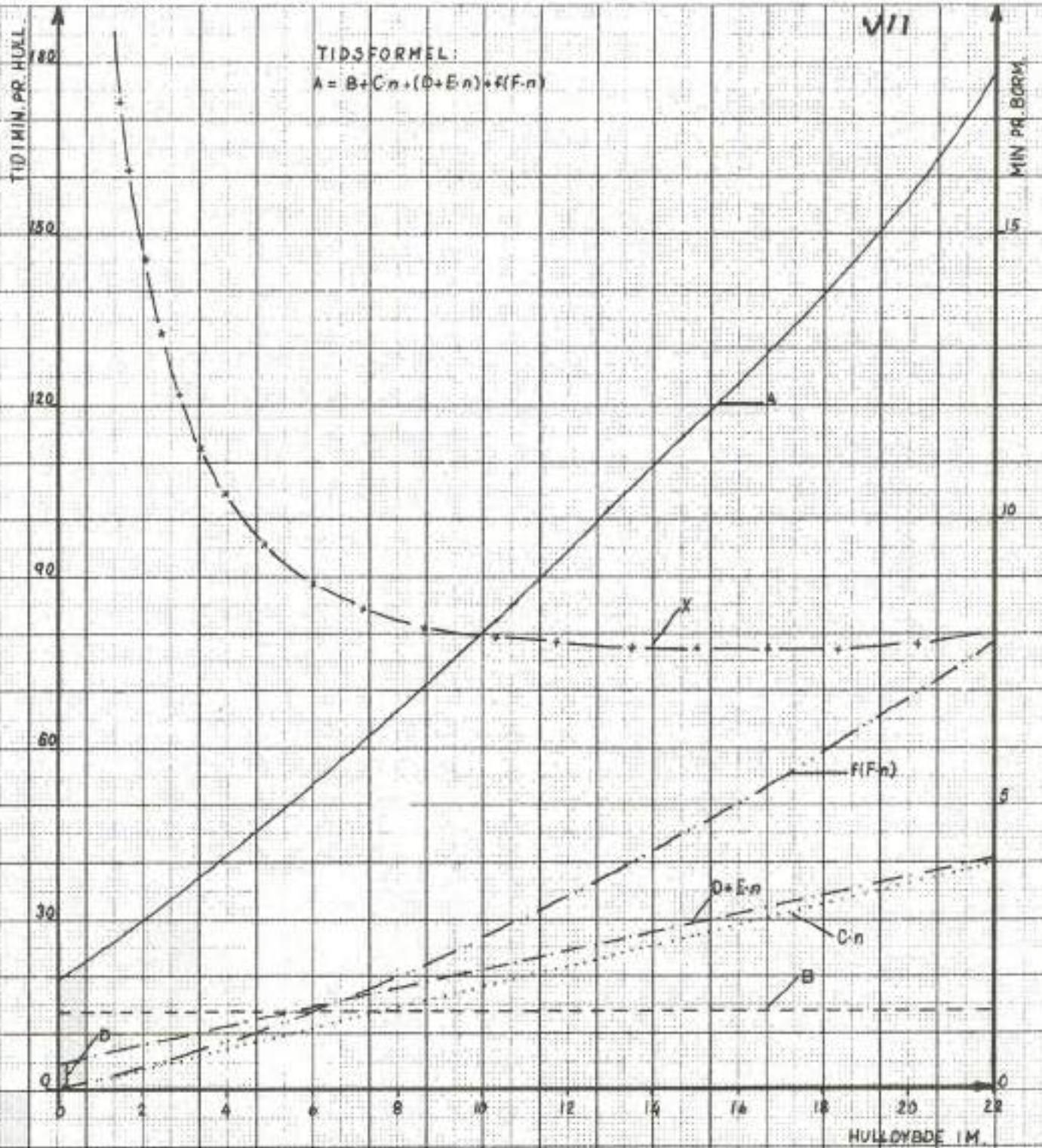
Hårdmetallslitasje som funksjon av hulldybden.

Fig. 6.

E. Ellingsen  
Ing. F. Selmer A/S

VII

TIDSFORMEL:  
 $A = B + Cn + (D+E \cdot n) + f(F \cdot n)$



TID FAST PR. HULL (B).

TID PROPORSJONAL MED HULLDYBOEN (C·n).

TID DELVIS FAST PR. HULL (D) DELVIS PROPORSJONAL

MED HULLDYBOEN (OG DELVIS AVHENGIG AV HULLDYBOEN) (E·n).

TID AVHENGIG AV HULLDYBOEN (f(F·n)).

SUM TID PR. HULL SOM FUNKSJON AV HULLDYBOEN (A).

MIN PR. BORMETER SOM FUNKSJON AV HULLDYBOEN (X).

Measured time per hole and average time spent per bormeter as a function of hole depth.

Fig. 7.

E. Ellingsen,  
 Ing. T. Selmer 9/6

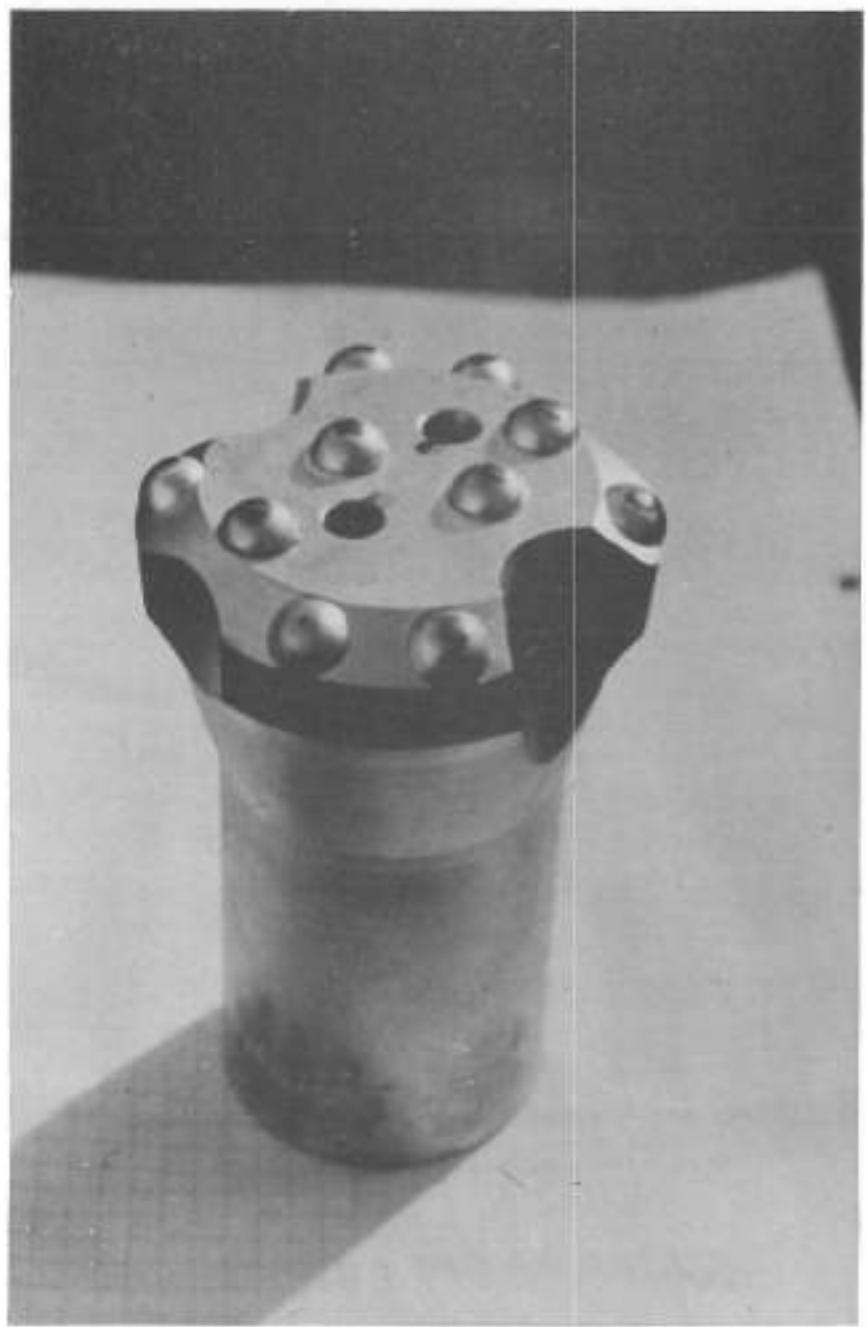


Fig. 8

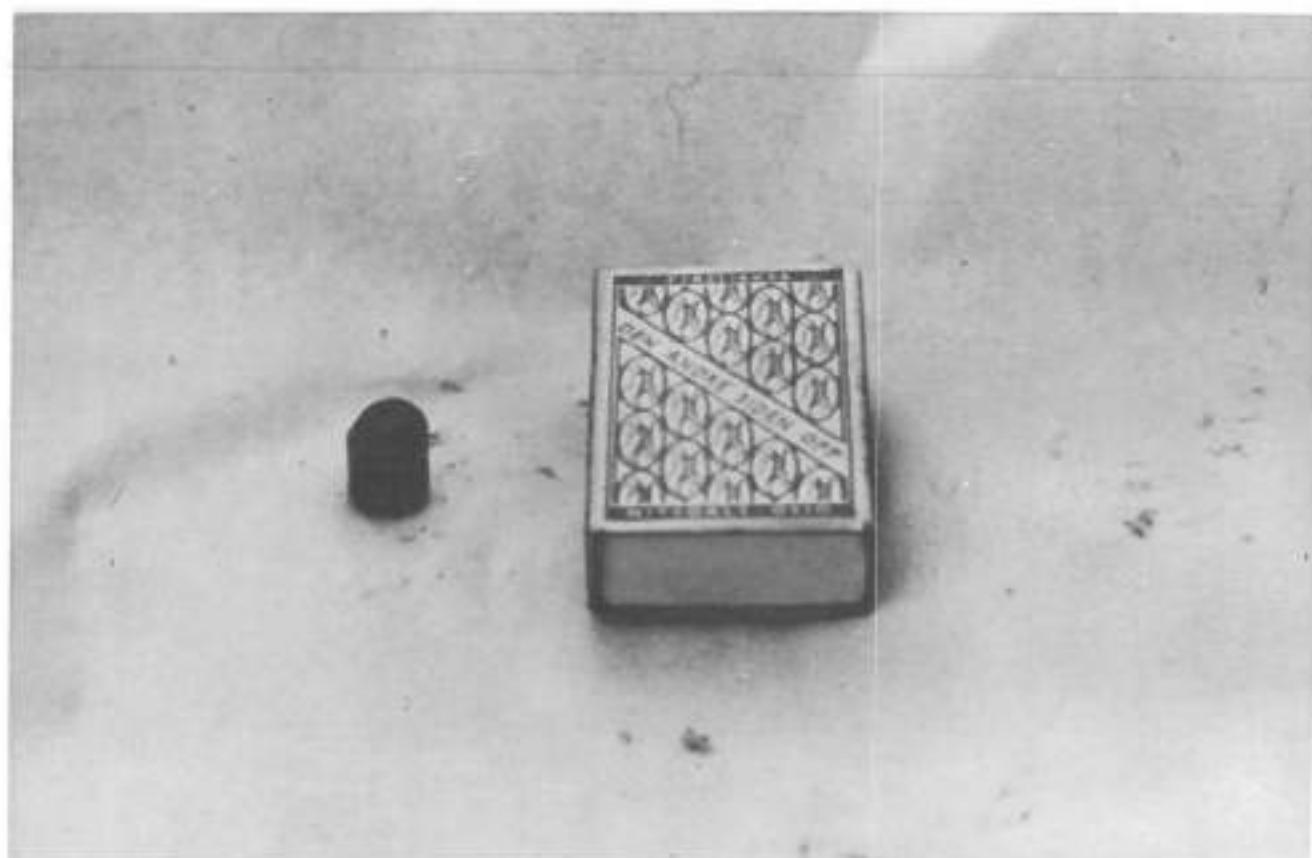


Fig. 9

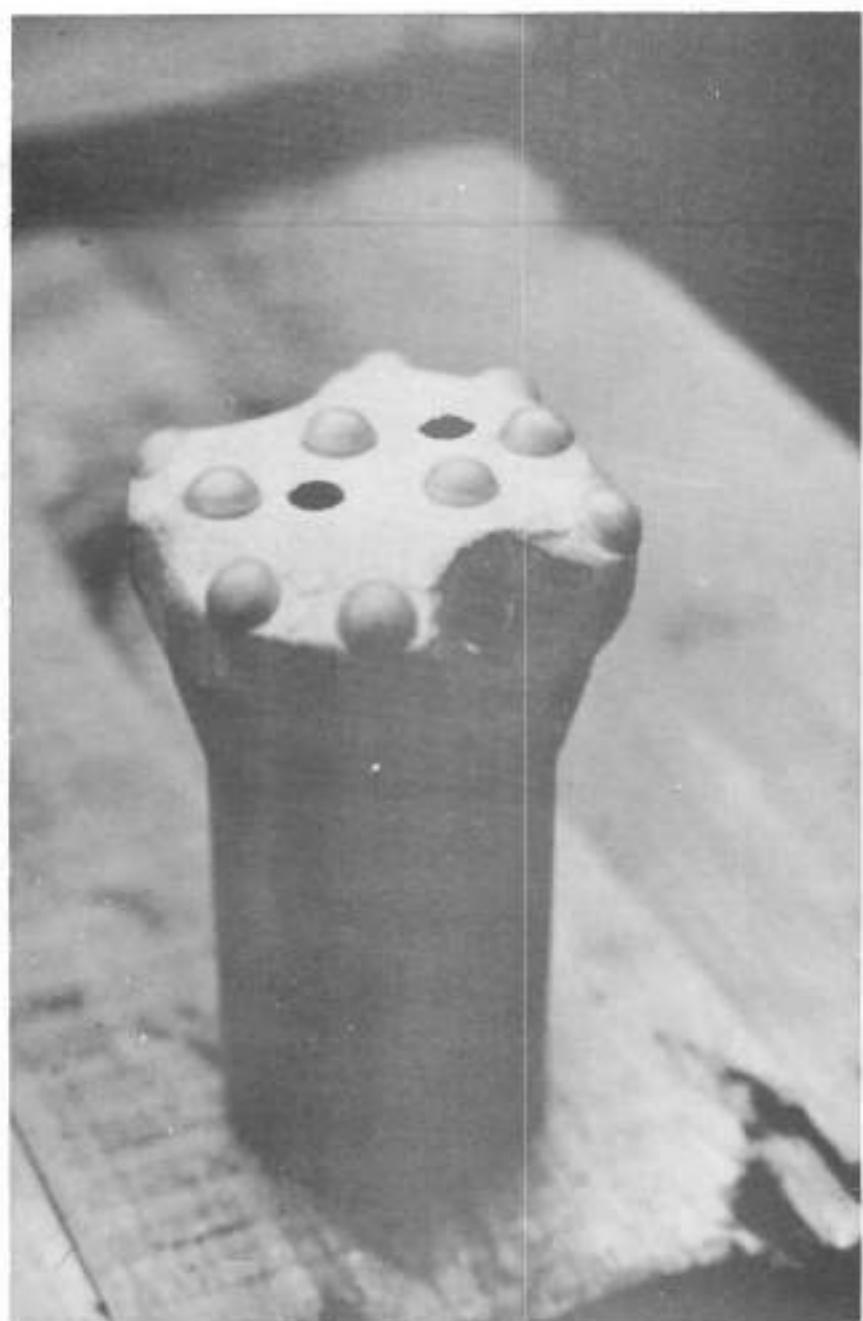


Fig. 10



Fig. 11

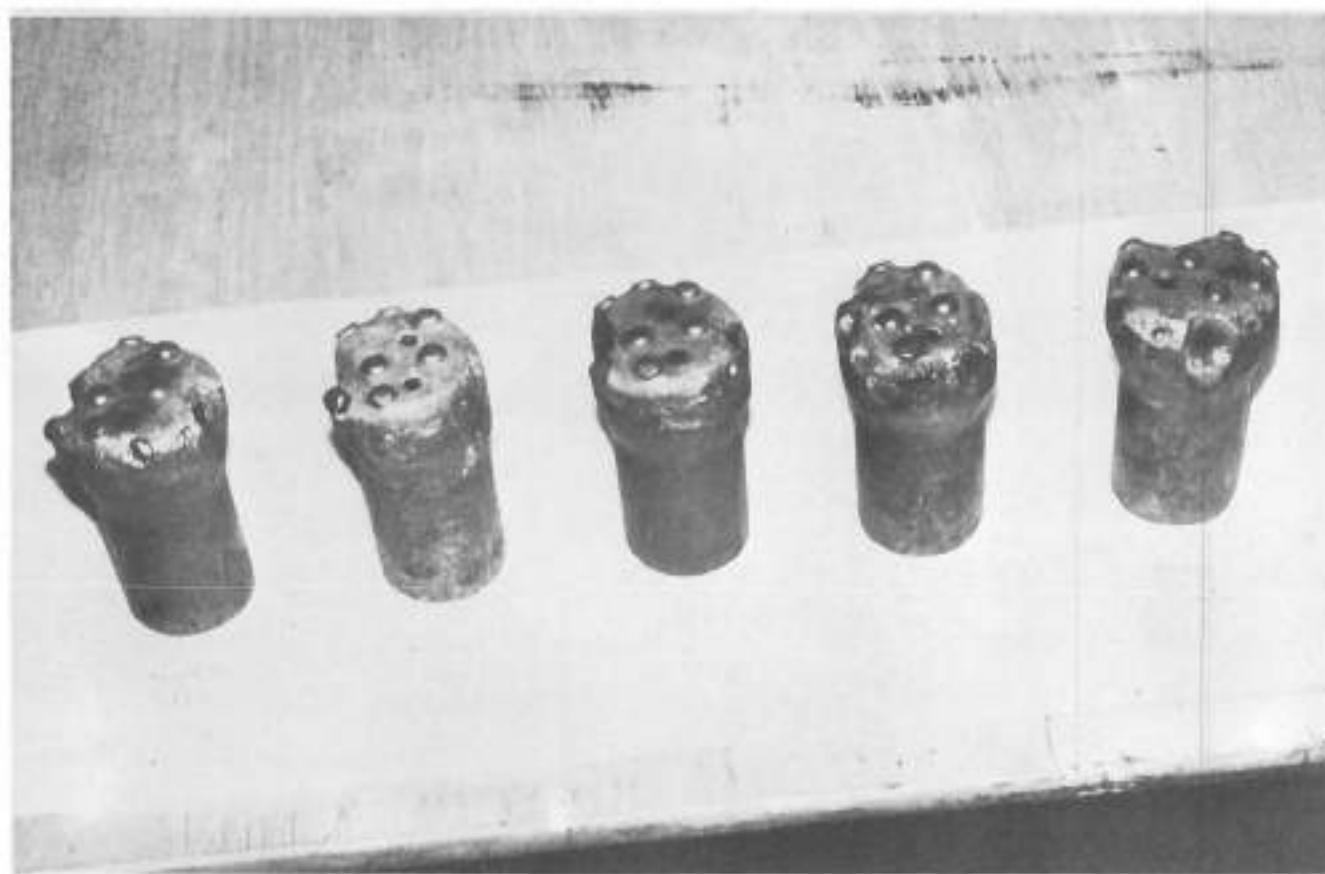
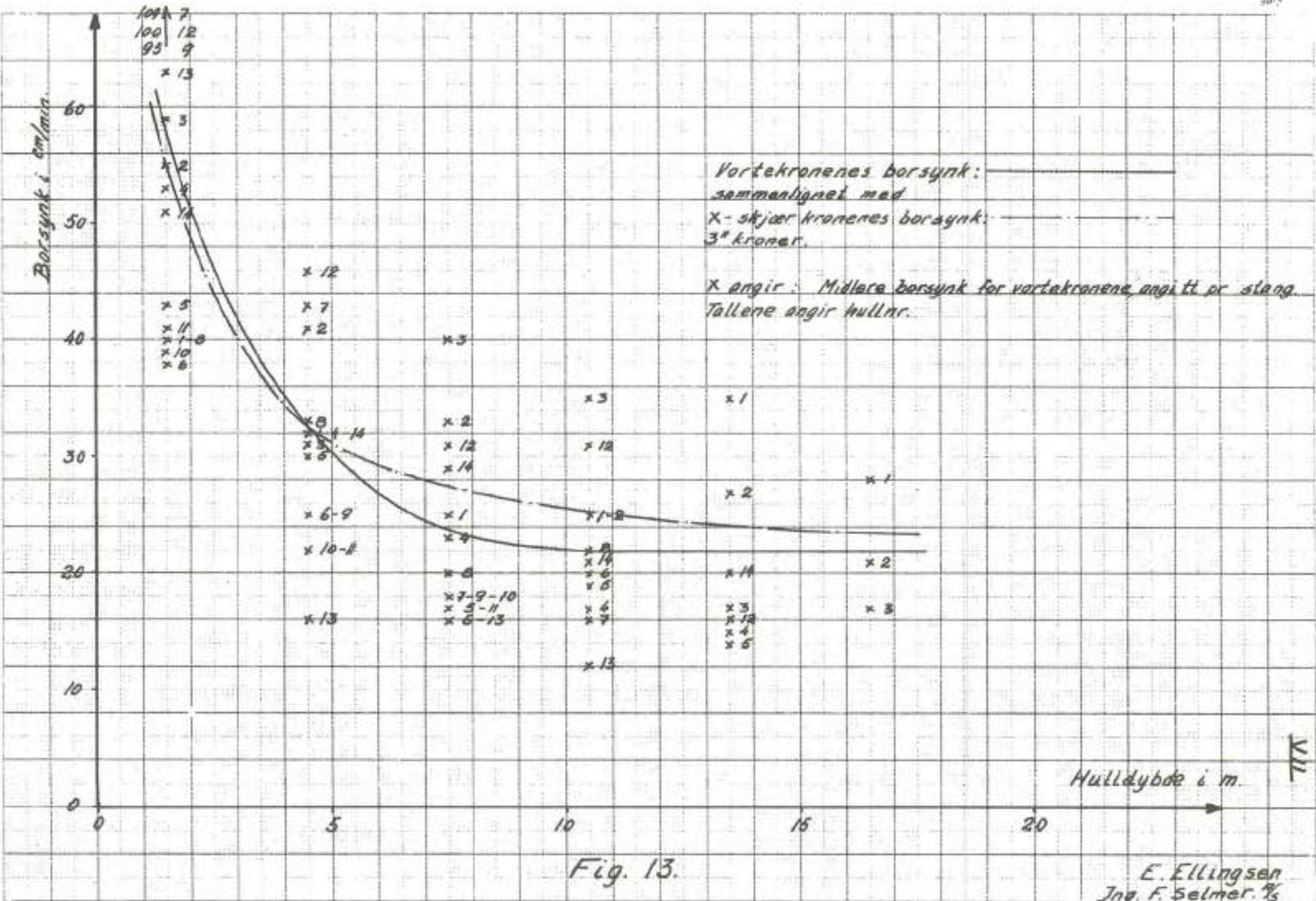


Fig. 12



RIGG FOR UTDYPNINGSARBEIDER I FJELL OG  
HÅRDE MASSER

av

Overingeniør B. Borhaug  
Statens Havnevesen

RIGG FOR UTDYPNINGSARBEIDER I FJELL OG HÅRDE MASSER

Utdypningsarbeider i Statens havnevesens regi foregår vesentlig i fiskerihavnene. De dybdene man skal oppnå blir av den grunn relativt beskjedne, 3 til 5 m under spring lavvann og opp til 7 m der man regner med trafikk av fryseskip og mindre lastebåter. Utdypning i fjell har på grunn av prisen vært unngått mest mulig og har som oftest lite omfang. Undervanns-sprengning er som regel kombinert med mudring av løsmasser og man har da tidligere avdekket fjellet først enten med grabb eller ekskavator. Fjellsprengningsarbeidet har vært tatt enten med dykker eller fra flåte, men med dykket til ansett og ladning. Dersom fjellet er dekket med løsmasser får man ikke rensket nok med mudring så dykkeren må spyle eller grave til fjellet før han kan få ansatt, og det blir ofte et temmelig omfattende arbeide å fjerne disse massene, särlig når man treffer på harde morenemasser som må graves vekk med krafse. Vanndybdene er såvidt beskjedne at en sug har dårlig effekt. Man har av den grunn vært klar over behovet for å kunne bore gjennom løsmassene og har overveiet å benytte den såkalte O.D.-metoden.

Såvidt jeg har forstått krever denne metoden relativt kostbar boremaskin og borutstyr. Siden arbeidene våre som oftest er av lite omfang ønsket vi oss en enkel og billig rigg. Vi bestemte oss derfor ved slutten av 1965 å prøve med boring fra flåte med kjedemater og 1 1/4" skjætebor-utstyr, og med vanlig foringsrør uten borkrone på enden av røret.

Utstyret har vært i bruk i ca. 1½ år og vi har etterhvert vunnet en del erfaringer som jeg antar kan ha interesse å gjøre rede for.

Vi startet med boring fra flytende flåte, men selv om arbeidsstedet lå bra dekket viste det seg at dette ga adskillige

vanskeligheter p.g.a. bevegelser i flåten.

Vi bruker nå en boreplattform som står på 4 peler av stålører, se fig. 1. Pelene er 9.2 m lange. De heves og senkes med wiretrekk fra 4 stk. 2 tonns Beebe håndspill. Når plattformen er heist opp låses pelene med bolt gjennom hull i fering og pel. For å redusere knekklengden på pelene er der en fering ca. 2.5 m under plattformen staget med skråstrevere av Ø 3" stålører. Denne feringen er gjort demonterbar for å kunne bruke plattformen på grunt vann. Pelene når ca. 7 m under vannstand. Vi har på ett av arbeidsstedene forlenget pelene ved å sveise på et smekrere rør i nedre ende, men pelene blir da noe slanke så man bør ha grovere dimensjon på plattform og peler hvis utstyr skal anvendes på dypere vann.

Selv plattformen er 5 x 6 m bygget på vinkelstål fagverk. Høyden på fagverket er 80 cm. Der er lagt inn 2 bjelker av vinkelstål/fagverk for å få rimelig spennvidde for opplegg av 2" x 6" plankedekk. Oppdrift for plattformen skaffes ved ialt 6 m<sup>3</sup> isoporblokker i format 0.75 x 0.75 x 0.5 m som er lagt inn langs begge langsidene av plattformen. På det første arbeidsstedet hvor det var særlig grunt ble isoporblokkene lagt i 0.25 m høyde og tilsvarende større bredde for å få så lite dyigående som mulig.

Kjedemateren er montert på en bukk som skyves langs flåtesiden på 2 stk. Ø 1" galvanisert stålører og låses til dekk med kiler.

Boringen foregår over ene langsiden og det kan bores 4 hull i 1.5 m avstand mellom hver flytting av plattformen. Det er også mulig å bore igjennom dekk i plattformen, men da må laderørene stikkes så langt ned at plattformen kan flyttes uten å knekke laderørene.

Vi har brukt boremaskin ATLAS BBC 100 F rigget for luft-spyling. Luftforbruket er oppgitt til 10 m<sup>3</sup> pr. minutt inkl. spyleluft. På anlegg med 1 boremaskin har vi brukt en rotasjonskompressor med kapasitet 10 m<sup>3</sup> pr. min. og på anlegg med 2 bormaskiner har det vist seg at vi har klart oss med en rotasjonskompressor med kapasitet 17 m<sup>3</sup> pr. min. Måling

av lufttrykket ved boremaskin har vist at dette har ligget på ca. 6 kg pr.  $\text{cm}^2$ . Dette har vært tilstrekkelig for å få brukbar borsynkning. Kompressoren har stått på land og luftforsyning har skjedd gjennom Ø 1½" slange.

Boremaskin av denne type har ikke separat rotasjonsmotor, men boringen har gått bra siden hullengden er såvidt beskjeden. Ved fastboring kan det være noe brysomt å få koblet ut rotasjonen.

Maskinen er montert på kjedemater type BMM 135 K med 3.2 m effektiv matelengde. Vi bruker Ø 1 1/4" skjætebor i 3.05 m lengde og noen kortere bor der dybden ved ansett ikke passer. Borkronen har skjærdiameter 51 mm.

For vi startet opp med dette utstyret anskaffet vi pumpe, og nakke-adaptører for vannspyling, men det viste seg fort at vi fikk riggen til å virke med luftspyling og det er såpass mange fordeler med luftspyling spesielt om vinteren at vi har latt være å montere utstyr for vannspyling.

Til foringsrør benyttes Ø 63,5 x 4,5 mm stålror. Rørene skjøtes med muffe uten gjenger fastsveiset til øvre rørstykke som er ca. 1 m langt. Man har endel rør på flåten i passende lengde for å kunne få nederste rørdelen i høyde med enden av mateskinnen. Lengden på rørene avpasses slik at borkronen stikker ca. 2 cm foran nedre rør-ende når det øvre røret bryster mot boremaskinen. Ved boring gjennom løsavleiring slåes bor og foringsrør sammen til foringsrøret stopper mot fjell. Vibrasjonen av boremaskinen gir nok slageffekt til å drive foringsrøret ned til fjell. Deretter tas øvre del av foringsrøret av og boringen fortsetter i fjell til full dybde. Vi har anskaffet klemme som passer til foringsrøret og montert denne nederst på mateskinnen istedenfor original-klemmen som brukes for 1 1/4" borstengene.

For å skaffe avløp for vann, borslam og sand er det brent ut noen huller i øvre del av foringsrøret.

For å hindre at stein kiler borstangen ut mot rørveggen og løser borkronen mot rørenden ved opptrekking av borren er

nederste borstang påmontert et stjerneformet styr-rør med største ytre diameter 50 mm. Dessuten har vi slipt kon på øvre del av skjørtet på borkronen slik at det har lettare for å entre foringsrøret ved opptrekking.

Ved boring i løsavleiringer som inneholder større steinblokker er det ikke mulig å få foringsrøret ned til fjell. Man kan bore gjennom blokkene, men ved opptrekking av borren raser hullet igjen og det er ikke mulig å få ned ladningen. Vi har derfor anskaffet borkrone med 64 mm skjærdiameter og tilsvarende styrer for boring gjennom steinblokker. Ved ansett med dette utstyret bruker vi et grovere foringsrør Ø 76.1 x 5 mm. Når vi har boret foran med 64 mm borkrone til fjell, trekkes denne opp, deretter settes Ø 63.5 mm foringsrør med 51 mm borkrone ned gjennom det grove foringsrøret og det bores ned til fjell gjennom løsavleiringene. Deretter fortsetter boringen som beskrevet ovenfor, ned til full dybde. Vi har vært ute for at det smekre foringsrøret har kilt seg fast i steinblokkene som vi har boret igjennom slik at vi har måttet la det stå igjen i salven. Men siden arbeidene som nevnt foran er av forholdsvis lite omfang, og tykkelsen av løsavleiringene sjeldent overstiger et par meter, antar jeg at det svarer seg å benytte et enkelt og billig boreutstyr.

Etter at boret er tatt opp settes plastrør i hullet før foringsrøret tas opp. Vi har brukt PVC-rør med 43 mm utvendig diameter og ca. 1 mm godstykke. På grunt vann og i innelukket rolig farvann kan plastrørene stå uten østaving. Ellers blir de festet til en smekker wire som spennes langs hverannen rad over salven. Der det er langt til land settes Ø 28 mm kamstål eller utransjerte 7/8 borstenger i hull boret i kanten av salven, for feste av stagwire.

Til tetting mellom plastrør og fjell limes en konisk plasthylse til røret ca. 0.5 m fra nedre ende. Vi har brukt Norsk Sprængstofindustris borhullspropper nr. 2.

Til ladning av salven bruker vi ladeapparat type TA 4 -S 22. Ladning for hvert hull er utregnet på forhånd på grunnlag av

borerapport. Se fig. 2. Før ladning starter blåses hullet lens for vann. Ved ladning av hull som man ikke får lenset blir det ofte kluss med å få patronene til å gå i ladeapparatet. Ladeapparatet bør utstyres med 30 meter lange slik at man kan mate ladeapparatet fra boreplattformen. Ladeslangen styres av to mann i lettåt.

Det benyttes 2 millisekundtunnere pr hull. 1 i bunn og 1 i topp av ladningen. Ladningstettheten har vist seg å bli ca. 2 kg. pr. m i fjellhull og 1,4 kg. pr. m i plastrør.

Bemanningen har vært 4 mann på hver plattform samt smed og oppsynsmann. Flytting av boreplattformen tar forholdsvis stor andel av tiden så vi har funnet å måtte ha 4 mann for at flyttingen skal gå rasjonelt. Boremaskinen passes av 1 mann så det er sannsynlig at man kan spare inn på bemanningen dersom man kunne få mekanisert løfting av boreplattformen.

Arbeidet har gått på enkelt skift. Effekten har variert adskillig fra sted til sted.

Vi har dessverre ikke hatt folk til å gjøre tidsstudier, men jeg kan gi endel opplysninger nedenfor vesentlig basert på borerapportene som oppsynsmannen har ført.

Første arbeidsstedet med denne riggen var Lundøy i Austevoll i Hordaland hvor det skulle opparbeides et fartsløp med 10 m bunnbredde og 3 m dybde på spring lavvann. Totalmasse var beregnet til  $2.400 \text{ m}^3$  hvorav  $1.700 \text{ m}^3$  fjell. Borhullavstand var satt til 1,5 m og underboring 1,5 m. Det var forholdsvis høyt fjell langs enden av rennen så kanthull ble satt til 0,75 m avstand og ble ladet med rørladning. Fjellet ble tatt i 5 salver på ialt 363 hull. Ca. 25 hull måtte forbores med 64 mm borkrone. Total bormeter utgjorde 1.627 m hvorav 1.277 m i fjell. Boring og sprengningsarbeide gikk på 65 arbeidsdager. Gjennomsnittlig effekt 5,5 hull pr. dag. Kostnaden ble relativt høy og fjerning av massene ble meget kostbar på grunn av vanskelig adkomst i det trange løpet.

Neste arbeidssted var Tananger hvor det skulle opparbeides et løp med 40 meter bunnbredde og 7 m dybde. Sonderboring

og masseberegning anga  $5.700 \text{ m}^3$  fjell og  $48.000 \text{ m}^3$  løsmasser hvorav ca.  $10.000 \text{ m}^3$  var fast leire som vi ikke fikk fjernet med grabb. Vi disponerte ikke ekskavator til å ta den faste leiren og valgte derfor å prøve å få løsnet den med skyting. Hullavstanden ble også her satt til 1.5 m. Overboring 1.5 m som ble sket til 2.0 m i leirpartiet. Sprengning av leiren var vellykket forsåvidt som vi oppnådde full dybde, men effekten på grabb-apparatet var tildels temmelig lav særlig for den første salven hvor man ikke hadde noen stuff som leiren kunne flyte ut ifra.

Vi startet med å la plastrørrene stå uladet til salven var ferdigboret, men fikk så mye trøbbel med leirsprut og kluss med å få patronene til å gå at vi gikk over til å lade plastrørrene ferdig med tennere på land, og sette de ned etterhvert som hullene ble ferdigboret. Dette ble også gjort i fjellpartiene. På Tananger fikk vi av den grunn nokså mye grov stein og det ble nødvendig med etterboring og bomming av blokker. På de stedene hvor vi har ladet fullt i fjellhullene har det ikke vært noen vanskelighet med å ta massen med grabb. Vi har imidlertid også på Tananger fått fjernet all massen uten bruk av dykker. Vi har boret 2.200 hull og 9.540 m hvorav 2.680 i fjell. Det er brukt 13.400 kg sprengstoff eller 1.4 kg pr. meter. Det ble brukt 2 flåter og arbeidet 135 arbeidsdager eller 8.15 hull pr. bormaskin pr. dag, inkl. ladning og kobling av salven.

På Iglandsvik i Bremanger skal endel av havnebassenget utdypes til -4.0 og massene utgjør  $38.000 \text{ m}^3$  sand og  $2.550 \text{ m}^3$  fjell. Fjellet ligger i 3 lave grunner. Høyden over -4.0 utgjør i gjennomsnitt ca. 1.0 m så det blir stort areal som må bores i forhold til massen. Det er lite sand over fjellet, ca. 0.4 m i gjennomsnitt.

På fig. 2 er gitt et lite utdrag av borrapporten for salve nr. 3. Utdraget er typisk for hele arbeidet. Videre er på samme bilag gitt et sammendrag av rapportene frem til 15/8 d.å. Borearbeidet blir avsluttet ca. 20/9. Arbeidet har vært tatt med en bormaskin og et lag på 4 mann + smed og

oppsynsmann. Ladingen har tatt relativt stor andel av arbeidet. Vi har hatt bare ett ladsapparat på anlegget. Fjellmassen har vært godt fragmentert så grabbing av fjellmasse har gått uten problemer og med god effekt.

Jeg antar at det kan være av interesse å få oppgitt kostnad for sprengningsarbeider med denne riggen. Fullstendig regnskapsrapport med kostnad i henhold til overslag blir gitt ved årsavslutning så jeg kan for tiden bare gi tall for Lundøy og Tananger anlegg som var på det nærmeste fullført i 1966. På Lundøy er rapportert  $1.700 \text{ m}^3$  undervannssprengning til en kostnad av kr. 178.250.-.

På Tananger er rapportert sprengt  $13.400 \text{ m}^3$  til en kostnad av kr. 558.160.- For Tananger har jeg gått gjennom bilagene for sprengningsarbeidene og kan gi nedenstående fordeling av kostnadene.

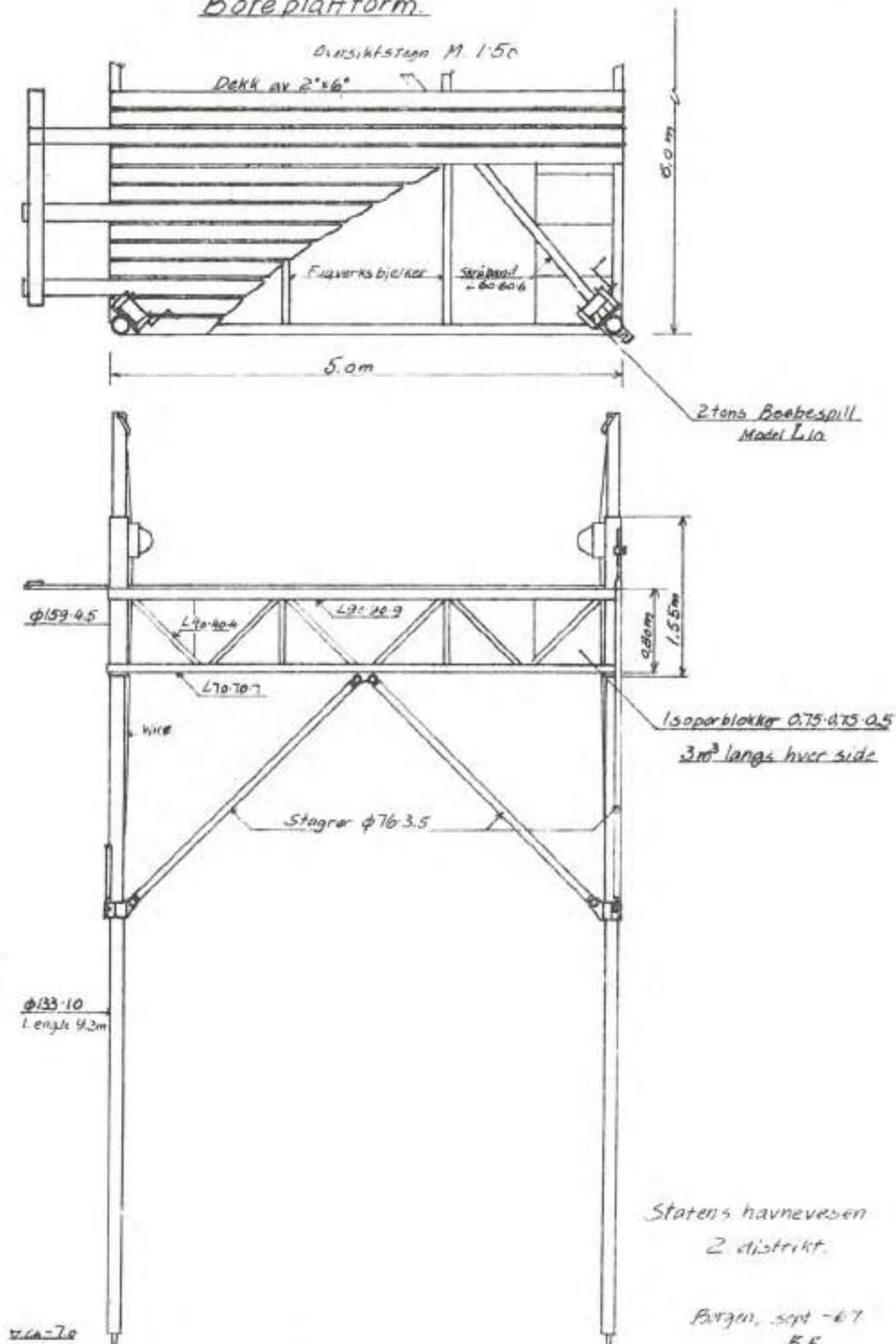
Mudring av $13.400 \text{ m}^3$	kr. 162.860.-	
Boring og sprengning	<u>395.300,-</u>	= kr. 558.160.-
Lønn 11.046 tv kr. 106.800.-		
Fraværstillegg		
ferie " 11.500.-		%
Sosiale utg. " <u>9.180.-</u>	= kr. 127.480.-	32.2
Intern leie kompressor, bormaskiner	" 18.500.-	4.7
Andel fellesutgifter:		
Brakker, tilrigging, båtutgifter	102.315.-	25.9
Sprengstoff	" 82.033.-	20.7
Olje	" 9.590.-	2.4
Bor foringsrør	" 18.212.-	4.6
Plastrør	" 25.562.-	6.5
Diverse forbruksartikler	<u>" 11.608.-</u>	<u>3.0</u>
	kr. 395.300.-	100.0
	=====	

Ved bedømmelse av resultatet for Tananger minner jeg om at en vesentlig del av de  $13.400 \text{ m}^3$  var fast leire.

Kostnadene i kroner pr.  $\text{m}^3$  vil variere sterkt fra anlegg til anlegg og er særlig avhengig av gjennomsnittshøyden på fjellet siden man har såvidt stor underboring. Såvidt jeg

kan se av regnskapene vil det bli adskillig høyere pris pr.  
 $m^3$  fjell på Iglandsvik enn det vi oppnådde ved sprengning  
av leire og fjell på Tananger.

Vi regner imidlertid med å ha redusert kostnaden i forhold  
til det vi nå måtte kalkulere med om vi skulle benytte dyk-  
ker til ansett og ladning.

Boreplatform.

Salve nr 3

BORE-OG LADESKJEMA Analog: Iglandsvik

Hull	Nøde Mål	Nøde Kanal		Nøde fjell		Nøde bunn		Vekt kg	Tenne nr.	Ladning			Boret	Lastet
		Mål	Red.	Mål	Red.	Mål	Red.			Fartøy	Type	Antall		
13	201	4.1	2.7	4.3	2.9	6.9	5.5	1.4	18	20x170	66		19/4	25/4
	202	4.0	2.6	4.0	2.6	6.9	"	1.4			74		"	"
	203	3.4	2.1	3.4	2.1	6.8	"	1.3			85		"	"
	204	4.0	2.8	4.0	2.8	6.7	"	1.2			69		"	"
	205	4.0	2.9	4.0	2.9	6.6	"	1.1			66		"	"
	206	4.0	2.9	4.0	2.9	6.6	"	1.1			66		"	"
	207	4.0	3.0	4.5	3.5	6.5	"	1.0			58			26/4
	208	3.9	3.0	4.5	3.6	6.4	"	0.9	1		55		"	"
	209	3.8	2.9	4.0	3.7	6.4	"	0.9			52		"	"
	210	3.8	3.0	4.3	3.5	6.3	"	0.8	1		52		"	"
	211	3.9	3.1	4.7	3.9	6.3	"	0.8			48		"	"
	212	3.9	3.0	4.9	4.0	6.4	"	0.9	17		52		"	"
	213	3.9	3.0	5.2	4.3	6.4	"	0.9	17		52		"	"
	214	4.0	3.0	5.3	4.3	6.5	"	1.0	16		45		"	"
	215	4.0	2.9	5.3	4.2	6.6	"	1.1	16		52		"	"
+ 8 hull for stag											Sum 13	777 stk		
												= 1030 kg		

Salve 3. 215 hull 517 mifjell, 591 m totalt.

## Sammendrag av rapportskjema for Iglandsvik.

Børnader	Ladning	Arbeidsdager	Tidssum
Salve Hull	Total	Fjell	Kg. Boring Ladning
1	110	279	238 420 18 4 30/1-27/2
2	150	411	352 665 12 3 27/2-17/3
3	215	591	517 1.030 21 6 19/4-26/4
4	95	260	190 393 9 3 27/4-11/5
5	140	463	375 710 10 4 20/5-5/6
6	175	628	586 1.150 12 5 8/6-27/6
7	58	216	211 415 5 3 28/6-5/7
8	131	314	284 583 9 3 2/7-15/8
	1.074	3.162	2.753 5.396 96 31

Fig. 2.

---

RIGGER FOR STORE DAGSPRENGNINGER

av

Sivilingeniør Knut Tovshus  
Ingeniør F. Selmer A/S

## RIGGER FOR STORE DAGSPRENGNINGER

### 1. Valg av utstyr

Det er nå mange år siden grovhullsboring med beltegående maskiner ble vanlig ved steinbruudds drift og store skjæringssprengninger. Belteborvognene har i stadig større utstrekning fortrentet lettere utstyr fordi grovhullsboringen gir vesentlig lavere sprengningskostnader enn andre metoder når forholdene ligger til rette for det.

Borvognene bør forøvrig etter min mening kunne gjøres enda mer effektive. Ønskemålet er en Crawl med to maskiner og større rekkevidde. For å oppnå dette kunne bommen gjøres teloskopisk og svingbar.

Mitt emne er imidlertid ikke Air-tracks og grovhullsboring, men omfatter de områder hvor dette utstyret ikke kan brukes, enten fordi det er uokonomisk, eller fordi spesielle forhold er tilstede.

Disse tilfeller har vi når terrengholdene er meget vanskelige, når pallhøyden er lave eller når risiko for skadelige rystelser begrenser storrelsen av koncentrerte ladninger.

Under slike omstendigheter er vi henvist til å bruke lettere utstyr, så som vanlige handholdte maskiner, pallmatere og knematere, eller vi velger å bygge spesielle rigger basert på de matere og bormaskiner som finnes i markedet. De økte investeringskostnader ved riggene mener vi å få igjen ved innsparing i mannskap og arbeidslønn samt hurtigere fremdrift.

I det følgende vil det bli omtalt tre rigger som er bygget av vårt firma, og som har vært i anvendelse ved sprengning

av skjæringer, tomter og grøfter.

## 2. Rigg for liggerboring (Bilde 1 og 2)

Når terrenget er sterkt kupert, kan liggerboring i mange tilfeller med fordel anvendes. Bratt og ujevnt fjellterreng støter vi jevnlig på her i landet, ikke minst i forbindelse med vegbyggingen. Vegene blir ofte lagt i halvskjæringer med store hoydevariasjoner, hvilket gjør bruk av stendere lite attraktivt.

Det er arbeider med vegbyggingen som har tvunget frem våre rigger for liggerboring. Dette er forøvrig ikke skjedd utelukkende på grunn av de forhold som er nevnt foran. De tekniske spesifikasjoner for vegskjæringer i fjell krever stor nøyaktighet av bunn. Disse toleransekrav oppnåes best ved bruk av liggere.

For opplasting av fjellmasser har vi ved vegarbeider valgt store hjulshovler, bl.a. på grunn av deres mobilitet. Med shovet som lasteutstyr er liggersalver å foretrekke fremfor stendere. Spesielt ved høye paller og grovhullsboring i flere raster blir shovelens lastekapasitet sterkt nedsatt i den siste del av roysa.

Ulempene ved liggere er mere rensk på stuff og fullstendig utlasting av roysa før ny boring kan igangsettes. Konstinerlig sprengning kan bare oppnås ved at flere stuffer er under drift samtidig.

Vår liggerrigg består av en plattform hvor det er påmontert seks bormaskiner med loppemating. Føringene for bormaskinene ligger i en avstand av 1,5 m, og dette gir en bredde på plattformen på ca. 8 m. Matingslengden er 3,2 m. Føringene skyves fremover mot stuff hver for seg av en luftsylindre som er to meter lange. Sammen med føringen følger en smal plattform frem mot stuff. Føringene kan om ønskelig flyttes sideveis f.eks. ved borkrangel.

Plattformen er hengt opp i et 8 m. høyt tårn. Den kan forskyves sideveis ca. 1,5 m. og tiltes oppover. Disse

bevegelsene skjer ved hjelp av luftsylindre. Sideforskyvningen er nødvendig for å få helling på skjæringssidene, og tiltingen muliggjør boring oppover og økt skjæringshøyde kan dermed beherskes. Plattformen heises og senkes i tårnet ved hjelp av kjettingstaljer. Under transport er plattformen foldet sammen.

Tårnet er montert på en gammel dumper og kan beveges ut av vertikalstillingen en viss vinkel begge veier ved hjelp av en oljesylinder. Tårnet kan følles ned under transport. For å øke stabiliteten på dumperen løftes denne opp på labber.

Bormaskinene er BBC-24 fra Atlas Copco. Det brukes 1" borstål med 41 mm skjærbredde på 6,2 m borlengde. Det kan derved benyttes sprengstoffpatroner med diameter 35 mm.

Riggen er bemannet med 3 mann. Under gunstige omstendigheter kan disse produsere opp til 4000 m<sup>3</sup> i uken på et skift.

### 3. Rigg for stenderboring (Bilde 3)

Anvendelsesområde for denne riggen er boring av lave paller i jevnt terreng. Også i dette tilfelle er riggen påmontert 6 bormaskiner. Bormaskinene er festet til en bjelke som kjøres med vinsj på en stålramme. Rammen har ben i alle hjørner og kan således stilles horisontalt eller i en annen vinkel om ønskelig. Rammen kan flyttes med kran, trekkes av traktor eller vinsjes frem. Ved hullavstander på 1,15 x 1,25 m kan det bores 36 hull for hver oppstilling.

Det borutstyr som er påmontert riggen nå er både når det gjelder matere og maskiner av typen Montabert.

Matingslengde er 2,6 m.

I denne forbindelse kan nevnes at en av våre maskinfolk har konstruert en ny mater som er under utprøving med godt resultat. Matingen foregår ved et kontinuerlig stålband i

forbindelse med en dobbeltvirkende luftsylinder. Vi tror at denne materen har fremtiden for seg da den kan produseres billig, gi den ønskede matingslengde og kan anvendes både ved ligger- og stenderboring.

Stenderriggen betjenes av to mann.

#### 4. Rigg for grøftesprengning

Denne er meget enkel. Pålsmaterne monteres på en bjelke i det antall og med den avstand som grøftebredden krever.

Bjelken settes på en traktor med bakgraveraggregat etter at skuffen er fjernet.

Uten at traktoren flyttes, kan det børes opp til tre raster.



Fig. 1



Fig. 2

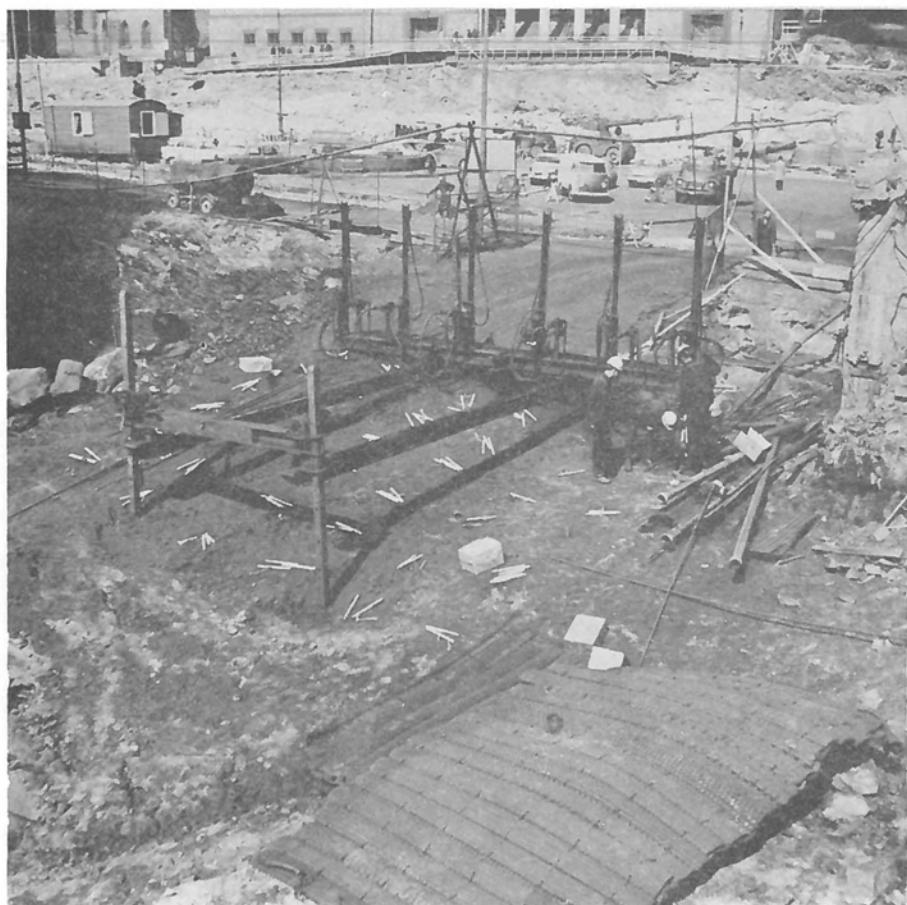


Fig. 3

X

NYTT OM BORRIGGER - MONTABERT "LE PANTOFORE"

av

Ingeniør Edgar Forsberg  
NVE Statskraftverkene

NYTT OM BORRIGGER - MONTABERT "LE PANTOFORE"

Tunhovdanlegget i Øvre Numedal drives av Statskraftverkene. En av arbeidsoppgavene består i å slå en tunnel for overføring av vann fra Smådøla til Tunhovdfjorden.

Tunnelens lengde er 4100 m og den har et profil på  $12 \text{ m}^2$ . Det drives med synk, og synkens lengde er ca. 150 m med fall 1 : 8.

Ved foten av synken er det sprengt ut fjellrom for versted og plass for omtípping fra vagg til lastebil.

Tunnelen drives med følgende utstyr:

Boring: Montabert "Le Pantofore".

Lasting: LM-250.

Vagger: Mühlhäuser 4  $\text{m}^3$  med tvangstipping.

Dessuten legges skinnegang med stålsviller, og en bruker "omegaprofil" med 12 m lengde i stedet for tradisjonell skyvelenk.

Bemannning (for 3 skift):

Drivere: ..... 3 x 2 mann.

Bakfolk - også med under lasting 3 x 2 mann.

Reparatører:..... 3 x 1 + 1 mann på dagtid.

Utkjering i synk + diverse arbeid 3 x 1 mann

Tilsammen: 19 mann.

Tidligere har Statskraftverkene vesentlig benyttet tradisjonelt knematerutstyr for driving av tunneler med små tverrsnitt.

En ville ved Smådølatunnelen forsøke med hydraulisk borrhigg for å spare mannskap og om mulig øke inndriftsresultatene.

Det ble foretatt en vurdering med hensyn til valg av rigg med grovhullsborring kontra rigg med maskiner for borserie 11, og vurderingen gav i grove trekk følgende konklusjon:

Besparelsen i antall bormeter pr.  $m^3$  fast fjell ved tung rigg syntes ikke å oppveie de høyere kostnader for borutrustning, borutstyr og sprengstoff-forbruk.

En valgte å satse på lette maskiner og borserie 11, og gikk til anskaffelse av Montabert "Le Pantofore" borrigg.

"Le Pantofore" er montert på skinnegående lavett. Under transport er riggens største bredde 1,45 m og største høyde er 2,45 m. Lavetten er utstyrt med hydraulisk forankring som også tillater forstilling av riggen sideveis uavhengig av skinnegangen.

Vår utgave av Pantoforen har 4 stk. lette bommer utstyrt med skruemater og lette hormaskiner. Dessuten er det montert en senterbom med en tung drifter for boring av uladede kutthull (se fig. 1).

De lette bommene er plassert 2 på hver side med en horisontal avstand lik 1,0 m i "nullstilling". De øvrige bommene er plassert slik at senterbom har en høyde på 2,05 fra topp skinnegang til "nullstilling".

Bommene er festet til chassiset ved en pivot-tapp i en rotasjonsblokk. De kan således dreies fra  $0^\circ$  til  $360^\circ$  ved hjelp av 2 hydraulisk opererte tannstag.

Bommen er laget som et parallelogram, forstillbar ved 2 hydrauliske sylinder (se fig. 2). Den ene sylinder, V 1, beveger boraksen ut fra og parallelt med rotasjonsaksen fra 0,15 m og inntil en radius lik 2,25 m.

Riggen dekker således et areal fra  $10\text{ m}^2$  til  $21\text{ m}^2$ .

Når det er sagt at bommen er laget som et parallelogram, er det en sannhet med modifikasjoner. En av de korte sider - nemlig DE - er ca.  $2\frac{1}{2}$  cm lengre enn AB (se fig. 2).

Dette bevirker at boraksen vil danne en vinkel med rotasjonsaksen som øker fra  $0^{\circ}$  til  $4^{\circ}$  etterhvert som avstand fra "nullstilling" øker fra 0.0 m til 2.25 m.

En får altså en form for kile for hjelperne i kutten, dog med lite avvik fra de uladede kutthull, som bores med senterbommen. Likeledes forstilles boraksen automatisk gradvis til å gi riktig avvikelse ved boring av kranshullene.

Om en ønsker å "gå hardere på" med liggerne, benyttes sylinder V 2 (se fig. 3). Denne forlenger den lange siden i parallelogrammet slik at materen kan tippes ut fra parallelstillingen med rotasjonsaksen inntil en vinkel på  $20^{\circ}$ .

Skruemateren ligger i en "vugge" på bommen og kan forskyves inntil 1,60 m i lengderetningen (se fig. 4). Materne leveres med forskjellig lengde. Vår rigg er utstyrt med matere som tillater borstål opp til 3,20 m. Effektiv hulldybde blir da 2,80 m.

Senterbommen er plassert mellom de lette bommer og følger tunnelaksen ved sentrisk plassert skinnegang. Bommen er bare bevegelig i vertikalplanet og dekker en høyde mellom 2,45 m og 1,25 m målt fra sålen.

Tilførselsslanger ligger godt beskyttet av bom og matere og holdes konstant stramme av slangeruller som er synkronisert med bormaskinenes fremdrift.

På materen er det en stoppeknast for bormaskinenes fremre og bakre stilling. Denne bevirker automatisk redusert lufttilførsel, slik at slagantall og rotasjonshastighet blir satt ned samtidig som matermotor kobles ut.

Manoverspakenes for de lette bommer med maskiner er plassert med 2 sett på hver side av riggen. Manøvrering av senterbom foregår fra en platt bak opphengningsrammen.

Smøresystemet består av en rikelig dimensjonert oljetank og luftdrevet oljepumpe som via ledninger distribuerer olje til bevegelige deler i maskiner og rigg. Systemet er sikret

for visuell kontroll ved hjelp av en rød indikasjonslampe og direkte avlesing av oljetrykk på manometer.

Boreriggen har eget lysanlegg på 24 Volt batterier og luft-drevet generator.

De lette bormaskiner er av type Montabert TK-30 med følgende spesifikasjoner:

Vekt:	36 kg.
Sylinder:	95 mm.
Slaglengde:	86 mm.
Rotasjon:	250 omdr./min.
Slagantall:	2700 pt. min.
Luftforbruk:	5 m <sup>3</sup> /min. ved 5,5 kg/cm <sup>2</sup> .

Bormaskin for senterhull er av type Montabert TA-40 med følgende spesifikasjoner:

Vekt:	110 kg.
Sylinder:	105 mm.
Slaglengde:	93 mm.
Rotasjon:	175 omdr./min.
Slagantall:	2000 pr. min.
Luftforbruk:	6,5 m <sup>3</sup> /min. ved 5,5 kg/cm <sup>2</sup> .

Vårt R-kontor har foretatt en studie ved Tunhovdanlegget for å fastlegge de ytelsjer vi oppnår med Pantoforeriggen.

Studiene er tatt over 4 skift, og en skal her gjengi den del av resultatet som har interesse for riggen.

Som tidligere nevnt betjenes riggen av 2 mann. Tunnelprofilen er 12 m<sup>2</sup>, det bores 46 hull serie 11 og 2 hull 3". Boret salvelengde er 2,80 m. Boreplan med maskinbevegelser er vist på fig. 5.

Sammenstilling boring

Arbeidsoperasjon.	Enhet min.	Studie 1	Studie 2	Studie 3	Studie 4	Gjennom- snitt.
1. Rigg for boring .....	"	3.5	5.0	2.0	3.0	3
2. Boring .....	"	63.5	61.0	65.0	69.0	65
3. Lading - kobling .....	"	19.0	23.0	8.0	11.0	15
4. Avrigg etter boring og lading .....	"	4.0	3.0	12.4	6.1	6

£ 89 min.

Oppdeling av boretid (intervallst. 1 min. intervall)

Gjelder boring serie 11 og 4 maskiner.

Arbeidsoperasjon	Enhet	Studie 1	Studie 2	Studie 3	Studie 4	Gjennom- snitt.
1. Innstilling for boring .	Maskinmin.	27	17	18	23	21
2. Ansett .....		12	8	7	8	9
3. Boring .....		183	196	199	201	195
4. Retur maskin .....		2	9	10	11	8
5. Skifte bor .....		3	6	2	2	3
6. Maskinvent (fastboring, lading under boring etc.)		28	13	28	34	26

£ 262.

## Grovhullsborring.

Gjelder 3" hull og 1 maskin.

Arbeidsoperasjon.	Enhet	Studie 1	Studie 2	Studie 3	Studie 4	Gjennom- snitt.
1. Innstilling for boring..	Maskin min.	1	2	1	2	2
2. Ansett .....		1	1	1	1	1
3. Boring .....		44	32	32	26	34
4. Retur maskin .....		2	1	1	1	1
5. Skifte krone .....		-	-	-	-	-
6. Maskinvent .....		16	27	31	36	27

 $\Sigma 65.$ Kapasiteter boring:

$$\text{Netto borsynk serie 11: } \frac{128.8 \cdot 100}{195} = 66 \text{ cm/min.}$$

$$\text{Brutto borsynk serie 11: } \frac{128.8 \cdot 100}{262} = 49 \text{ cm/min.}$$

$$\text{Netto borsynk 3" hull: } \frac{5.6 \cdot 100}{34} = 16.5 \text{ cm/min.}$$

Brutto borm/mann-time (2 stk. 3" hull  $\approx$  6 stk. hull serie 11)

$$\frac{145.60 \cdot 5 \cdot 60}{327 \cdot 2} = 66.5 \text{ borm/mann-time.}$$

$$\text{Brutto borm/mask.time for de lette maskiner: } \frac{128.8 \cdot 60}{262} = 29.4 \text{ borm./mask.time.}$$

Kjørehastighet med borrigg: 7.5 km/time.

Montabert Pantofore i vår utferelse med 4 stk. bommer med skruemater og bormaskiner TK-30, senterbom med skruemater og bormaskin TA-40, komplett med sentralt smoreanlegg, lysanlegg og sentralstyringsplattform koster kr. 400.700,-.

Vi har fulgt opp deleforbruk fra 1. desember 1966, da vi overtok

riggen, og frem til 21. september 1967. I prisene er tatt med 10% tillegg for eget lagerhold, og resultatet er som følger:

	TK-30.	TA-40.	Rigg.	Samlet
Deleforbruk i tiden 1/12.66 - 21/9.67	44.919,-	9.419,-	50.076,-	104.414,-
Bormeter .....	101.920	4.400	106.320	106.320
Kr. pr. bormeter .....	0,44	2,14	0,47	0,98

Vi har ikke tilsvarende data for andre lette borerigger, men det kan ha interesse å se hva våre "tunge" rigger ligger på når det gjelder reserve-delskostnader:

Antall rigger	Type	Bormeter i middel.	Deleforbruk i kr. pr. borm.
3 stk .....	Joy 4"	411.500	0,75
3 stk.....	Gardner Denver 4"	380.000	1,28
3 stk.....	Gardner Denver 4½"	149.500	0,48

Riggen er enkel å betjene og utstyrt med en rekke detaljer som letter operatørens arbeid. Dette går også frem av det relativt høye tall på 66,5 borm/mann time brutto.

Tilsvarende tall for god knematerdrift ligger på ca. 30 borm/mann time brutto.

Når det gjelder boreytelse i form av bormeter pr. maskintime, ligger riggen tett opp til den normalkurve vi har for hydrauliske borrigg (se fig. 6).

Det hydrauliske utstyr er av god kvalitet.

Likeså er smøresystemet avansert og har ved siden av god smøring den spesielle fordel at eksosen fra bormaskinene inneholder minimalt med olje.

Lysaggregatet gir meget godt arbeidslys. Bormaskinene ligger ved alle stillinger på utsiden, noe som vel må anses som en fordel spesielt når det gjelder å få liggerne langt nok ned.

Systemet med synkroniserte slangeruller hindrer sjenerende "spaghetti" og usædig brekkasje på slangeføringene.

Riggen er utstyrt med overføringer fra rotasjon og avstand fra nullstilling som angir hullets plasering på et "koordinatsystem". Dette kan være fordelaktig ved boring for større tunnelprofil.

Understellet virker for svakt dimensjonert. Vi har hatt utskifting av hjulgang og hjullager.

De fremre borstyringer, som er kombinert med anlegg mot stuffen, har vært gjenstand for mye eksperimentering og utskifting, og er fremdeles utilfredsstillende.

Opplagring av materskruen fremme er ved kulelager. Disse holder ikke.

Matermotor virker for svak ved uttrekk av boret. Dette er muligens en gjennomgående svakhet ved skruemating.

Bormaskin TK-30 har en dårlig konstruksjon, når det gjelder å frigjøre bor fra maskin ved fastboringer. Det er umulig å få løst forbindelsen mellom paler og palkrans, slik at om en ikke makter å vri boret i rotasjonsretningen ved håndmakt, synes den eneste løsning å være å kutte boret.

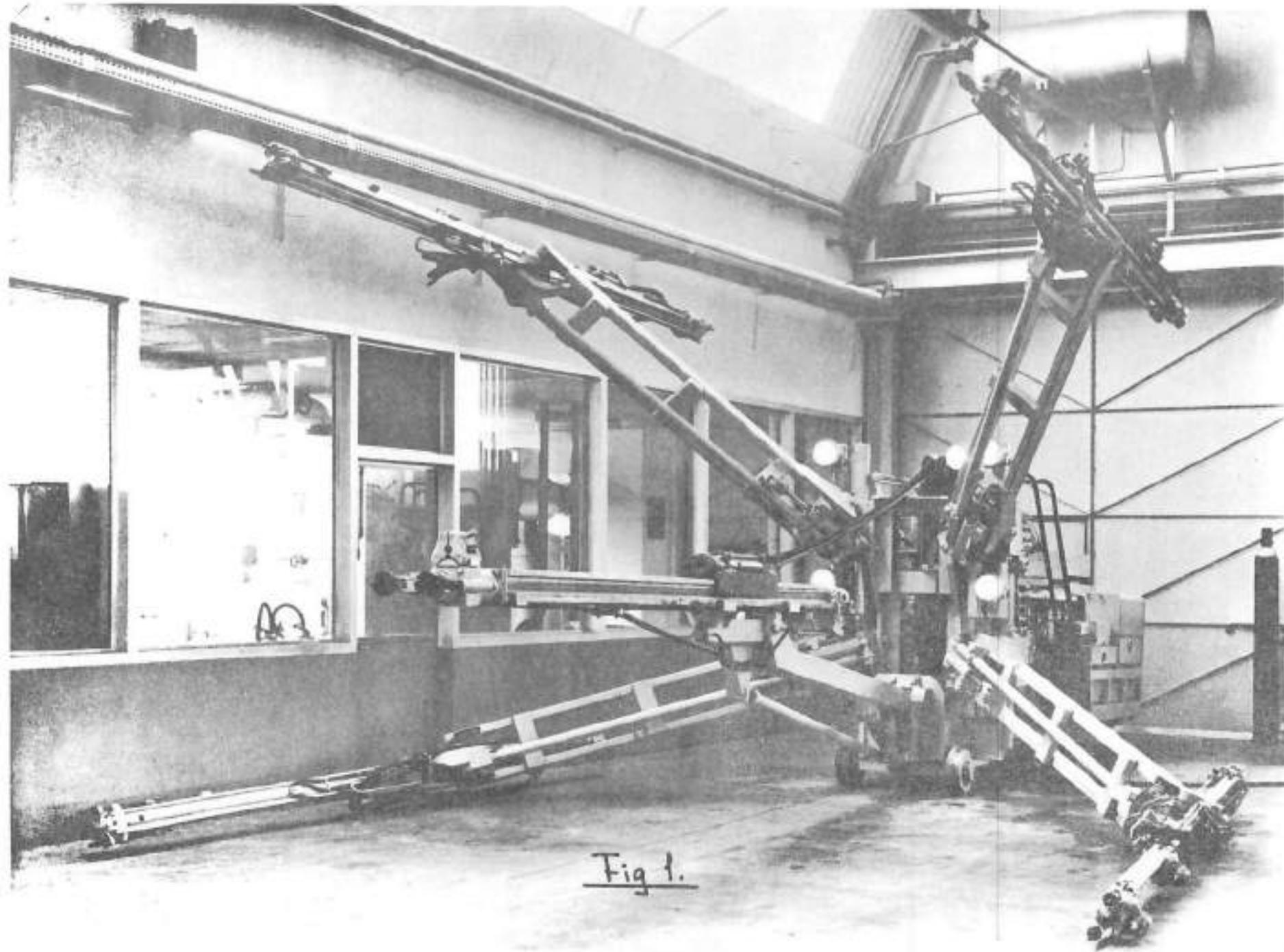


Fig 1.

X

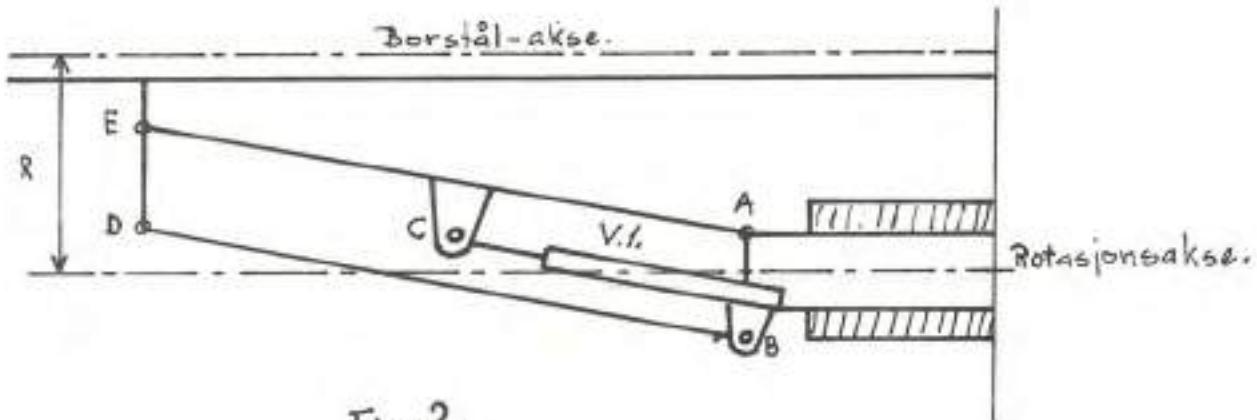


Fig. 2.

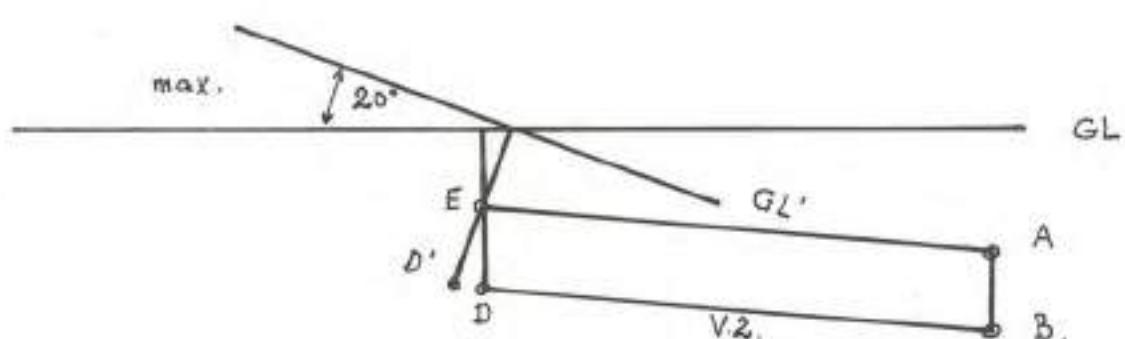
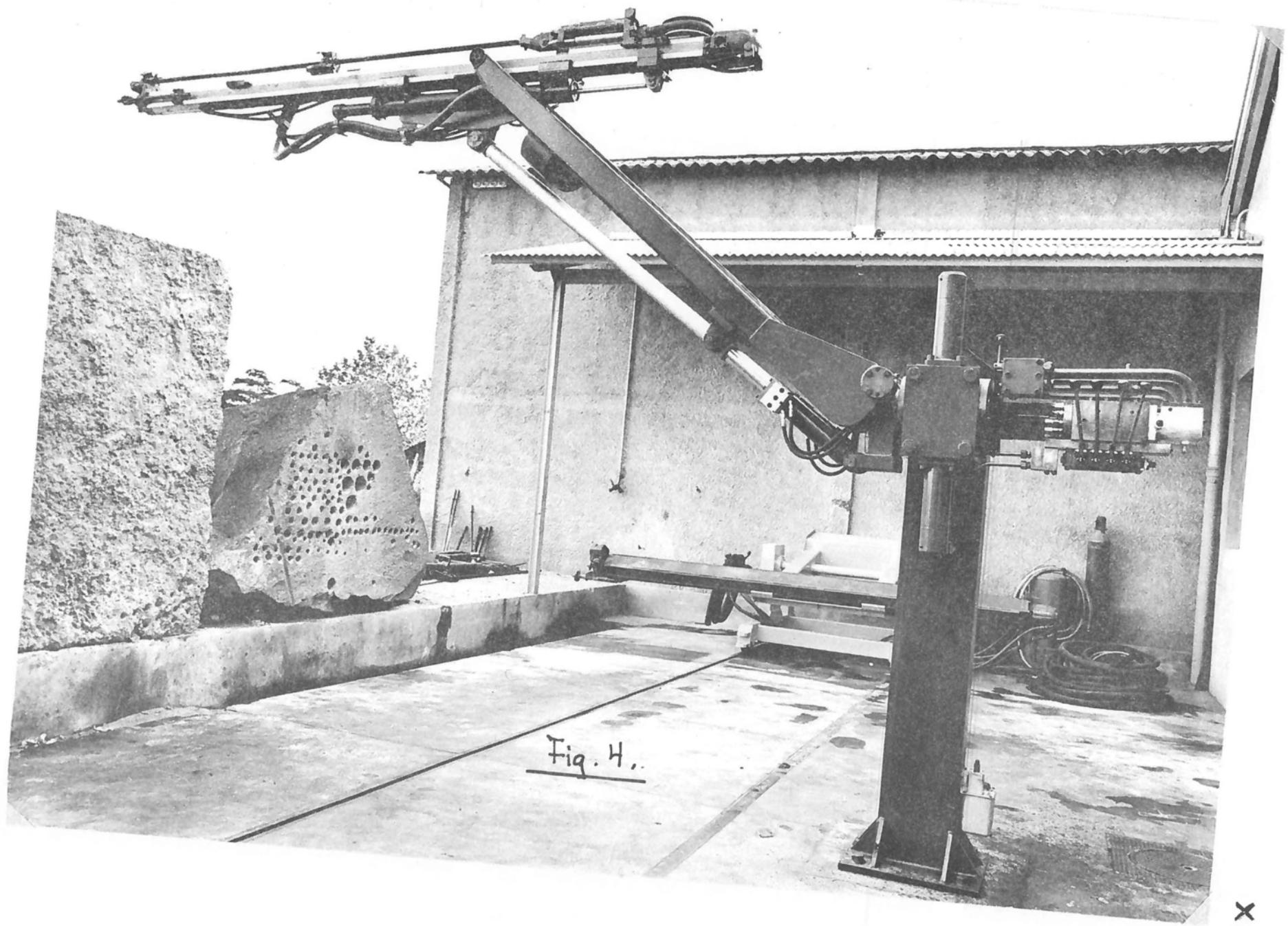
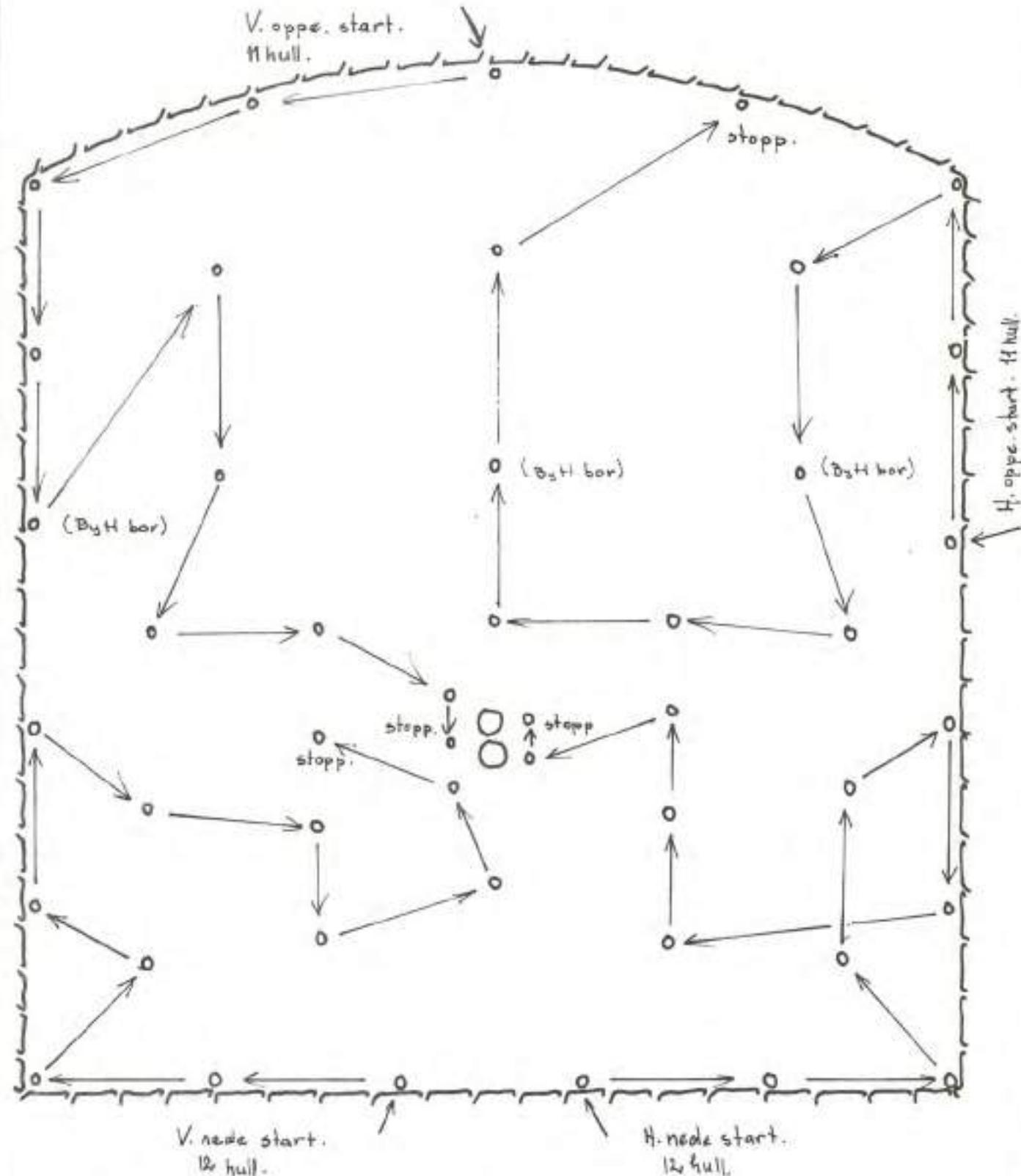


Fig. 3.

NORGES VASSDRAGL OG ELEKTRISITETSVESEN STATSKRAFTVERKENE	Målestokk Tegn. Trac. Kir.	Erstattn. for: S  Erst. av:
---	-------------------------------------	--------------------------------------



X



serie II : 46 hull

3<sup>rd</sup> : 2 ---

Salvelengde: 2,80 m.

Fig. 5.

Målestokk	Tegn. Trac. Kfr.	Erstatt. for:  S  Erst. av:
NORGES VASSDRAGS- OG ELEKTRISITETTSVESEN STATSKRAFTVERKENE		

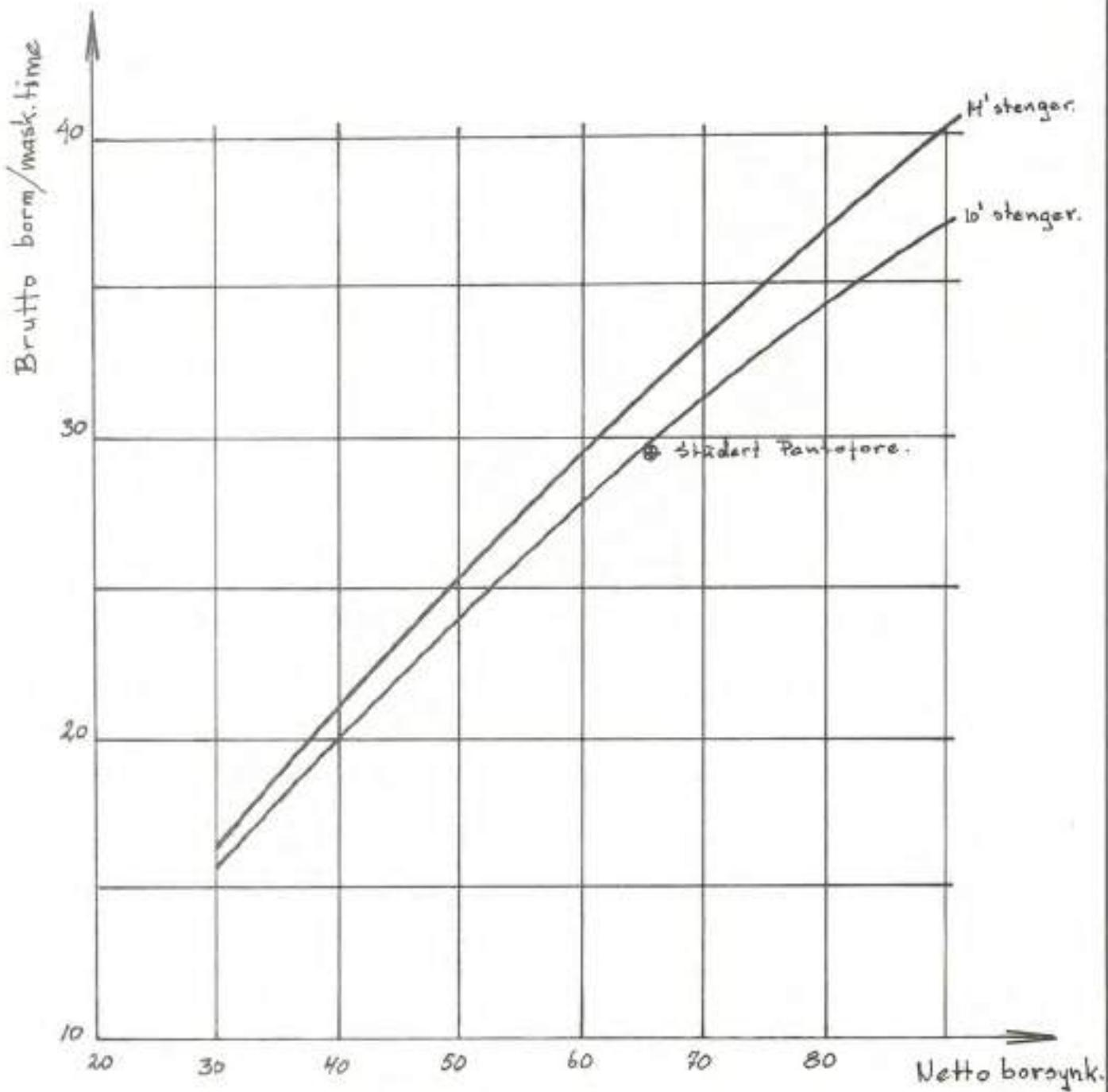


Fig. 6.

NORGES VASSDRAGS- OG ELEKTRISITETSVESEN STATSKRAFTVERKENE	Mikkelsvik Tegn. Trac. Klr.	Erstatn. for: 5 Erst. av:
--	--------------------------------------	---------------------------------

NYTT OM BORRIGGER

av

Sivilingeniør Hjaardemaal

A/S Ingeniørbygg

## NYTT OM BORRIGGER

Det kan synes utrolig at man ved denne konferansen år etter år kan komme å fortelle om nyheter på utstyrssfronten. Det ville vært interessant i dag å kunne se 10 år fremover i tiden.

Når jeg i dag skal fortelle om Tampellas Rotabom, tror jeg det er av interesse for svært mange. Som kjent har jo Tampella det siste året gjort et stormskritt inn på det norske marked.

Allikevel tror jeg det er på sin plass, først med en enkel redegjørelse av produktet før jeg omtaler vår løsning i Rendalen.

Rotabommen som betegnes RP 625, er en hydraulisk styrt rotabomenhet, som er spesielt utrustet med automatisk innstilling for boring av parallelle hull.

Rotabommen er konstruert for ort- og tunneldriving, og kan monteres i det ønskede antall på et passende understell.

Dekningsområdet for en bom er maksimalt ca.  $30\text{ m}^2$ , altså tilsvarende en diameter på 6,25 m. Se bilde nr. 1.

På grunn av konstruksjonen blir blindflaten helt ubetydelig, nemlig en sirkel med 17 cm diameter.

Monteres rotabommen på et dreiebord som vi har gjort i Rendalen, betegnes den RP 625 K. Montert på dreiebordet kan den dreies  $360^\circ$  rundt i horizontalplanet. Dette har flere praktiske fordeler, bl.a. ved transport.

Bilde nr. 2 viser riggen i transportstilling fra Oslo til Rendalen.

brukes ved kraftstasjonen, samtidig er den reserve i tilfelle noe eksepsjonelt skulle hende med en av de andre riggene.

I denne forbindelse kan det førevrig være riktig å nevne nettopp fleksibiliteten med utstyret. Slik var løsning er kan man uten å stoppe boringen, om nødvendig kjøre ut med halve riggen. Boringen vil bli forsinket, men ikke stanse opp.

Som kjent for mange har vi i Rendalen møtt store vanskeligheter med hensyn til fjellets beskaffenhet. Utallige slepper og stikk, kombinert med soner av leire og råtafjell har forsinket driften vesentlig, og nødvendiggjort full utsteping over lengre strekninger. Dette kombinert med innkjøringsvansker og 40 kuldegrader gjorde ikke oppstarten særlig god.

Etter som tiden har gått skal jeg ikke legge skjul på at vi har hatt endel problemer. Bergartens beskaffenhet kombinert med usvede folk, resulterte i mange fastboringer. Dette medførte maskinproblemer.

Opplæring av bormannskap og reparatører ble gjort av leverandøren, men jeg tror det ikke ble gjort grundig nok fra starten av. Dette sammen med de øvrige problemer gjorde starten ganske vanskelig. I dag derimot, er våre folk ved anlegget fullt fortrøilig med utstyret, og det fungerer tilfredsstillende.

Tunneltverrsnittet er  $43 \text{ m}^2$ , og vi borer ca. 65- til 75 hull med 4 meters 1" helstangsbor og 33 mm borskjær. Borsynken i Rendalen er ca. 90 cm/min.

Det har også med hell vært benyttet 35 mm borskjær og forsterkede flanker på borene. Det er for å minske fastboringen at bor med forsterkede flanker er benyttet.

Bergartens forslitning på hårdmetallet er liten, hvilket også i kombinasjon med utstyret førevrig, gir oss en god borekonomi.

Borstålet har en jevnt god kvalitet, men vi merker god forskjell med hensyn til nakkebrudd på SECO's gamle og nye

kvalitet. Bilde nr. 8 viser dette.

En oppstilling over borforbruket fra oppstarten til juli mnd. inklusive alle fastboringer, etc. gir en utgift på kr. 0,88 pr. bormeter.

Bemanningen på stuff er 3 mann, 2 borere og 1 lader. Når fjellet har vært normalt bra har vi boret og ladet salven på ca. 3 timer. Salvelengden er da 3,6 meter, og det er boret med kilkutt.

Rotabommens automatikk, kombinert med dreieskiven kommer forresten inn i bildet her og letter den nøyaktige boring av kutten. På dreiebordet er det nemlig en gradskala. På den stilles inn den ønskede vinkel, og de øvrige hull kommer automatisk parallelt med hverandre.

Betjeningen av rotabommen er enkel, og kun 3 spaker er det nødvendig å benytte under boringen.

Etterhvert som det maskinelle borutstyr blir stadig mer automatisk, er det naturlig at alle tapstider forsøkes analysert. For oss i Rendalen har det på grunn av bergartens beskaffenhet vært vanskelig å foreta noen rettferdig analyse av utstyret, men vi ser klart at på grunn av den enkle betjening og paralleliautomatikken foretas flytting og påhugg meget enkelt og raskt.

Selv om utstyret er enkelt i bruk, kreves en omhyggelig planlagt borplass. Jeg tenker da ikke her på det spreningstekniske, men mer med tanke på arbeidsfordelingen for hver enkelt bom.

Det hadde ved denne anledning vært interessant å kunne legge frem noe mer tall om driftsøkonomien, boringstider etc. Men som tidligere nevnt, har bergartens beskaffenhet lagt så store vanskeligheter i veien for oss at dette ikke er mulig.

Vår oppfatning er i alle fall positiv, og om man spør i hvilken grad - kan jeg enkelt si at vi på ny ved Sundsbarm

Kraftanlegg, har satset på Tampellas rotabommer.

Bilde nr. 9 og 10 viser riggen som skal brukes i den 26 m<sup>2</sup> driftstunnel. Bilde nr. 11 viser riggen i den 16 m<sup>2</sup> tunnelen. Som bildet viser er rotabommene her montert på et skinnegående understell med 4 hydrauliske jekker.

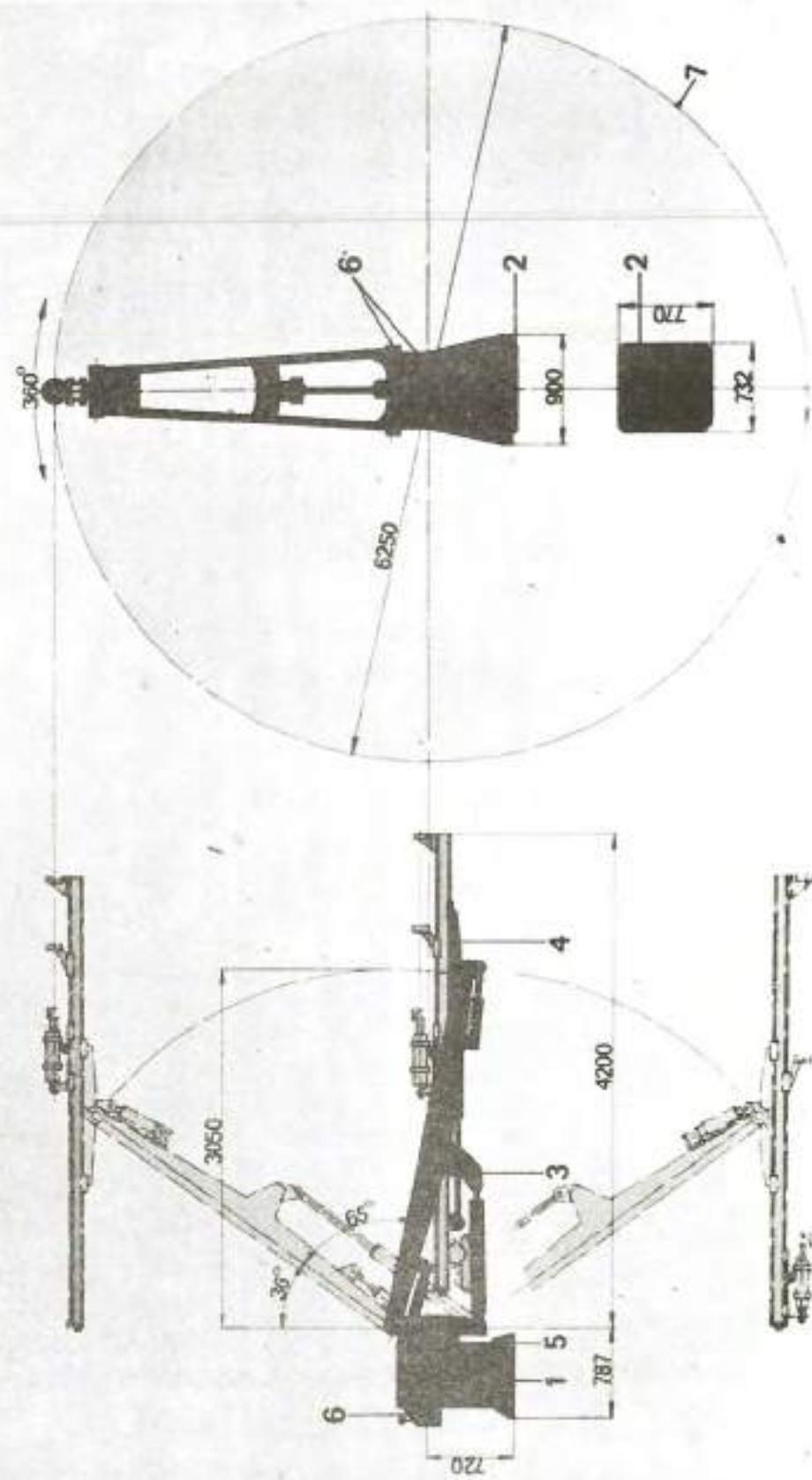
**TAMPELLA ROTAPUOMI RP 625**

Fig. 1.

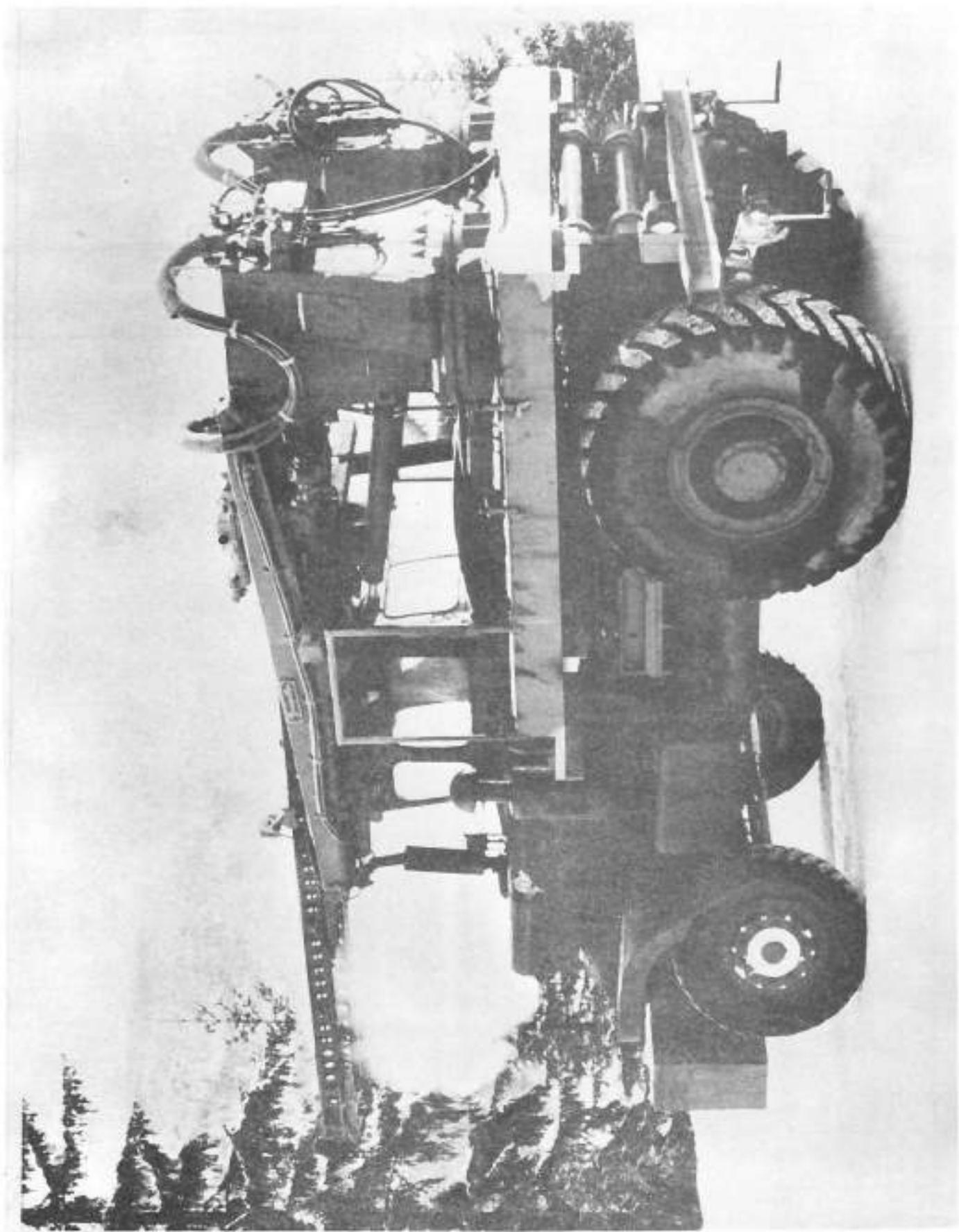
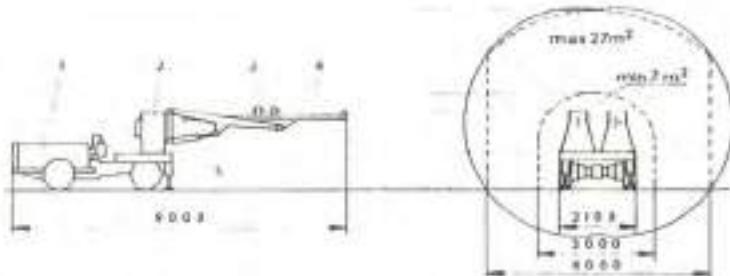


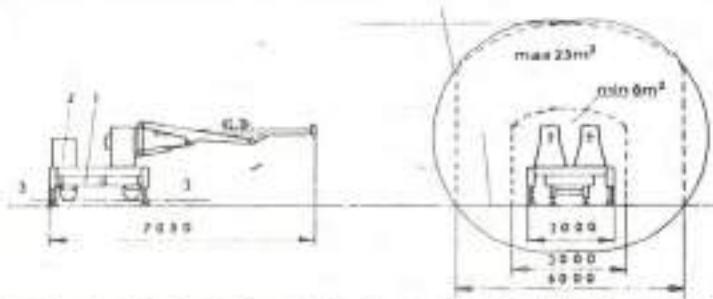
Fig. 2.

EXEMPEL PÅ MONTERING AV ROTABOM RP 625  
PÅ OLIKA UNDERREDEN.

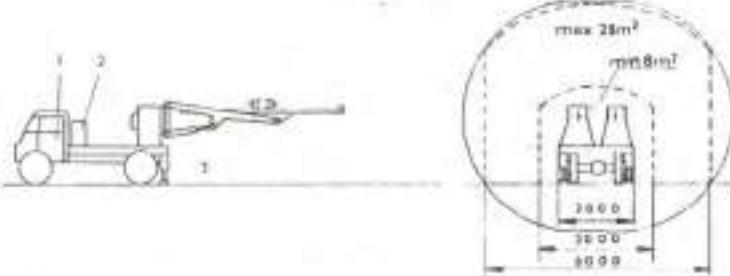
Två Rotabommar monterade på  
midjestyrd traktor med gummihjul  
och 4-hjulsdrift.



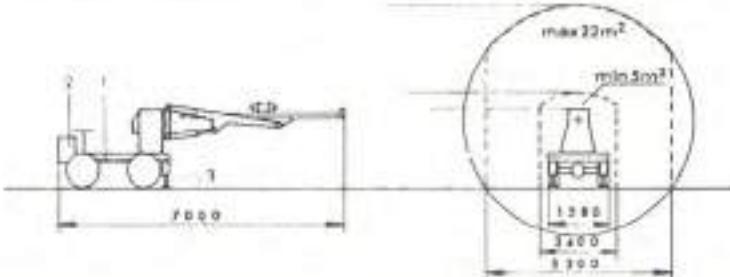
Två Rotabommar monterade på  
spårbandet underrede.



Två Rotabommar monterade  
på lastbil.



En Rotabom monterad på  
'Dumperino'



Två Rotabommar monterade på  
truck med höj- och sänkbar  
plattform

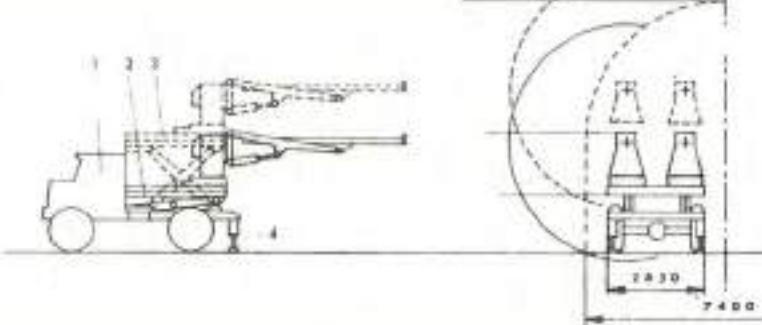


Fig. 3.



Fig. 4.



Fig. 5.

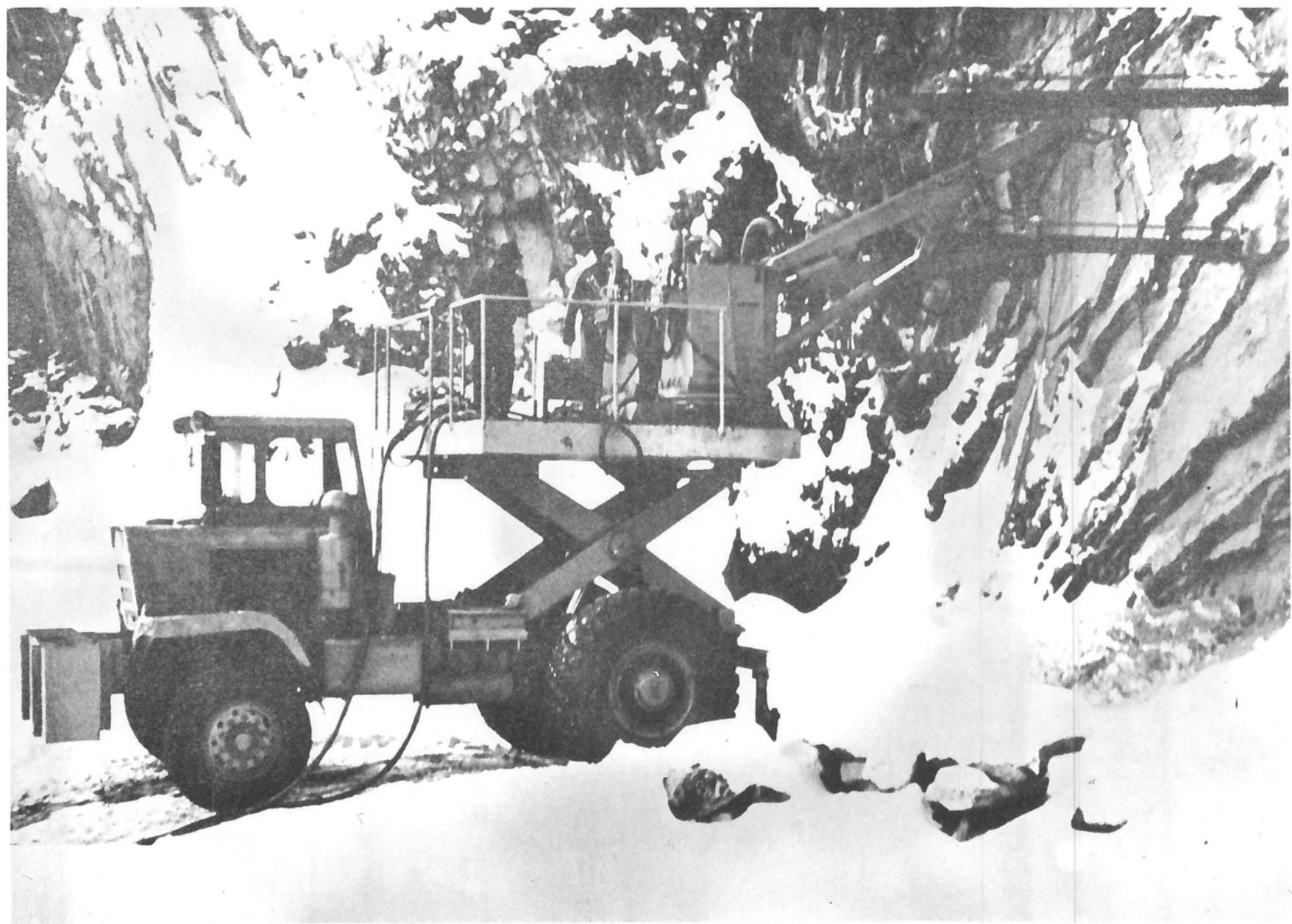


Fig. 6.

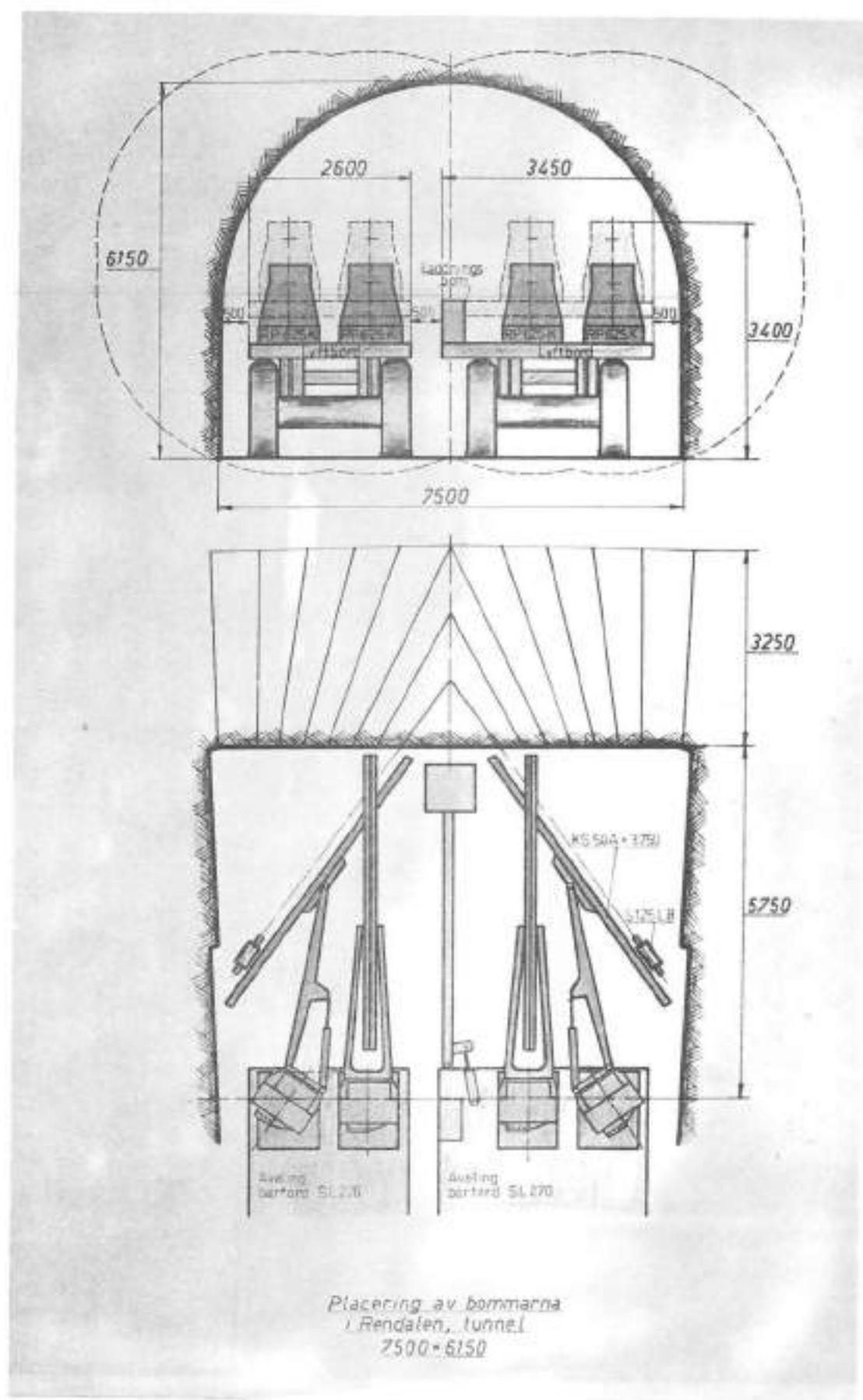


Fig. 7.

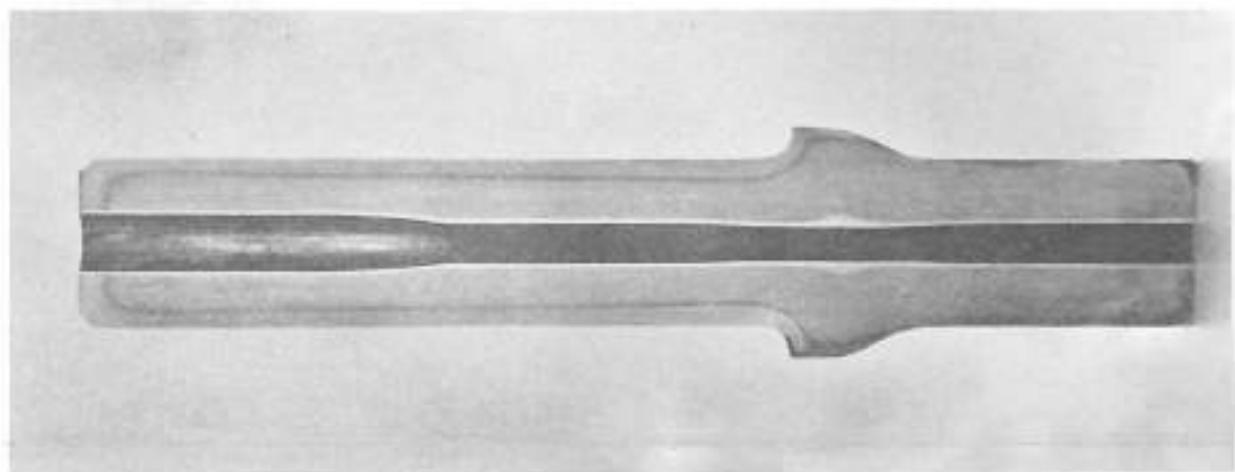


Fig. 8.



Fig. 9.



Fig. 10.

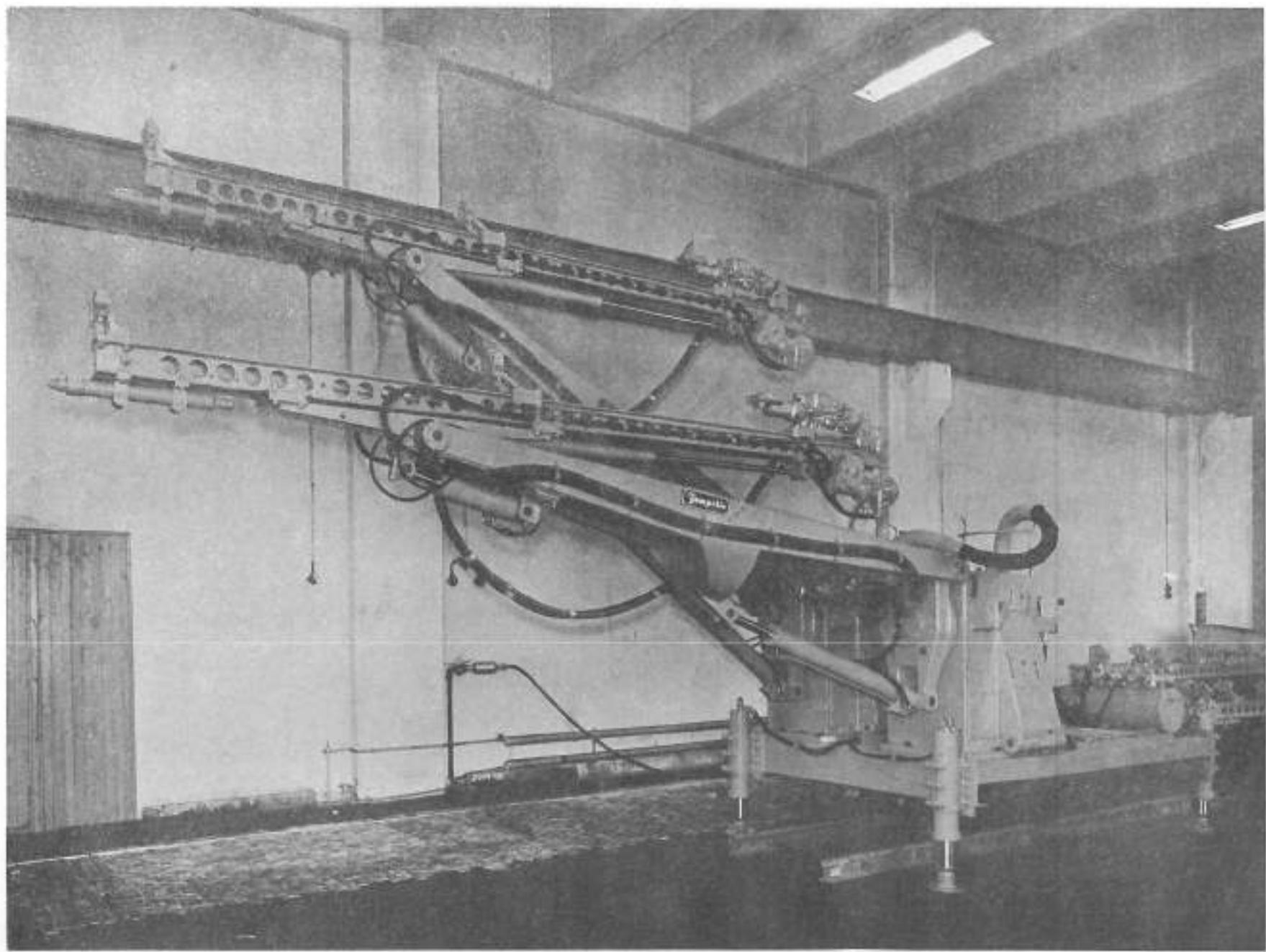


Fig. 11.

NYTT OM BORRIGGER

av

Ingeniør Rolf Mathiesen  
Atlas Copco A/S

### NYTT OM BORRIGGER

#### ZAX 200, lett hydraulisk boreenhet

Et eksempel på utnyttelse av ZAX 200 er et boraggregat hvor to saksenheter er montert på lastebil-chassis for bruk i korte vegg tunneler og i bergrum.

Dette er et relativt billig, selvgående boraggregat for mekanisert boring med lett borutstyr opp til  $30 \text{ m}^2$ .

Bilde 1 viser en oversiktstegning av aggregatet hvor de to saks-enheter er festet bak bilens bakaksel. Innfestingen er over - henholdsvis under aggregatets plattform som benyttes dels som lade-plattform og dels for å nå øvre bormaskin for borbytte og service. Bilde 2.

Boraggregatet er enmannsbetjent og manns betjeningsplass er i aggregatets senter midt over bilens bakaksel. Boreren kan herfra betjene begge maskiners pådrag og se både over og under plattformen.

Bilde 3 viser treffbilledet som dekker 4,2 m bredde i såle og 5,8 m maks. høyde. Siden aggregatet bare er forsynt med to maskiner for et relativt stort tverrsnitt, ligger fordelene ikke i mulighetene for en hurtig driving i tunnel, men i en høy manntimekapasitet.

Franæfoss Bruk A/S har anskaffet 2 stk. av denne aggregat-type for driving av egne tunnelprosjekter samt for senere bruk i bergrum.

#### BUT 14, tung hydraulbom

Hydraulbom BUT 14 ble nevnt ved konferansen ifjor. Den benyttes her i landet av A/S Høyler-Ellefson ved Rendalen Kraftanlegg i  $43 \text{ m}^2$  tunnel hvor 4 bomenheter er montert på et Euclid-chassis.

Bilde 4 anskueliggjør BUT 14-seriens varianter som har typebetegnelsen F for fast bom, E for extension og R for rota. R- utførelsen kan ha materen montert eksentrisk og betegnes da RO mens sentrisk montering av materen betegnes RC. BUT 14 F og E er forsynt med en ekstra hydrauliskylinder for horisontal parallellføring av materen.

Bildene 5, 6, 7 og 8 viser de nevnte bomversjoner med tilhørende, målsatte treffbilleder.

BUT 14 monteres med skrus- eller kjedemater etter ønske. Disses dimensjoner fremgår av bilde 9.

Den kommende automatiske matningskontroll har nå en tid vært under utprøving og ble i oktober også satt inn i driftsprøve ved Rendalen Kraftanlegg. Systemet som omfatter et automatisk påvirket samspill mellom bormaskinenes rotasjonsmekanisme og matermotoren motvirker meget effektivt fastboringer i sleppet berg.

Den nevnte borjumbo i Rendalen fremgår av bilde 10. Denne har to BUT 14F montert opp og to BUT 14E nede. Betjeningen er 3 mann hvorav 2 mann utfører selve boringen. Den tredje mannen er hjelper og lader. De to borerne har sin betjeningsplass nede på hver side av riggen hvilket fremgår av bilde 11.

Det drives  $43 \text{ m}^2$  med i alt 56 hull, 13' stenger oppe og 14' stenger nede med  $48 \text{ mm}^\emptyset$  borkroner. Effektivt salvedyp er 3,25 m og tiden for en salve for boring, lading, skyting er 2,5 time.

Bilde 12 viser borjumboens treffbilde.

En motsvarende borjumbo benyttes i en vegg tunnel i Italia, bilde 13. De fire BUT 14F bommer samt ladebom er her montert på et ITALGRU mobilkran-chassis. Det drives  $55 \text{ m}^2$  med hullantall 65 i meget oppsprukket kalksten, bilde 14.

Det benyttes bergbormaskiner type BBC 120F med 13' og 14' stenger og  $51 \text{ mm}^\emptyset$  borkroner. Eff. salvelengde er 3 m.

Gjennomsnittlig skiftkapasitet er 7,5 m på 3 salver fordelt på 2 fronter. Bortiden er 60 - 75 min.

Borjumboens treffbillede fremgår av bilde 15.

TUNMEC R250, rotabom

Bilde 16 viser en noe lettere bomtype, rotabom TUNMEC R250. Det mest karakteristiske ved dennes konstruksjon er at utførelsen for den tvangstyrte parallelitet gir en meget stabil to-punktsinnfesting av materen. Videre er materen hydraulisk og har hydraulisk betjente mellomborsted og front-borsted. Mellomborstedet følger automatisk boringen i posisjon midt mellom bormaskin og frontborstedet. Materen er også forsynt med slangetrummel som hele tiden holder luft- og vannslange stramt opphengt.

Det interessante ved hydraulmateren er at den foruten å ha en meget kraftig utførelse og "stum" bevegelse, kan innstilles for passende maksimal matningshastighet. Dette forhindrer fremrusing når mottrykk mot borkronen opphører i slepper og ved skrå påhugg. Hastighetskontrollen reduserer fastboring i vesentlig grad og muliggjør sikre og hurtige påhugg. Maksimalt matningstrykk er 1200 kg.

Bilde 17 viser et svenskbygget boraggregat med tre rotabommer for  $7,5 \text{ m}^2$ . Her fremgår tydelig den meget velordnede slangedragning på bommene.

3-boms aggregat kan benyttes helt ned i  $6 \text{ m}^2$  med  $360^\circ$  rotasjon for samtlige 3 bommer. Det totale hulantall kan altså fordeles likt mellom maskinene.

Bilde 18 viser et to-boms aggregat som Astrup & Aubert satte inn sist i september i en  $6 \text{ m}^2$  tunnel ved Gjersjøen. Bormaskintypen er her BBC 120F og det ble fra starten boret med  $41 \text{ mm}^\varnothing$  borkroner. Om denne borkronediameter holder slitasjemessig, vil vise seg etter en tids prøving. Borsenkningen er målt til 80 - 90 cm pr. min.

Rotabom TUNMEC R250 med hydraulmater danner en komplett enhet med påmontert hydraulaggregat og pådragssats. Av denne grunn er det meget enkelt å montere bomenhetene på det aktuelle boraggregats understell. Monteringen består i feste av 4 skruer samt tilkopling av luft og vann.

#### PROMEC C301N

##### 2-maskins borvogn for mekanisert, lett pallboring

Denne norskbygde borvognen ble nærmere beskrevet ved konferansen ifjor. Bilde 19. Hva selve konstruksjonen angår, skal derfor bare gjentas det som er det esensielle, nemlig at maskinoperatørens kapasitet skal kunne utnyttes maksimalt ved betjening av 2 maskiner som er uavhengige av hverandre og som kan transporteres og stilles i posisjon for boring maskinelt i sterkt kupert terreng.

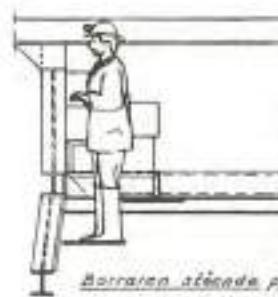
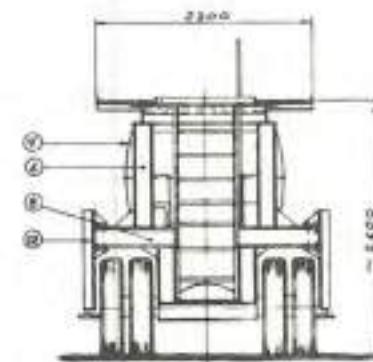
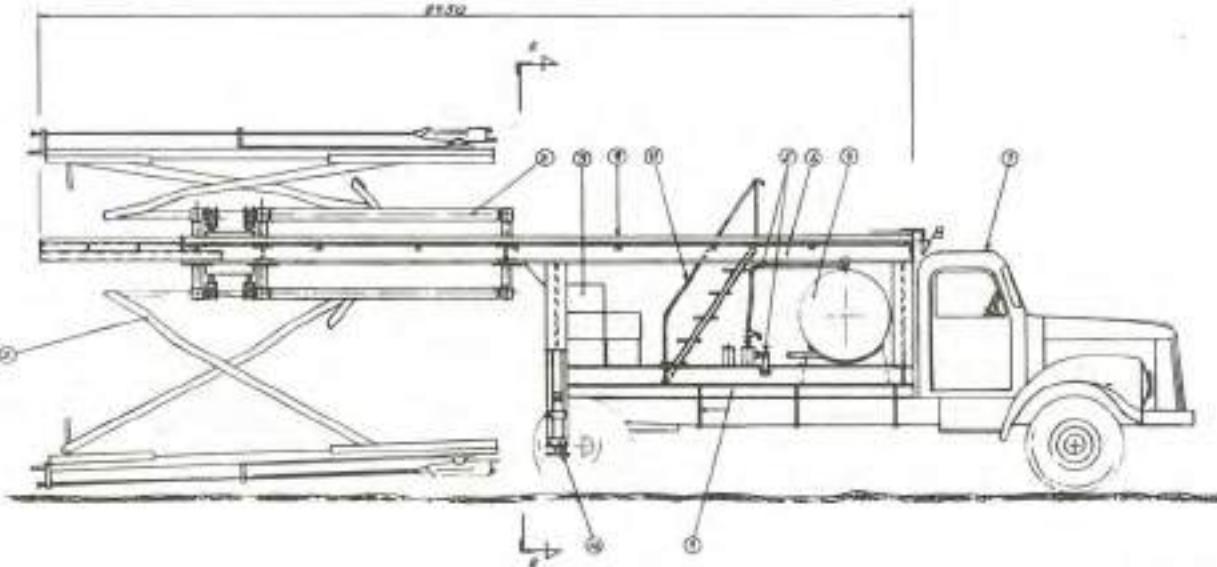
Prøving og diverse detaljforandringer av prototypen, vesentlig ombygging til elektromagnetisk trykknappkontroll av hydraulikken, har dessverre tatt lengre tid enn antatt. Vi ligger derfor etter tidsprogrammet. Borvognens egenskaper og kapasitet motsvarer imidlertid forventningene. Prototypen har under hele prøvetiden gått på småjobber uegnet for tidsstudietagning og med 1,6 m matingslengde (2,4 m blir standard) men én utført tidsstudie samt diverse registrerte skiftkapasiteter viser 200 - 250 bm som mannskiftkapasitet.

Den andre av denne borvogntypen som nå på det nærmeste er ferdig, blir montert med 2,4 hydrauliske matere av samme type som materne for foran nevnte rotabom. Med denne utførelsen håper vi å komme nærmest mulig det punkt da minst en av de to bormaskinene borer kontinuerlig og hvormannens manuelle arbeid er redusert til å bytte bor.

De følgende bilder nr. 20, 21 og 22 viser boring under ulike terrengforhold. Man ser her boring i skjæringskant

høyere enn selve børvognen og boring i skjæring lavere enn børvognen. På siste bilde sees bakre trykknappanel. Motsvarende trykknappanel er montert fremme ved materne for manøvrering derfra.

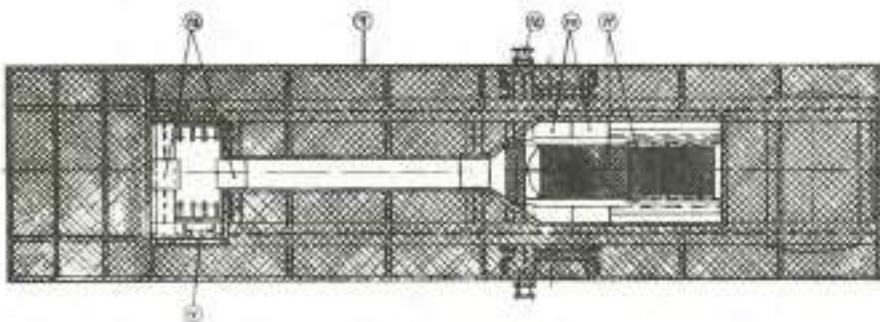
Etter endel ytterligere prøving av prototyp nr. 2 med hydraulmaterne, regner vi med at børvognen kan settes i produksjon.



Borraren stårande på den ena plattformen vid näring med den undera saken.



Borraren stårande på den föra plattformen vid näring med den övera saken.



Sektion A-A

Fig. 1.

Katalognummer	Pris
Montering av pumpa	9116-00008
Porta för rullar	9116-00003
Fästelägg till tax	9116-00006
Däckklosser	9116-00004
Rundt platta, färdig	9116-00003
Rundt platta för pumpa	9116-00004
Öffningsplattor	9116-00003
Ramhållare, länk	9116-00002
Öppningshållare	9116-00002
Ljus och vatten	9116-00007
Vattenpump	9116-00009
Påmonteringsvinkel	
Zur 300	
LEXUS	
Pris del bestyrning	Pris, kr. Rkr
Borragegat med 2 st ZUR 300	
PROSEZ T 200 N	
---	pris per stycke
---	70,00
---	9116-00017-00
---	7,25

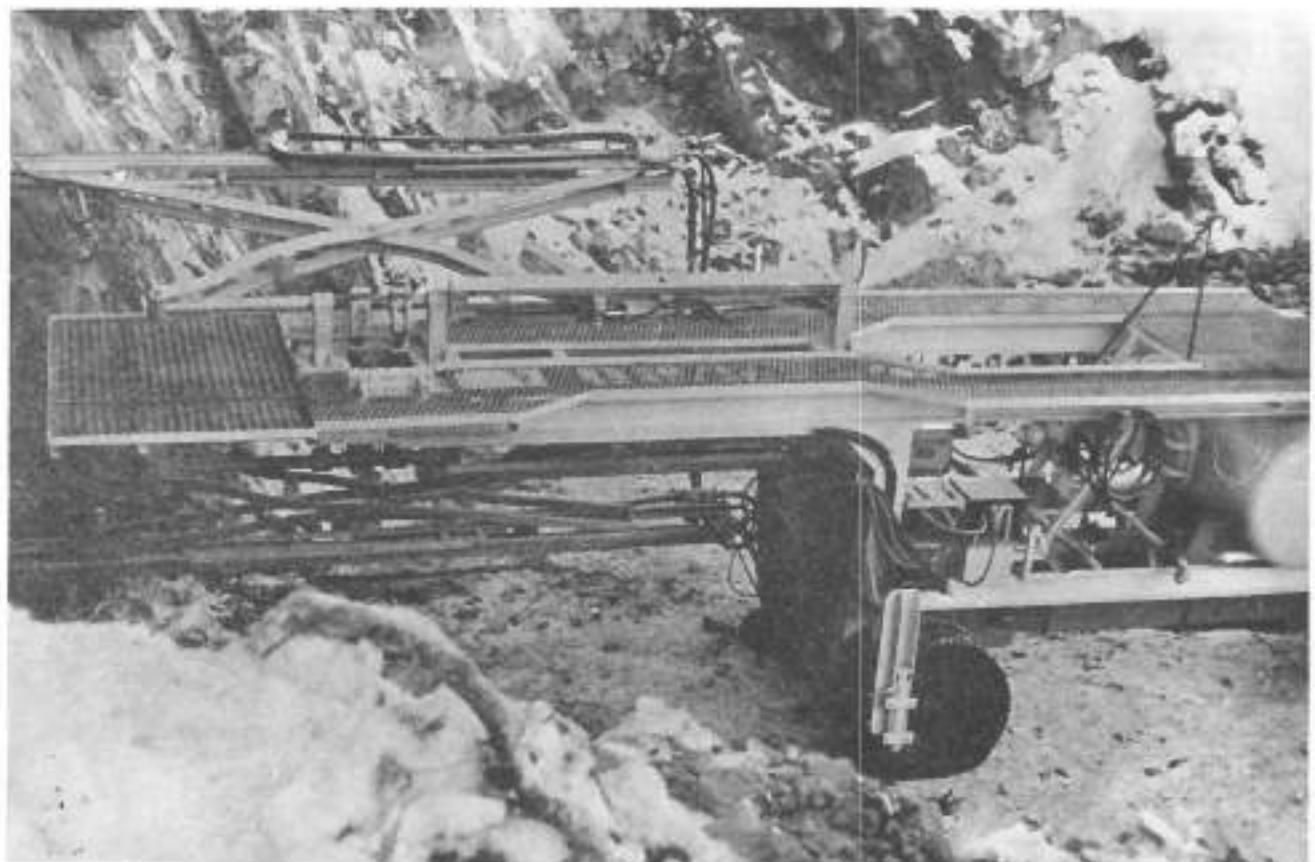


Fig. 2.

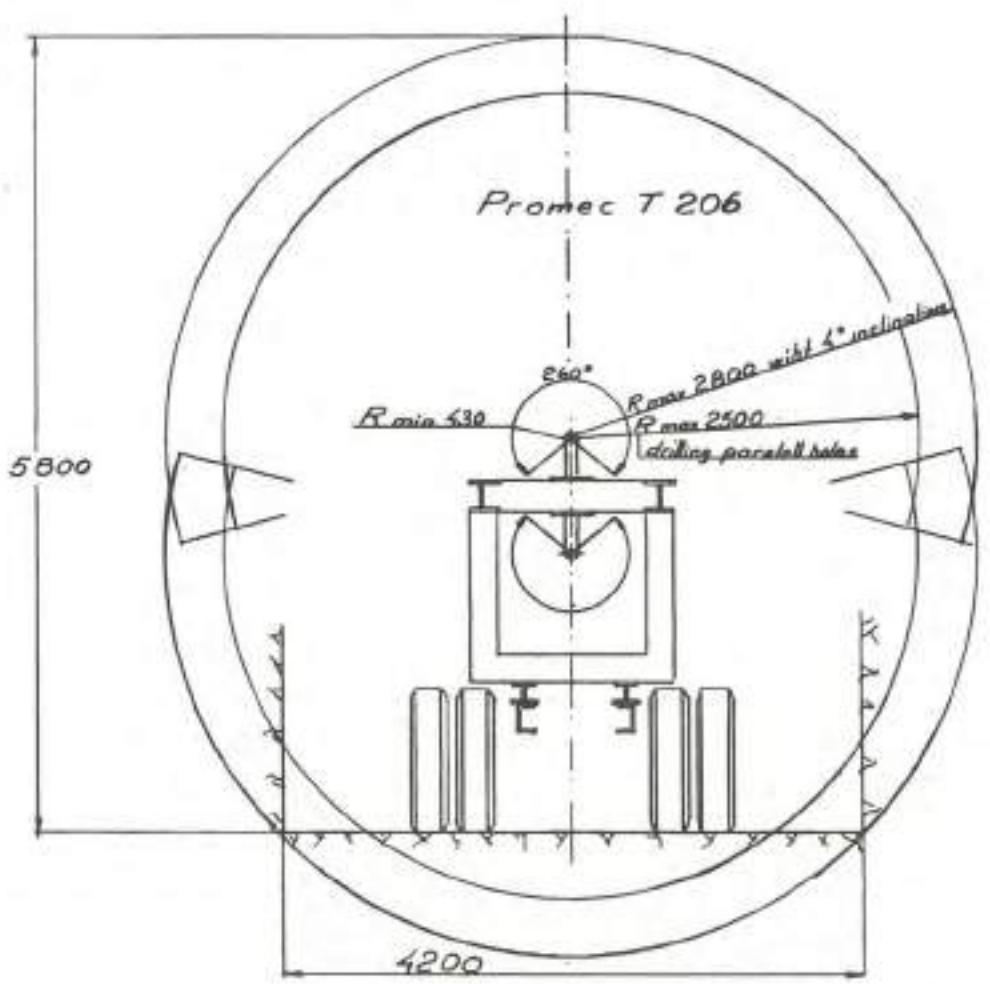
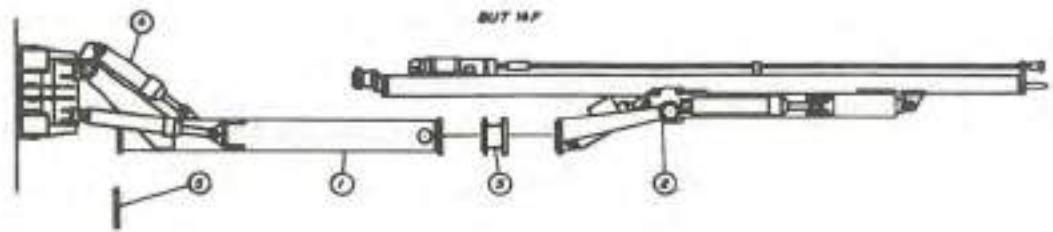


Fig. 3.

PROMEC T 206 N Drilling area			
Bottom Open	Top	Top	Bottom
Bottom	Top	Top	Bottom
Bottom	Top	Top	Bottom
Bottom	Top	Top	Bottom



COMPONENT SYSTEM FOR THE BUT H SERIES

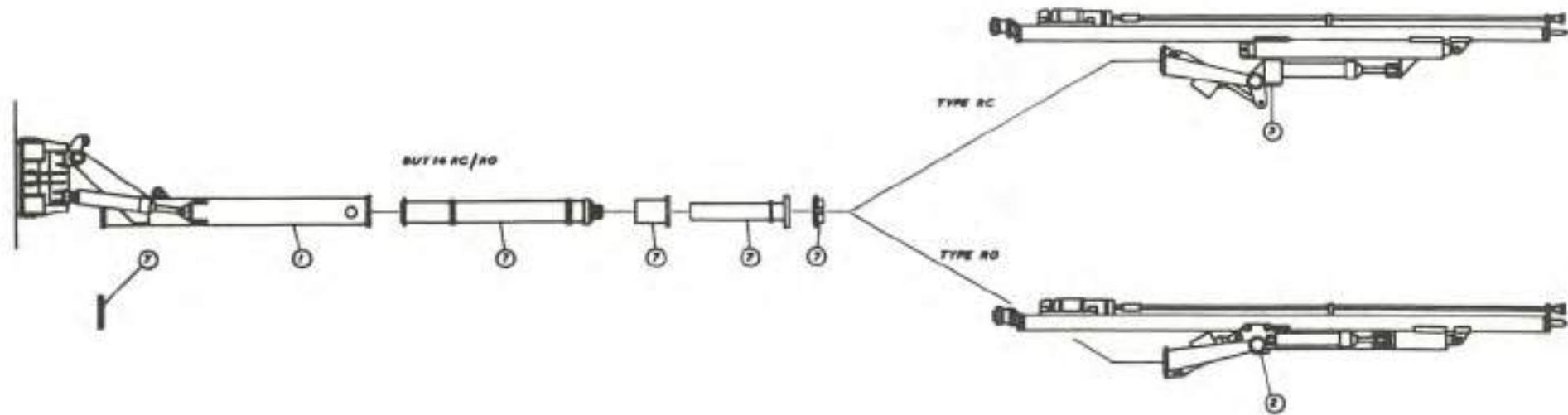
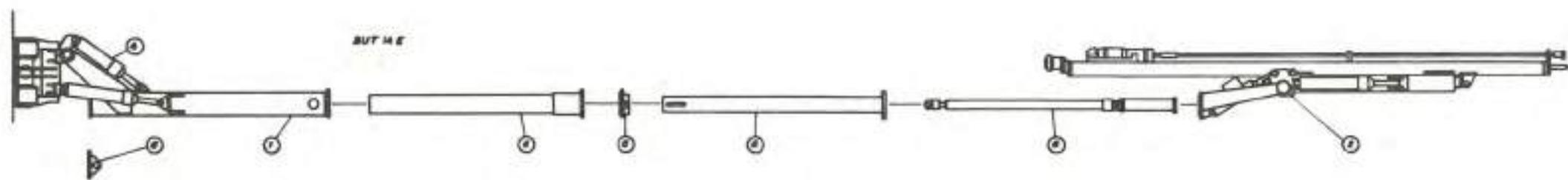
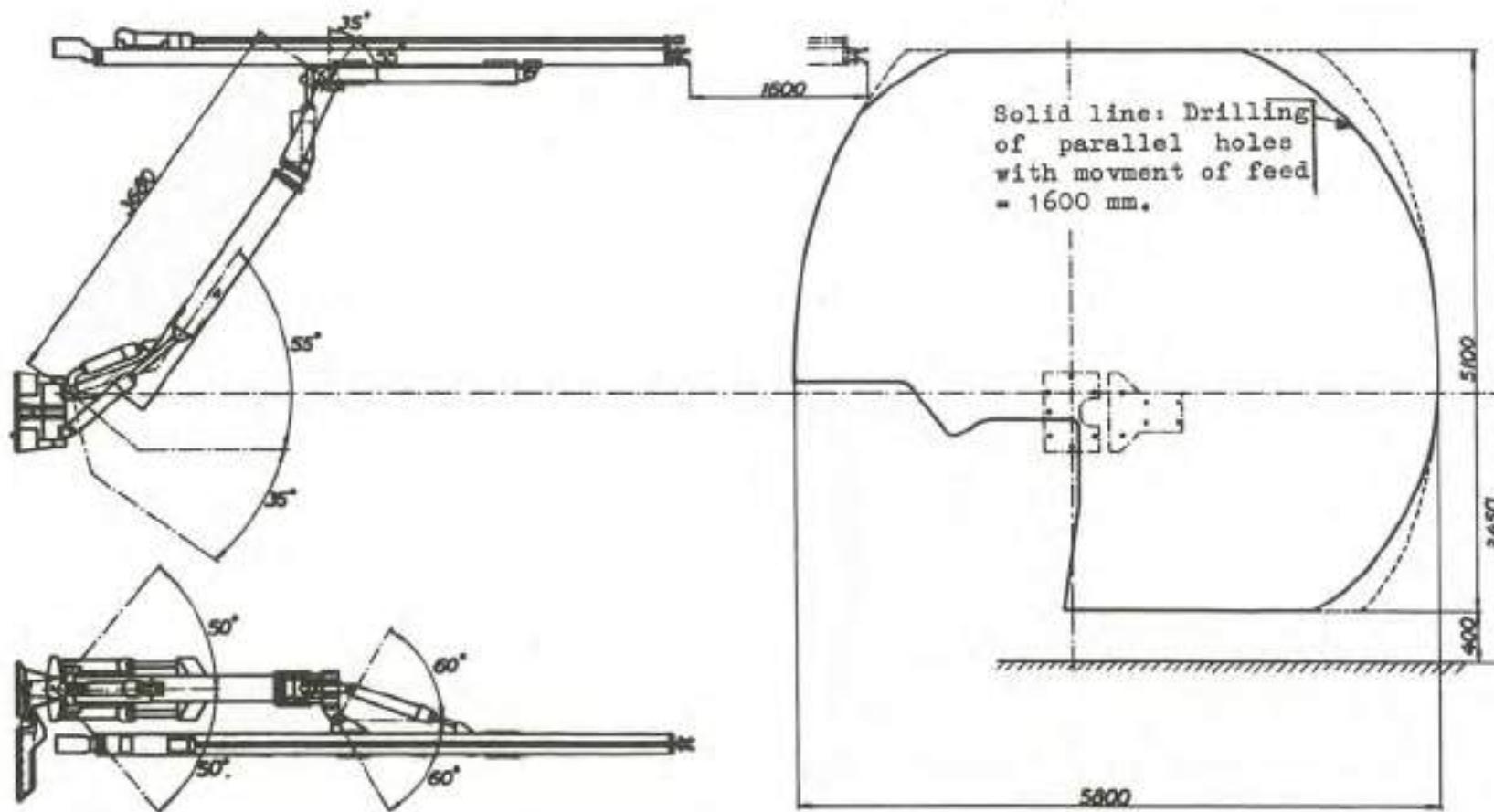
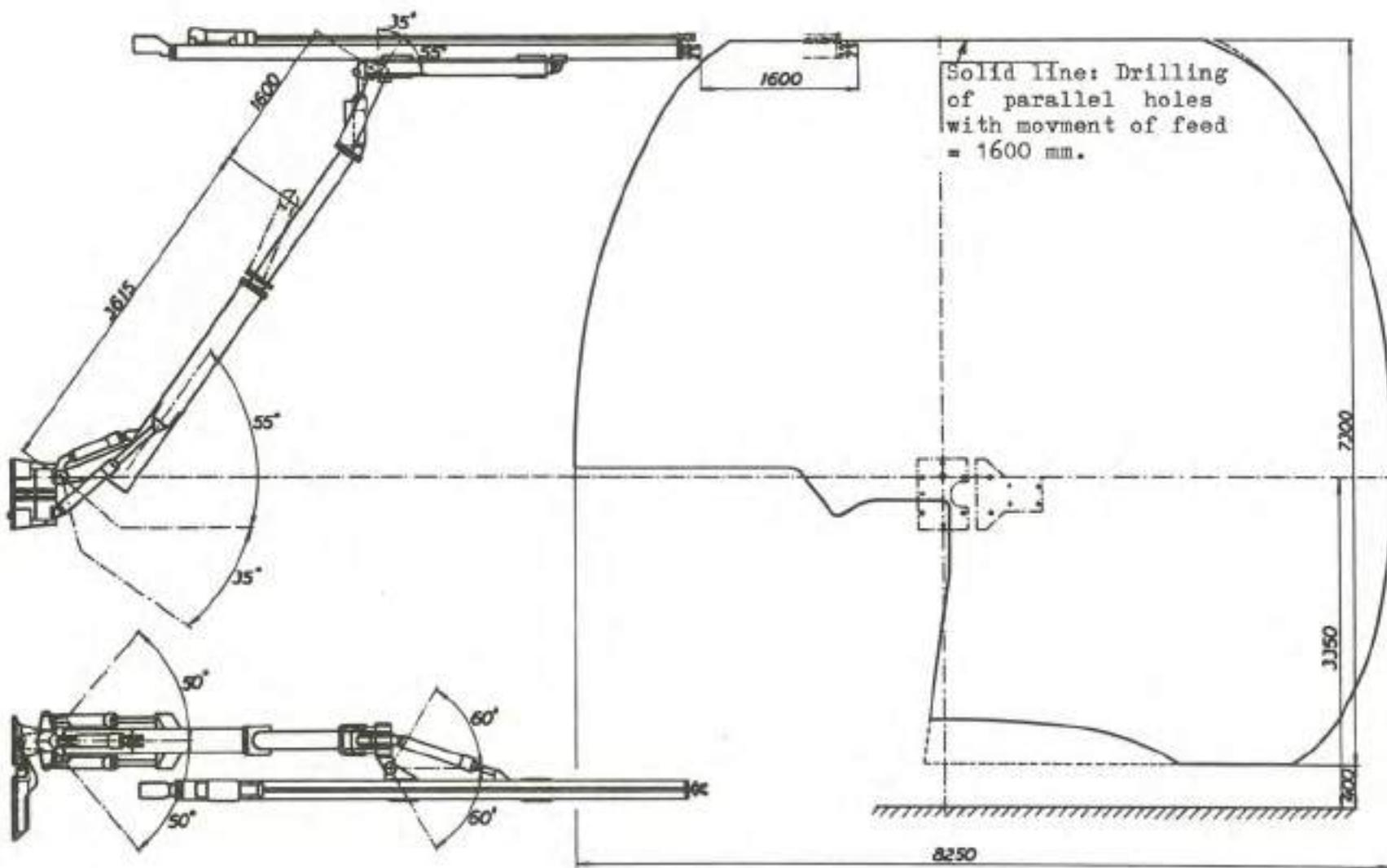


Fig. 4.



BUT 14F

Fig. 5.



BUT 14 E

Fig. 6.

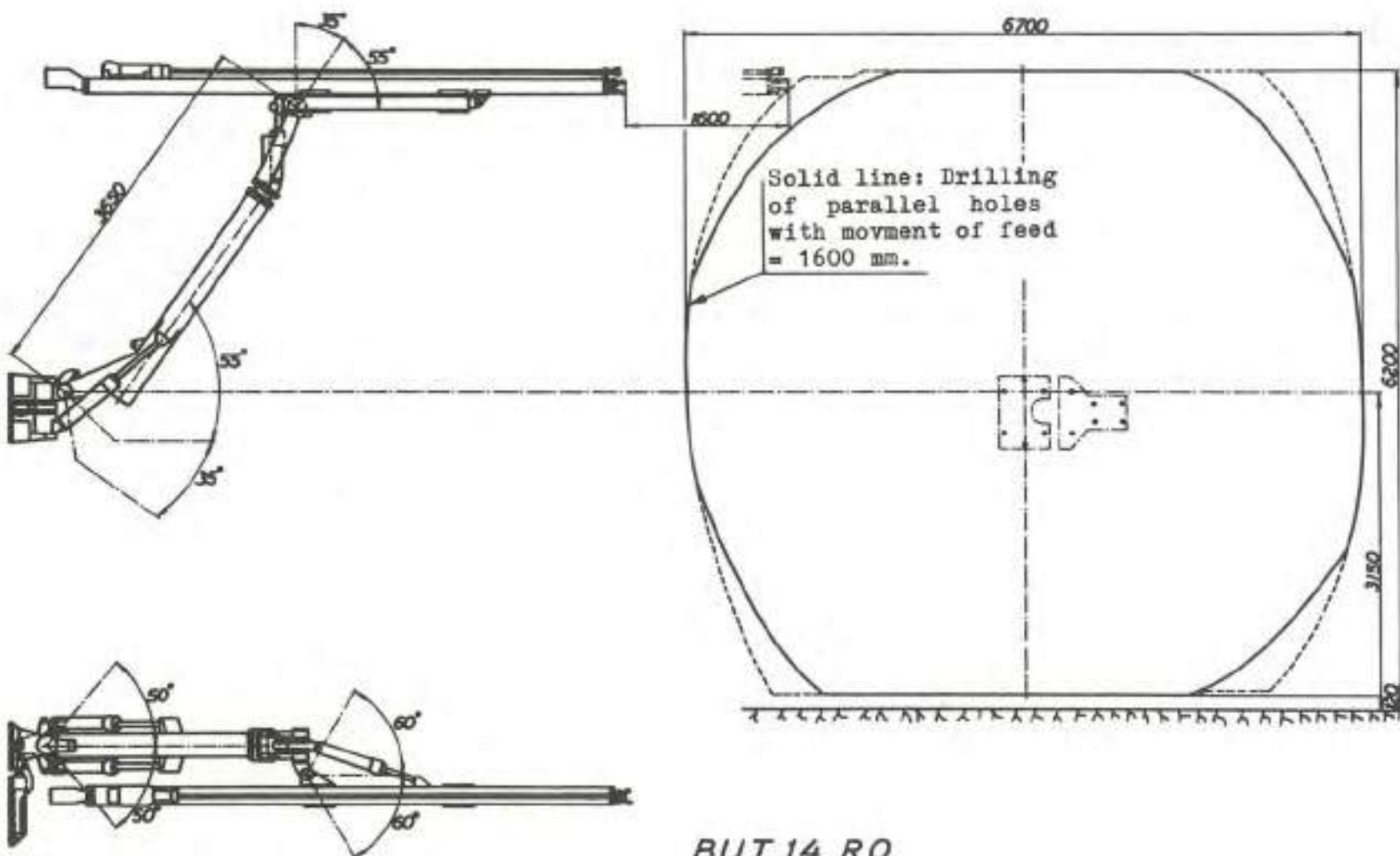
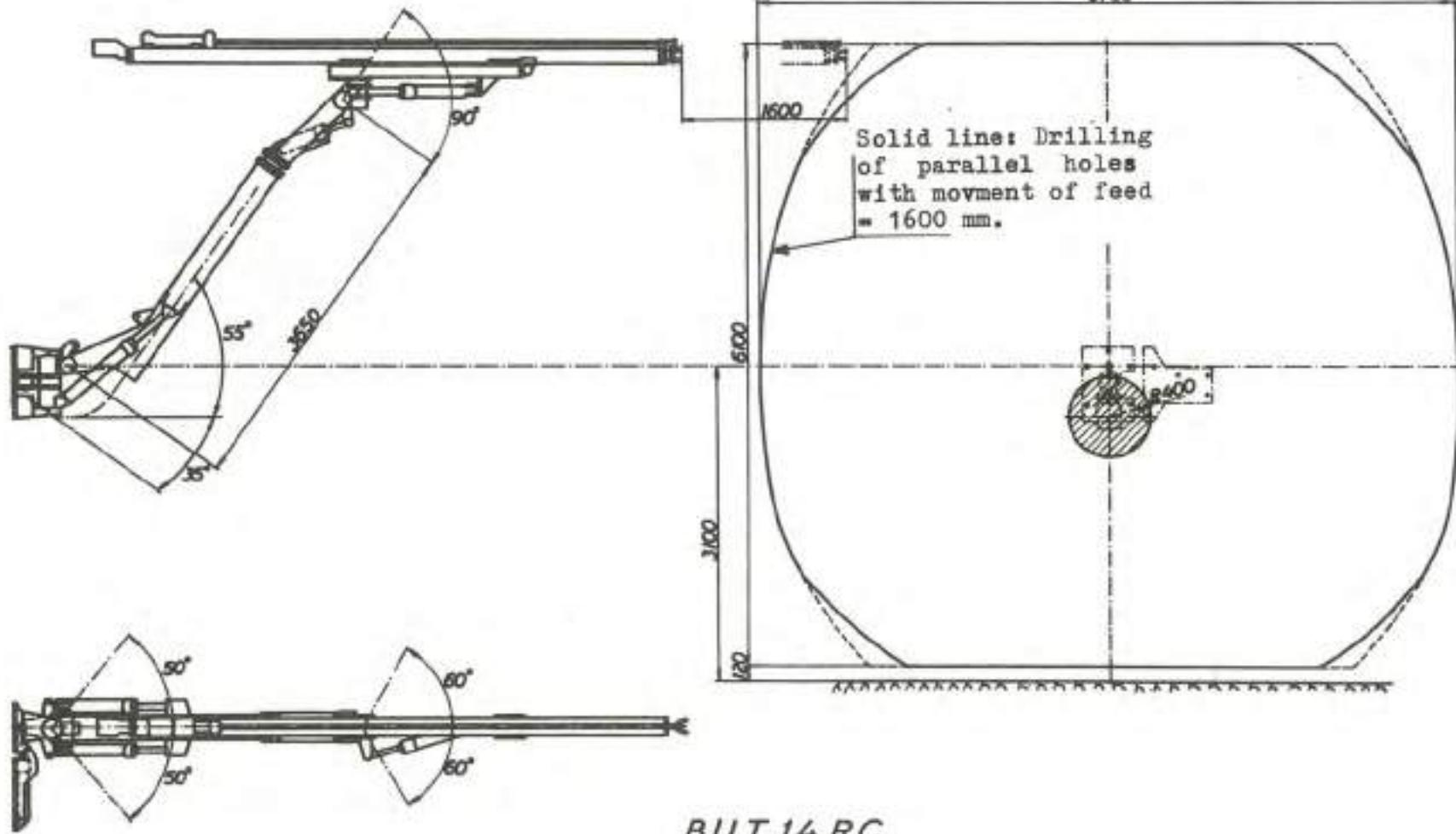


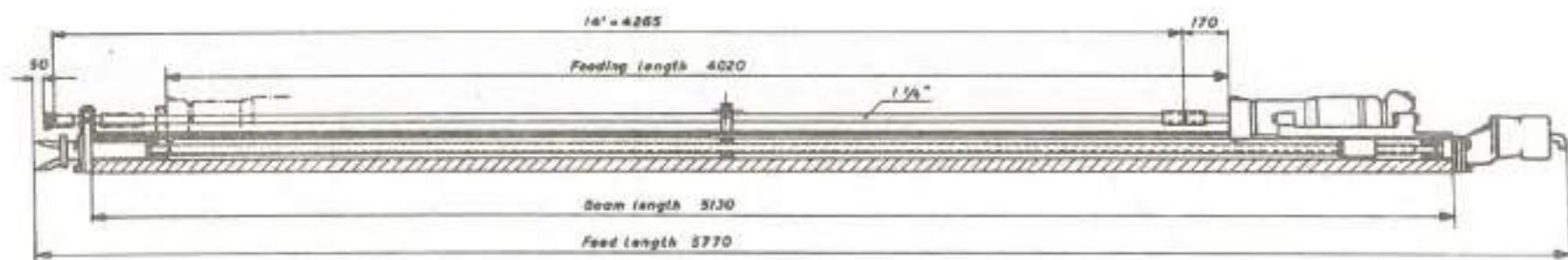
Fig. 7.



BUT 14 RC

Fig. 8.

*Dimension sketch of BMS 814*



*Dimension sketch of BMM 35 K151*

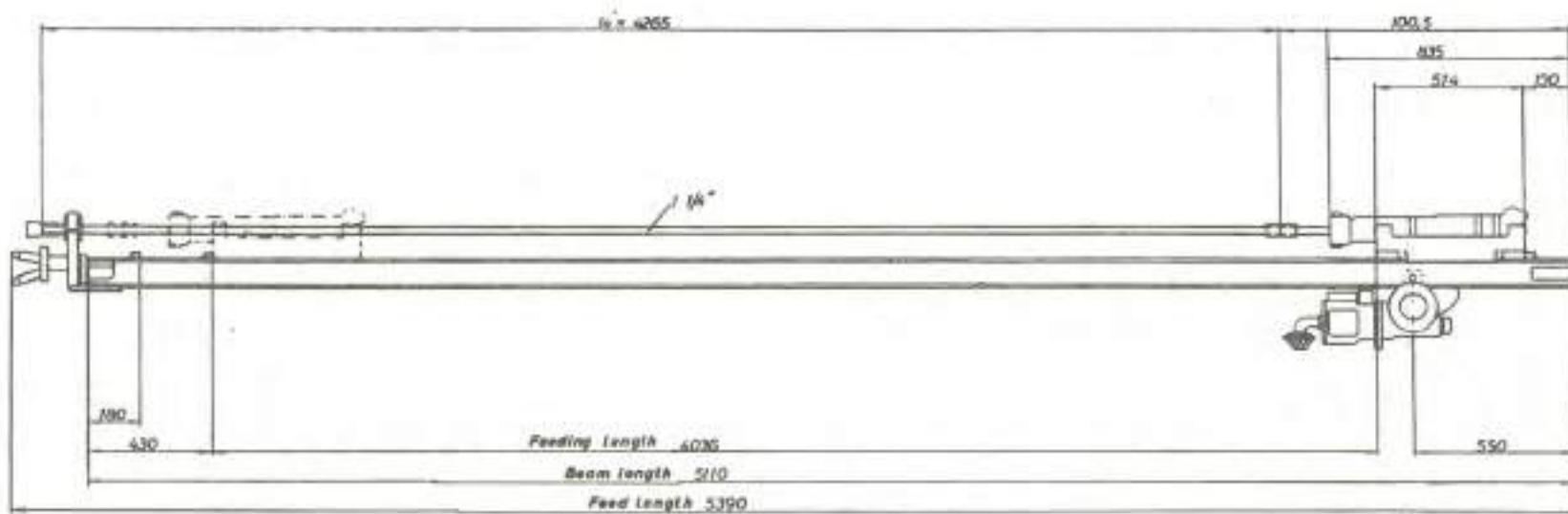


Fig. 9.

Fig. 10.

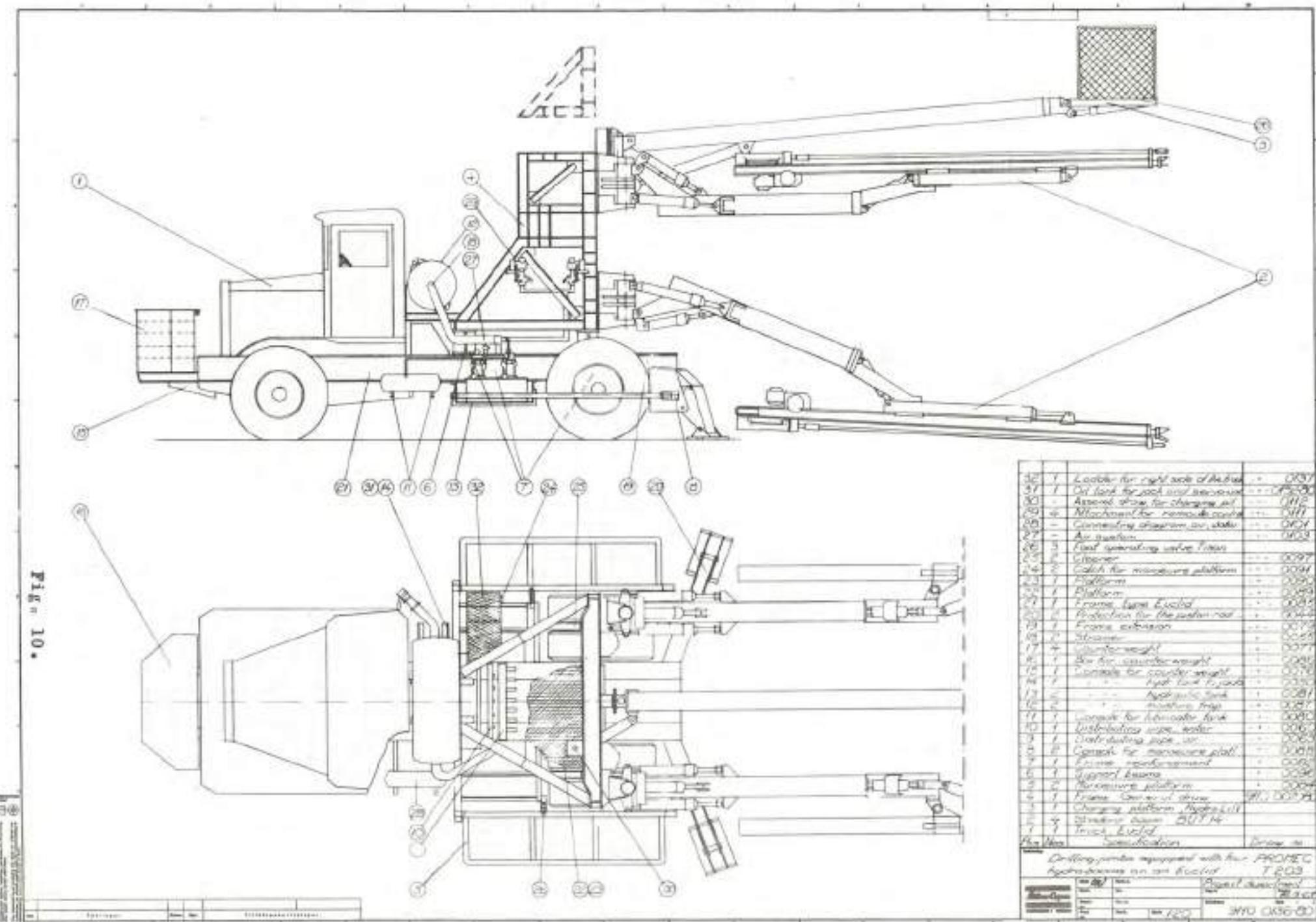




Fig. 11.

## PROMEC-T 203

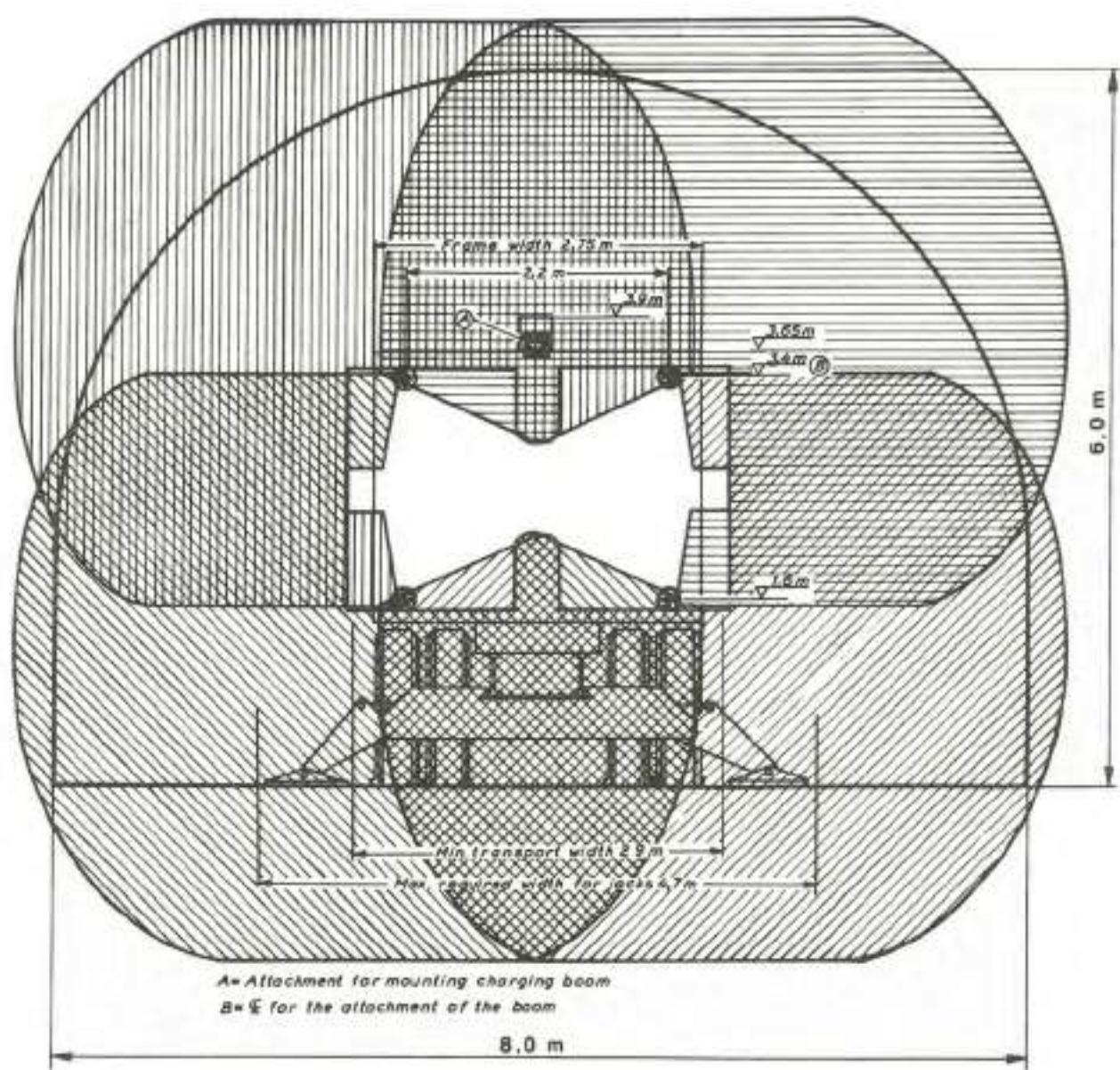
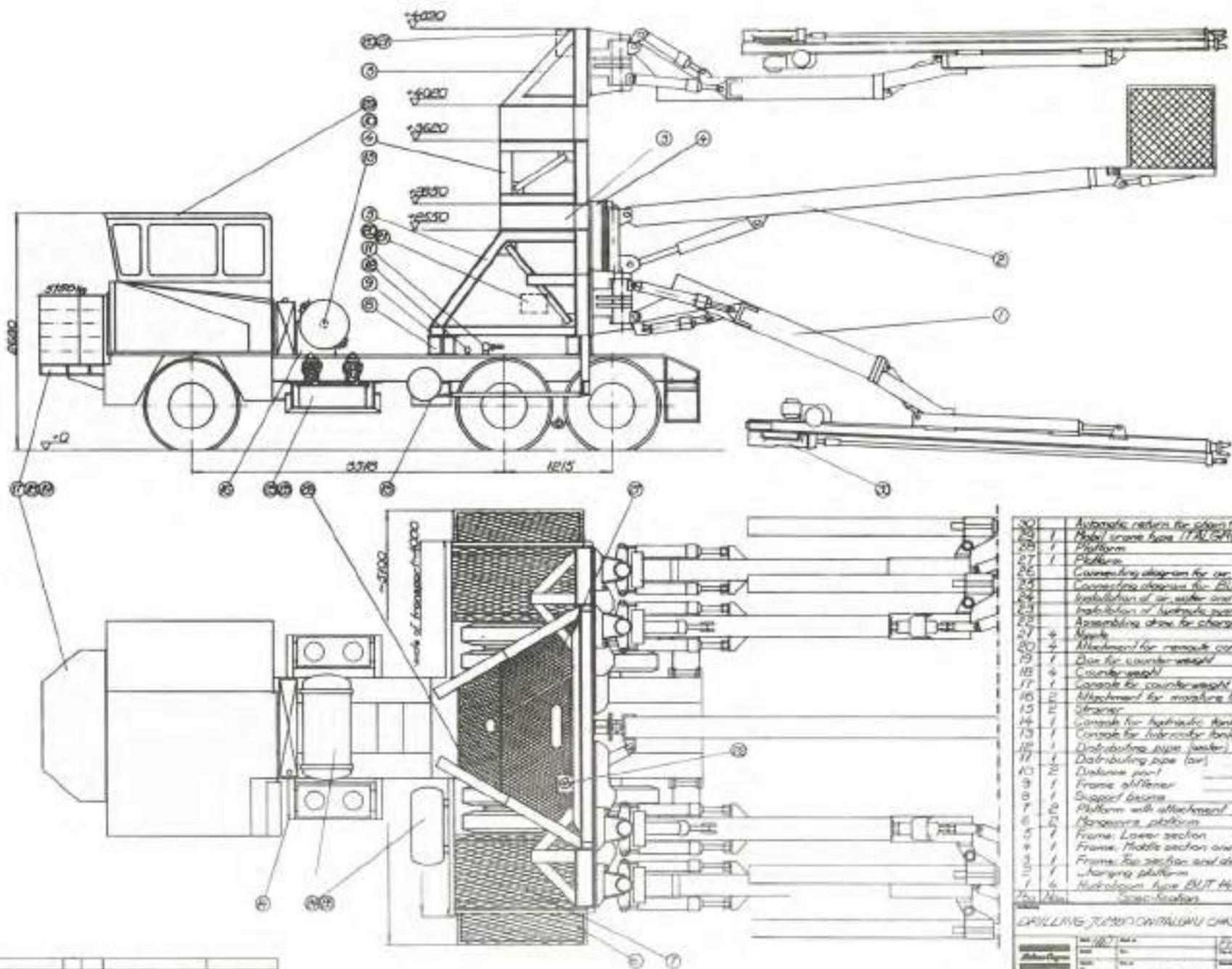


Fig. 12.

FIG. 13.



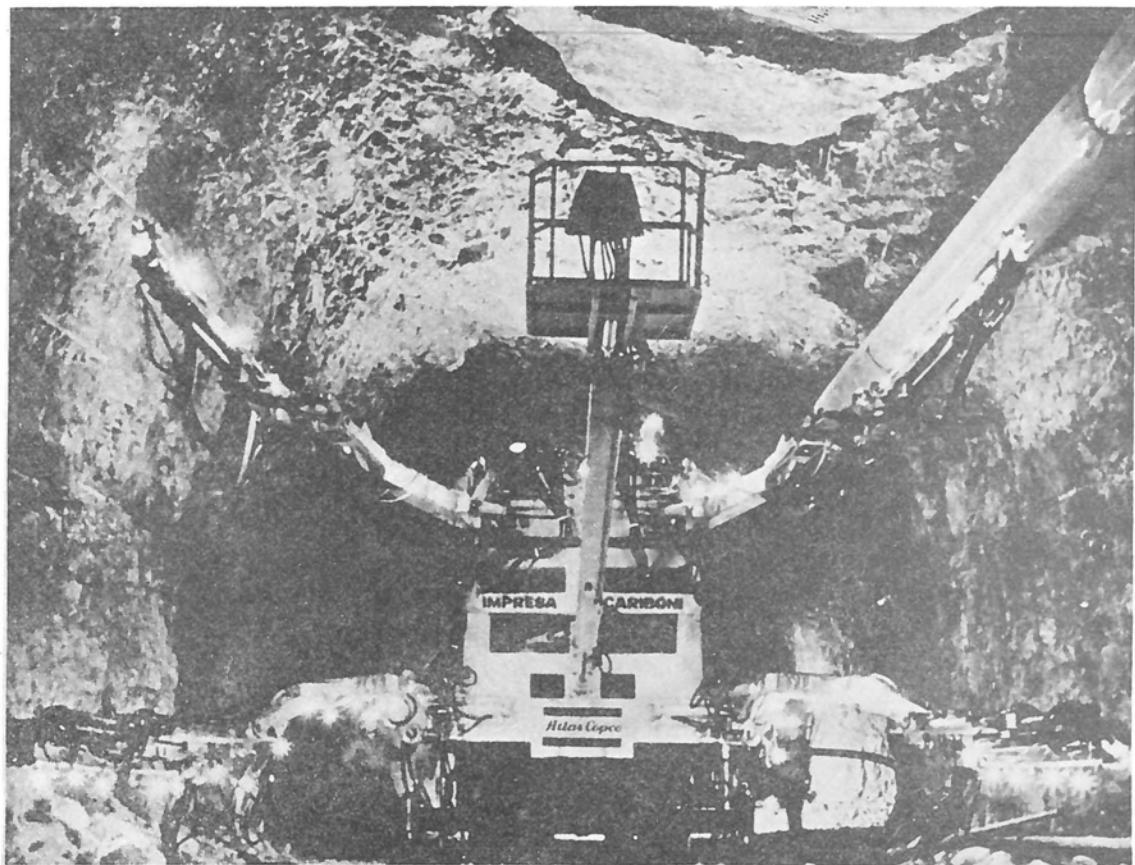


Fig. 14.

## PROMEC-T 204

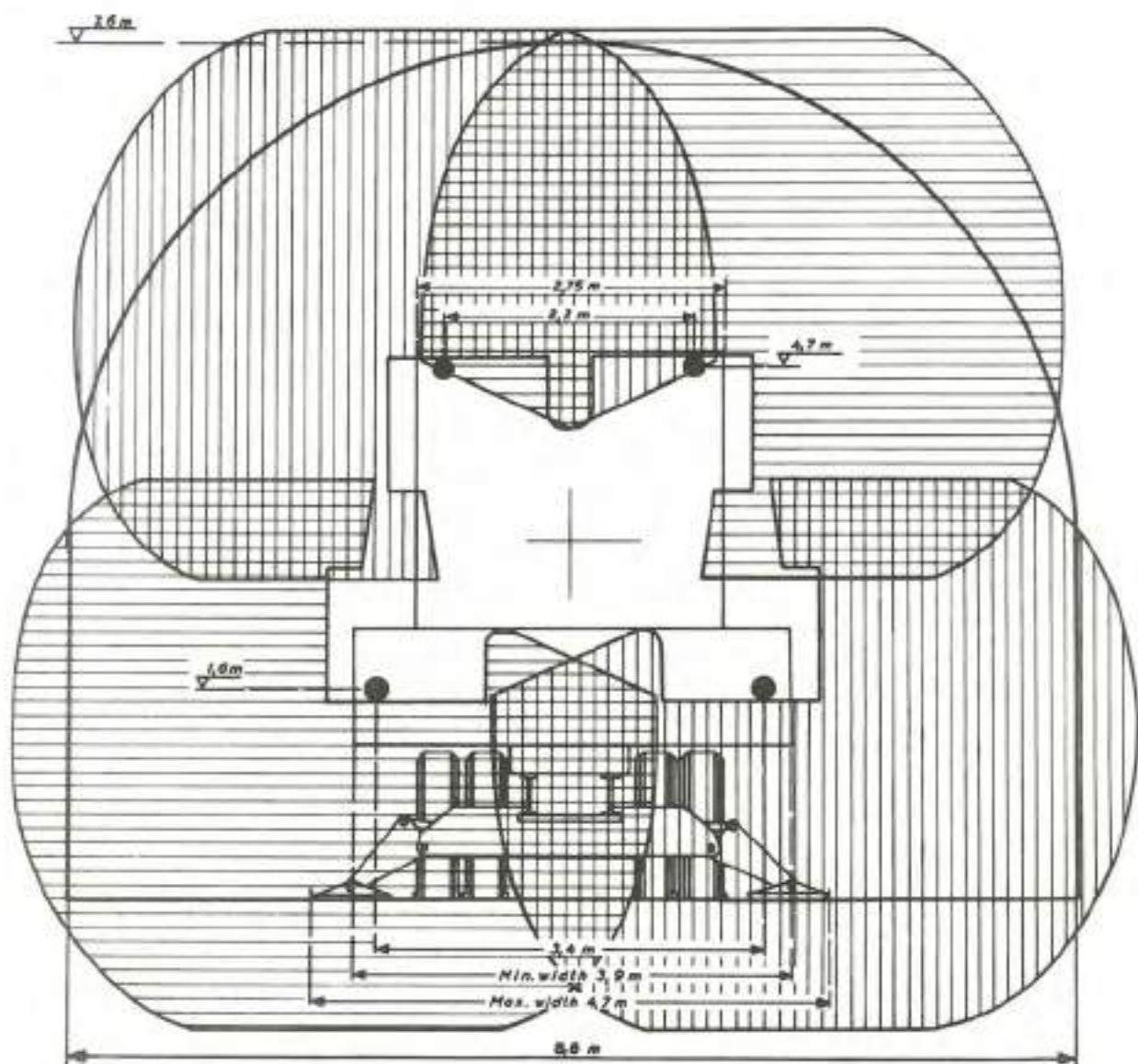
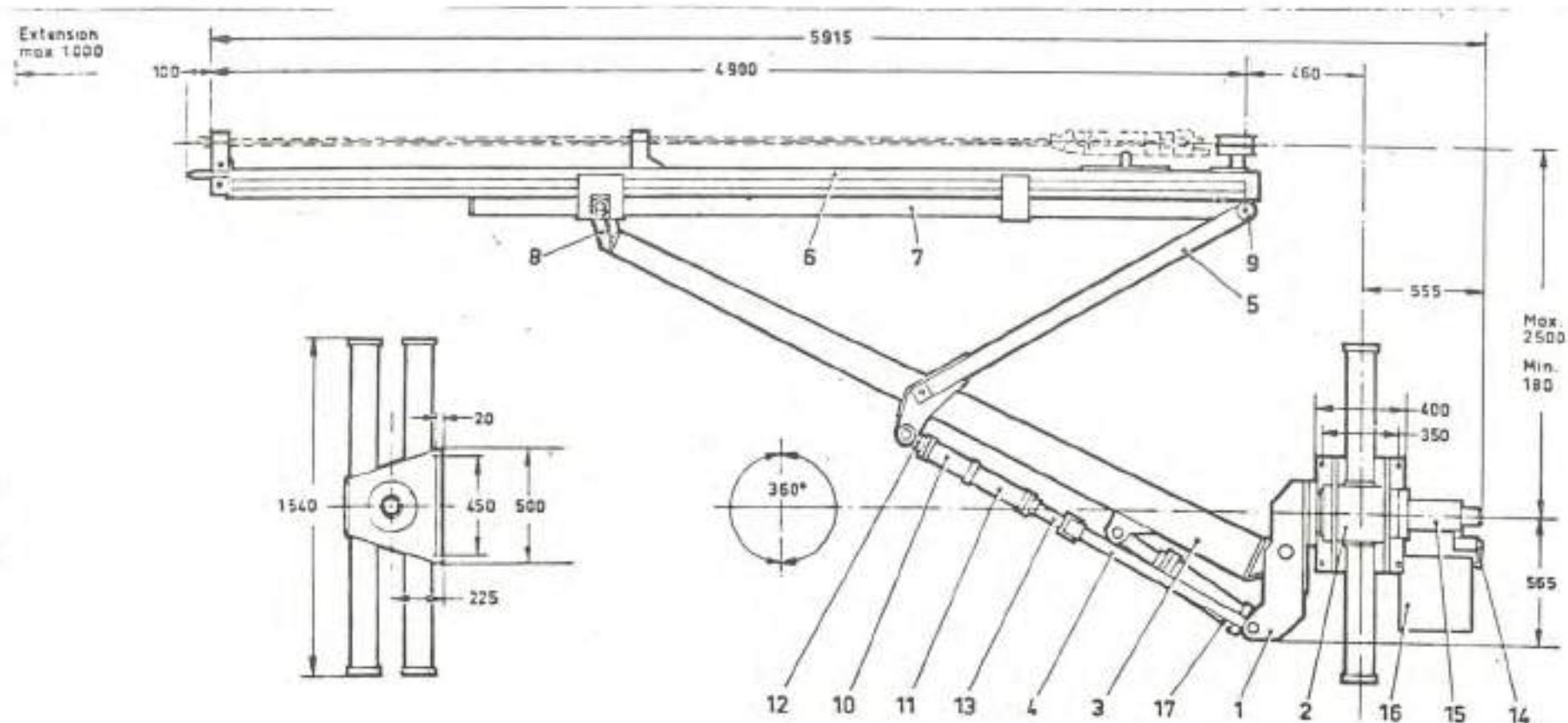


Fig. 15.



1. BOMFESTE
2. ROTAANORDNING
3. BOM
4. SYLINDERSTANG
5. PARALLELLFØRINGSSTAG
6. HYDRAULISK KJEDEMATER
7. STYRERØR
8. BOMHODE
9. STAGFESTE

10. STIKNINGSSYLINDER
11. PLOGNINGSSYLINDER
12. STEMPELSTANG (INNERPOSISJON FOR PARALLELSTILLING AV MATER)
13. STEMPELSTANG (YTTERPOSISJON FOR PARALLELSTILLING AV MATER)
14. HYDRAULPÅDRAG
15. COLLECTOR
16. HYDRAULISK OLJETANK
17. LØFTESYLINDER

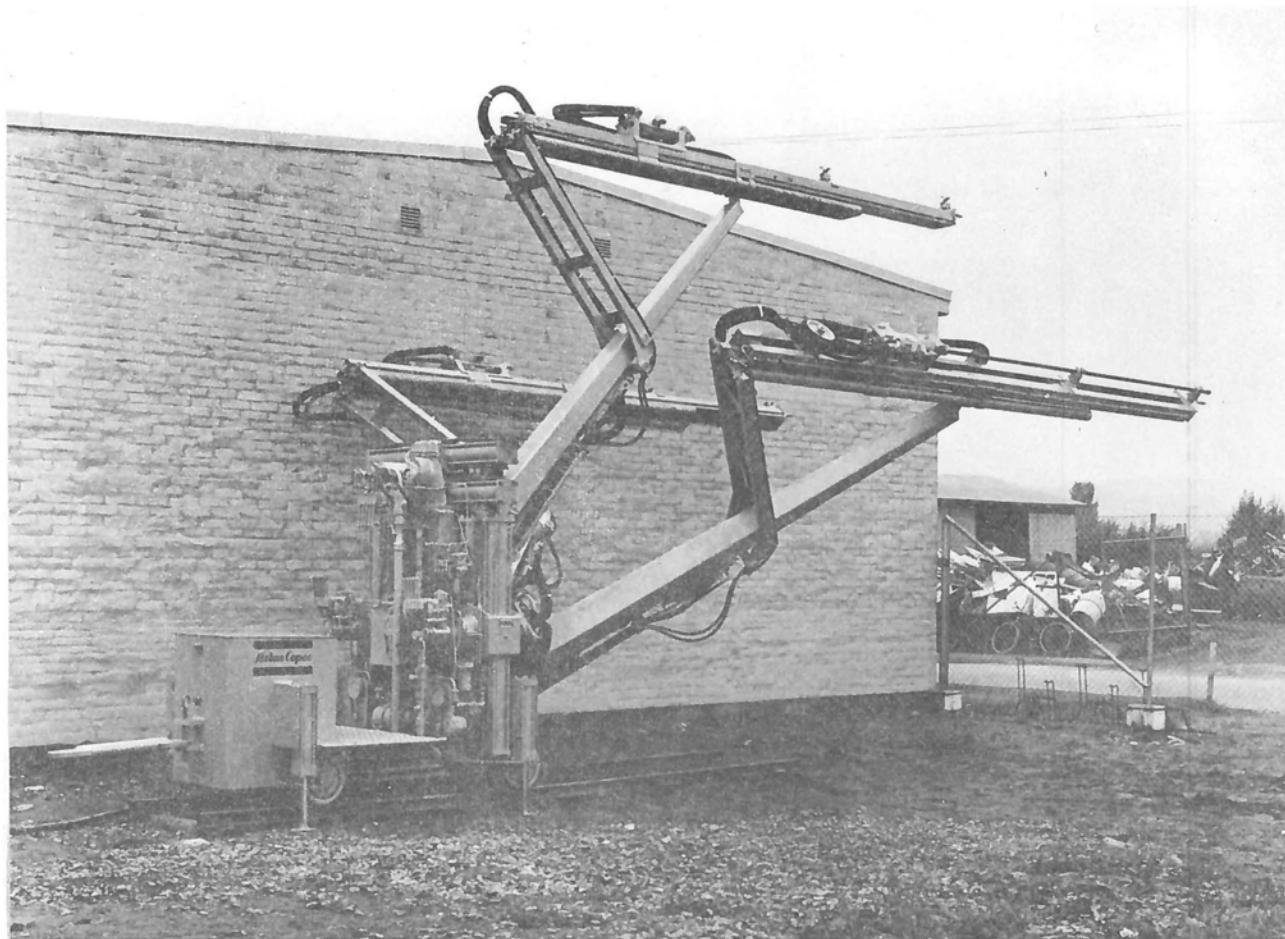


Fig. 17.

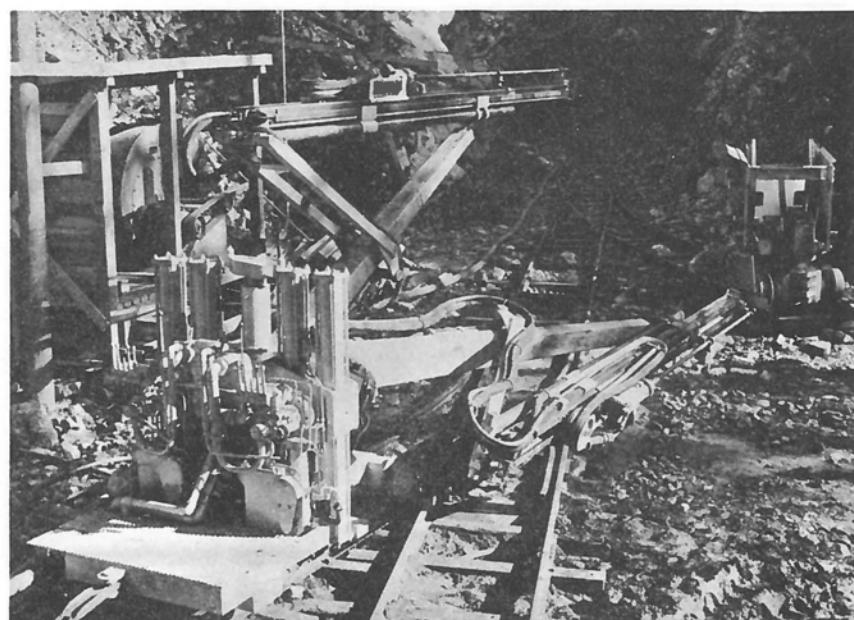


Fig. 18.



Fig. 19.



Fig. 20.

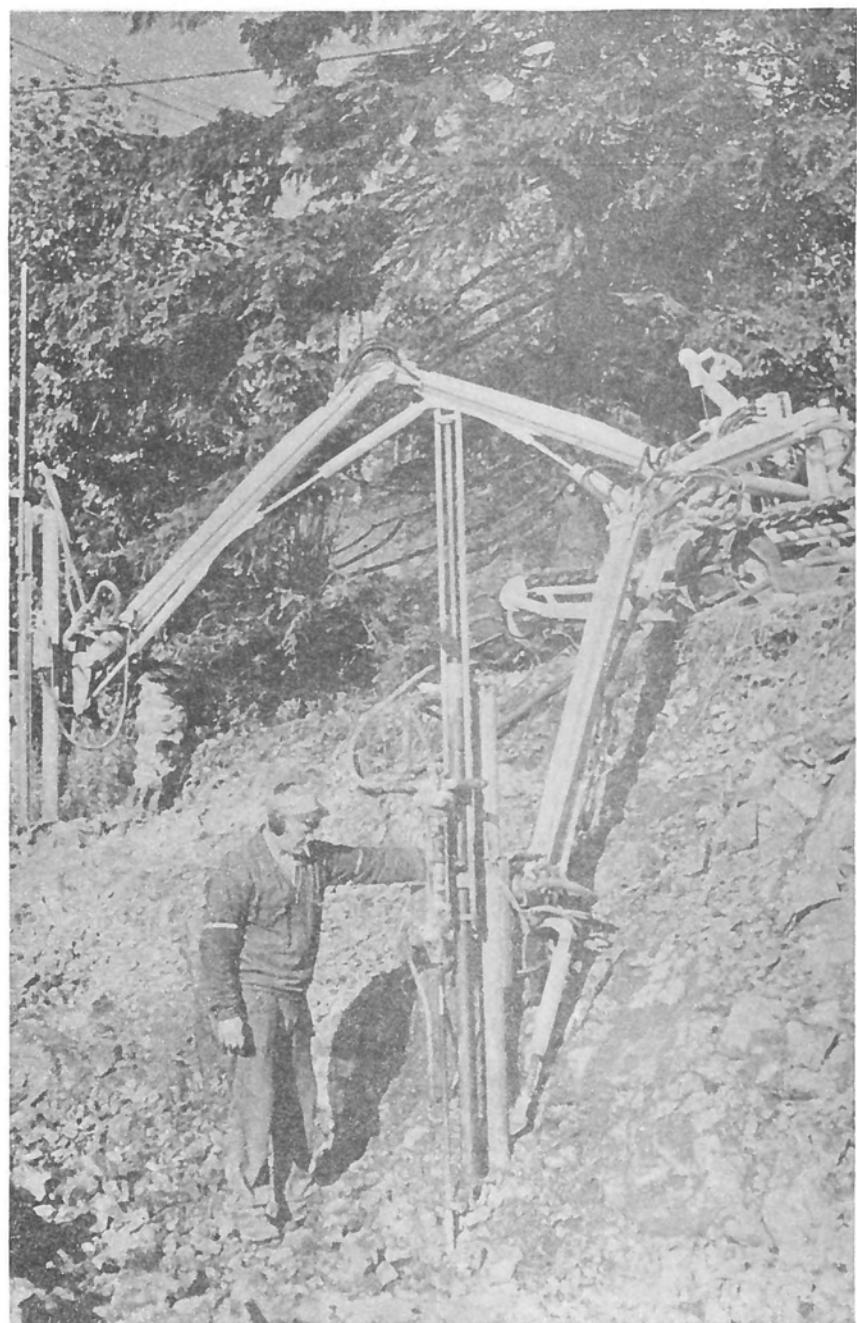


Fig. 21

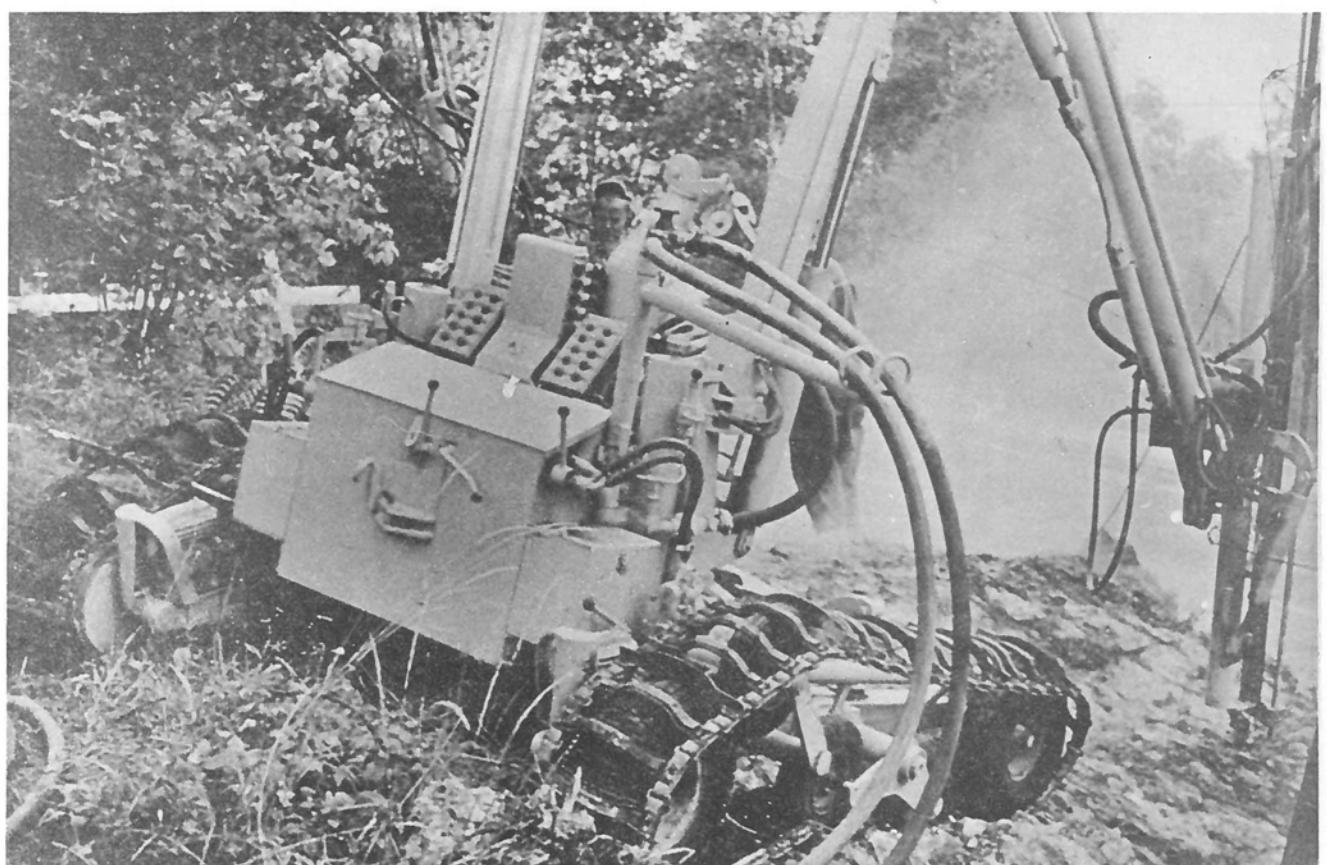


Fig. 22

OLA-RIGGEN TRAKTORMONTERT BORRIGG FOR TRAKTOR  
FRONTLASTER, BAKMONTERT GRAVEMASKIN OG MIDTMONTERT  
TENNERLASTER

av

Ingeniør Ole Øverland  
Gustav Aspelin

"OLA-RIGGEN TRAKTORMONTERT BORRIGG FOR TRAKTOR FRONT-LASTER, BAKMONTERT GRAVEMASKIN OG MIDTMONTERT TENNER-LASTER"

Når vi tok opp tanken å montere borutstyr på traktor så var det med henblikk på å utnytte traktorens allsidighet og store mobilitet til å avlaste den manuelle arbeidskraft. Vi gikk først inn for å montere en eller 2 mellomstore hammere på vanlig frontlaster og fikk derved anledning til å nytte bakmontert kompressor drevet fra traktorens kraftuttak og opphengt i traktorens hydraulikk. Bilde 1.

Bormaskinen eller maskinene er festet til standard borsøyler eller matere som hvis det er ønskelig raskt kan tas av og brukes som vanlige pålmaterer. Borsøylene er igjen via 2 dreieskiver og et ca. 1 m langt dreibart bærerør montert på en ramme som festes til frontlasterrammen på samme måte som en vanlig lasteskuff. Det er en stor fordel om lasteapparatet er utstyrt med tippesylinder for skuffen, da denne vil kunne brukes til tilting av borsøylen i traktorens lengderetning.

Den øvrige innstilling av materretningen skjer manuelt. Det er ikke noe i veien for å få det hele hydraulisk betjent, men dette vil så naturligvis medføre en økning i prisen. Vi har bestrebet oss på å kunne levere et utstyr som er så rimelig at det uten vansker kan anskaffes av alle som har behov for en enkel effektiv og rimelig borrhigg for mindre og mellomstore anlegg.

Med dette utstyret kan man altså bore vertikalt i forskjellige høyder og man kan stå lavere med traktoren og gjerne bore opp til ca. 2 m. innover en opp til 3 m høy pall.  
Bilde 2.

Liggere, det vil si horisontalt, kan børes i alle retninger ut til begge sidene og rett framover i traktorens lengderetning. Bilde 3 - 4 - 5.

Med hensyn til kapasitet har vi uttalelser fra forbrukere som går ut på at en mann har boret 300 m pr. dag over en lengre periode med den frontmonterte Ola-riggen utstyrt med 2 maskiner.

#### Ola-rigg montert på traktor graver

En annen versjon av Ola-riggen er den bakmonterte - d.v.s. en eller to maskiner montert på traktor gravemaskin - ytterst på graverarmen i festepunktet for skuffen. Utstyret kan eventuelt også festes direkte på skuffen. Bilde 6.

Selvemonteringen er rask å utføre. Det tar omtrent samme tid som å montere en vanlig graveskuff.

Bortsett fra festebraketten som forbinder borriggen til graveren er de forskjellige detaljer lik de som brukes på det frontmonterte utstyret. Bilde 7.

Betjeningen av de fleste bevegelser skjer ved hjelp av hydrauliske sylinder. Den kan lett gjøres fullt hydraulisk betjent, men dette vil medføre øket pris.

Fordelen ved dette utstyret er at det er meget bevegelig og har stor rekkevidde - ca. 7 m. Innenfor en sirkel på 180 - 200° kan man bore faktisk på hvilket punkt man vil. Man kan altså bore et meget stort antall hull uten å flytte traktoren, noe som igjen øker kapasiteten betraktelig. Grunnen til den store bevegeligheten er at vi også benytter gravearmen på gravemaskinen og dermed har muligheten til å variere borhullets avstand fra dreiesentrums, d.v.s. fra traktoren. Man kan også her bore horisontalt og vertikalt i forskjellige høyder og retninger.

Det kan kanskje være av interesse å nevne at vi med meget godt resultat har montert grovhullsutstyr på traktor-gravemaskin. Vi har vært opp i borhull på opp til 4" og under

visse forhold har vi oppnådd kapasiteter fullt på høyde med det man kan regne med å oppnå med langt mer avansert og naturligvis også kostbarere utstyr. Bilde 8 - 9.

#### Ola-rigg på tømmerlaste

Det siste skudd på stammen er Ola-riggen montert på svingbar bom på toppen av traktorens styrtbøyle, d.v.s. tømmerlasterarm. Bilde 10.

Dette har en svinggradie på  $360^{\circ}$  og med dette utstyr er mulighetene og allsidigheten økt betraktelig. Man kan faktisk bore i alle posisjoner fra mellom traktorhjulene og ut til en avstand fra traktoren på ca. 7 m, - tilde 11 - 12, i alle retninger og opp til ca. 6 m. høyde. Traktoren kan stå på et nivå og til eksempel nå ca. 5 m innover en ca. 3 m høy pall. Man kan likeledes stå i et nivå og bore på lavereliggende paller som vanskelig kan nås med annet utstyr. Bilde 13 - 14.

Vi har hittil bare kunnet benytte en maskin på dette utstyret, blant annet på grunn av løftekapasitet og traktorens stabilitet. Bilde 15. Ved imidlertid å bestrebe oss på å få en lettere materinnretning vil vi forhåpentligvis også her kunne benytte oss av to bormaskiner og derved få en atskil- lig større kapasitet og bedre utnyttelse av den manuelle arbeidskraft.

En vesentlig fordel ved dette utstyret er at man også her kan benytte traktormontert, d.v.s. bakmontert kompressor, og derved ha en fullstendig mobil unit.

En del forbrukere har kjøpt ny traktor, kompressor og tømmerlaster samt Ola-rigg for å bruke utstyret uteslukkende for fjellboring. Selv om dette utstyret koster en ikke liten sum penger går imidlertid erfaringene ut på etter at man har sett hva man kan oppnå i øket kapasitet pr. mann, at det er en absolutt fullt forsvarlig investering.

Vi arbeider med videre utvikling av Ola-riggen, blant annet med henblikk på fjernstyring. Vi er absolutt på det rene med at dette er viktig og vil medføre store fordeler blant

annet ved boring i høyder hvor man vanskelig kan nå å betjene maskinene fra bakken

Det er ikke så svært mye som skal til for å oppnå en tilfredsstillende fjernstyring av dette utstyret og vi regner da med at det med fordel kan anvendes med 2 eller 3 maskiner i mindre tunneler f.eks.

Vi bestreber oss også på å gjøre utstyret anvendelig for de fleste aktuelle bormaskintyper.



Fig. 1



Fig. 2.



Fig. 3.



Fig. 4.



Fig. 5.



Fig. 6.



Fig. 7.



Fig. 8.



Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 13



Fig. 14.



Fig. 15.

---

ERFARENHETER FRÅN TÄTNING AV TUNNELAR MED  
HJÄLP AV INJEKTERING OCH SPRUTBETONG

av

Direktör Bertil Sandell  
Norsk Besab A/S

ERFARENHETER FRÅN TÄTNING AV TUNNLAR MED HJÄLP AV INJEKTERING  
OCH SPRUTBETONG

I tunnelbyggandets historia finns åtskilliga exempel på hur instabila berg- och jordarter i kombination med inläckande vatten försakat betydande svårigheter vid drivandet och anläggandet av tunnlar. Förutom de fall där totalhaveri innträffat och där en omväggning av tunnelsträckningen kanske måst utföras, finns otaliga fall med mindre omfattande svårigheter och fall där vattnet orsakar olägenheter under berghanläggningens brukstid. Här nedan några exempel:

Svallisbildningar i kommunikationstunnlar, ventilationschakt etc. Korrosionsangrepp på lagrad materiel. Urlikning av släppor och slag, som på sikt kan medföra allvarliga stabilitetsförsämringar. Grundvattensänkning med åtföljande svåra sättnings-skador. Avsänkning av brunnar och till och med avsänkning av vattendrag och sjöar.

Dagens problem är vanligen inläckande vatten men i en framtid kan det omvänta förhållandet få en ökad aktualitet i samband med övertryck i vatten- och avloppstunnlar och liknande.

De medel, som byggherren har i sin hand när det gäller att bemästra nämnda problem, är i första hand tillförlitliga förundersökningar, så att man ej står oförberedd inför händelser av denna art, därefter olika typer av inklädnads- och tätningsåtgärder. Två viktiga metoder härvidlag är injektering och sprutbetonering.

De resultat, som kan erhållas med hjälp av injektering är i allmänhet mycket varierande. Även om man slutligen erhåller en god såväl tätande som stabiliseringe effekt får man i allmänhet räkna med någon form av inklädnad. Ofta blir lösningen en kombination av injektering och sprutbetong.

Injektering av berg och markstabilisering är dock inte alltid möjlig att genomföra. Faktorer som påverkar resultatet är bl.a. sprickvidd, permeabilitet och kornstorlek. Ju mindre släpper och slag, ju mindre korn och ju lägre permeabilitet desto svårare injekteringsarbete. Här inverkar också injekteringsmaterialets pris ogynnsamt. Plaster, silikater, ligningspreparat och liknande, som kommer till användning i dylika fall, är dyrare än cement-bentonit.

Vissa bestämda regler finns vid val av injekteringsmaterial. Tabellen fig. 1 kan tjäna som riktvärde och illustration till de olika injekteringspreparatens användningsområden. De zoner som skall injekteras består ofta av inhomogent material, vilket innebär att flera olika injekteringsmaterial måste komma till användning för att nå ett gott resultat.

Som bekant kan man skilja på två olika typer av injektering, förinjektering och efterinjektering.

Hittills har, i varje fall i Skandinavien, efterinjektering varit den vanligaste metoden, trots att förinjektering nästan alltid ger ett bättre injekteringsresultat. Förinjektering är emellertid i allmänhet svår att inpassa i tunneldriften och har därför mött motstånd. Erforderliga förundersökningar har ej alltid förelegat och man har sålunda varit osäker på var injekteringen skulle sättas in. På senare tid har emellertid anläggningar med planerad förinjektering ökat.

Förinjektering har följande fördeler:

Högre injekteringstryck kan användas, då mindre risk för intryckning av tunneln föreligger. Detta innebär att områden med mindre kornstorlek och lägre permeabilitet kan behandlas. Detta är särskilt viktigt vid krosszoner. (Fig. nr. 2.)

Förinjektering kan kombineras med undersökningsborrning.

Vissa fördelar vinnes vid utsprängningen, då mindre risk för bergutfall föreligger.

Förinjektering utföres innan sprickbildning till följd av sprängning och bergtryck har uppstått i angränsande bergytor varvid förbrukningen av injekteringsmaterial blir betydligt mindre och man har heller inga besvär med inläckning av injekteringsmassa från tunnelväggen.

Efterinjektering betraktas ibland som ett nödvändigt ont, och ingår oftast inte i de ursprungliga planerna. Har man kommit i den situationen att efterinjektering behöver utföras, kan detta bli ganska kostnadskrävande. Vissa fall finns emellertid där efterinjektering är motiverad och kan planeras som sådan. Detta gäller exempelvis stabilt berg med mindre antal läckande sprickor och där läckaget under drifttiden kan bemästras utan för stora kostnader. Fig.nr.3 visar ett typiskt exempel på efterinjektering av vattenförande slag.

Som tidigare sagts är det svårt att med hjälp av injektering erhålla en helt droppät yta. Där sådana krav ställs och/eller stabiliteten måste förbättras måste berget förses med en tät ythud. Det vanligaste sättet är då att anbringa sprutbetong.

Att sprutbetonera en bergyta är vid det här laget väl känt. Vid vattenförande berg innebär emellertid applikeringen vissa problem.

Den vanligaste arbetsmetodiken är att en accelerator tillställes för att få bruket att binda snabbt och sitta kvar på bergytan. Detta går i allmänhet bra vid fuktigt eller svagt läckande berg. Vid riklig vattenföring måste mer tillsatsmedel tilsättas. Det är vanligt att de föreskrivna max.-doseringarna överskrides.

Tillsatsmedlens verkningar, framför allt vid höga doseringar, är dårligt kända.

Då det synts angeläget att i varje fall få en viss uppfattning om detta, har undertecknad gjort ett antal provningar med de i Skandinavien vanligast förekommande tillsatsmedlen i pulverform. Provningarna har gjorts på underlag av granit och kalksten.

Resultaten av vidhäftningsproverna framgår av fig. no 4 a, 4 b och 4 c.

Av utrymmesskäl kan provningsresultaten i sin helhet här ej redovisas men det står klart att stor försiktighet bör iakttagas vid användandet av acceleratörer.

Förutom de rent bergmekaniska påkänningarna kan sprutbentonen få uppta vattentryck, framför allt vid vattenförande släppor och slag som skall överbryggas. Här efterlyser man mera differentierade föreskrifter beträffande betongtjocklek och armering. Det måste vara orimligt att generellt fastställa vissa tjocklekar för hela tunnlar och kanske t.o.m. tunnelsystem, med tanke på de stora variationer som förekommer.

För att avlasta vattentryck eller för att bortföra vatten utföres i vissa tunnlar dräneringar, applicerade mellan bergytan och sprutbetongskiktet. Dräneringarna kan antingen utföras systematiskt eller som lokala dränage på särskilt vattenförande ställen. En hel del olika typer har komit til användning (fig. nr. 5). Dräneringarna bor ha de egenskaperna att de är lätta att forma, täta och sömma för

sprutbetongstrålen samt i förekommande fall frostsäkra ex.vis i kommunikastionstunnlar, tillfartstunnlar till kraftverk, luftintag till berganläggningar etc.

Dränering med mineralullsmatta har utförts i ett flertal tunnlar utsatte för frostrisk. Här har en intressant iakttagelse gjorts. Dränage utförda av mineralull och täckta med armerad sprutbetong frostsprängs inte även om de bildar säck och sålunda är vattenfylda.

För att närmare utreda detta förhållande har en undersökning gjorts betr. vatteninträngning i mineralull samt dess volymändring vid frysning till is.

Denna undersökning visade att kvarvarande luftvolym vid provning på bitar 10x10x10 cm uppgår till minst 4 % även vid högt vattentryck. Fig.nr. 6 visar att denna fyllnadsgrad relativt snabbt uppnås och sedan blir konstant. Prov har utförts med ett tryck upp till 4 m vattenpelare.

Frysprov utfördes på bitar 20x20x10 cm som vattenfyldes samt lades i en vattenfyld behållare och frystes ned. Tjockleksökningen var mellan 1 - 2 % mot motsvarande 9 % tjockleksökning vid frysning i enbart vatten under samma förhållanden.

Kvarvarande luftvolym blir vid stora sammanhängande stycken ex.vis dränage i bergrum sannolikt större. Dette borde minska volymförändringen vid frysning ytterligare.

Ovan nämnda i kombination med en viss elasticitet hos betongen torde vara orsaken till att mineralullsdräner inte frostsprängs.

Viss försiktighet med dräneringar av mineralull bör iakttagas. Där läckagevattnet innehåller slam och liknande, kan mineralullen tjänstgöra som filter och dränaget kan tätna.

Sprutbetongen utanpå mineralullsdränage har i vissa fall utförts armerad. Längsgående sprickor har i vissa fall

konstaterats vid detta utförande. Där sprutbetongen utförst armerad har sådana sprickor ej iakttagits.

Förhållandena vid läckande berg är synnerligen varierande. Bergets struktur och sammansättning, spännskidd, bergtäckning, frostrisk m.m. är faktorer som inverkar på den slutgiltiga lösningen av tätningsproblemet.

Nedan skall några projekt i korthet beskrivas där injektering och sprutbetong används.

#### Limhamnstunneln

Utanför Malmö har Skånska Cement AB byggt en tunnel mellan sitt kalkbrott och cementfabriken. Tunneln är cirka 2 km lång och skall med hjälp av ett i tunneln monterat ändlöst transportband förse cementfabriken med råmaterial från kalkbrottet. Arean är cirka 12 m<sup>2</sup>.

Berget bestod av kalksten med inslag av flinta. Skikt av lera och märgel har även förekommit. Efter cirka 60 m. in drift i tunnelns norra ände ökade vattenflödet oroväckande, framför allt i golvpartierna. Väggar och tak hade efter hand försetts med sprutbetong. Vid denna tidspunkt beslöt man att göra en mer omfattande förundersökning av tunneln. Därvid konstaterades att flera sprickzoner korsade tunnelsträckningen. Dessa zoner måste förinjekteras. De svåra läckagen från golvet beredde problem. En betongplatta göts mot vilken man sedan injekterade. Bottenplattan stämpades upp mot taket för att klara upptryck från vatten och injektering. Cementätgången har vid förinjekteringen varierat mellan 20 - 50 kg per 1m borrhål.

Förinjekteringen utfördes enligt fig. nr. 7.

Arbetsgången var:

Sprutbetong på väggar, tak och stuff.

Borrning och laddning.

Skjutning och urlastning.

Sprutbetong pålägges på nysprängda bergytor.

Sonderingsborrning.

Förinjektering.

Förinjekteringen utfördes så att man erhöll en trumpetliknande injekteringszon runt tunneln. "Trumpetens" längd var cirka 7 m.

#### Nedfartstunnel till Rössåga Kraftanlegg

Rössåga Kraftverk utfördes i början på 50-talet och har en nedfartstunnel med en längd av cirka 1.200 m. Tunneln går genom en bergart, som i huvudsak består av en starkt skivad gnejsglimmerskiffer med en del kalkgångar. (Fig. nr. 8)

Tunneln har funktionen dels som transportväg till kraftstationen och dels som luftintag till densamma. Vintertid har man haft stora besvär med svallisbildningar, vilket avsevärt hindrat trafiken och vid vissa tillfällen har trafiken inte ens kunnat upprätthållas. 2 - 3 man har tidvis varit sysselsatta med att hacka is, sprida salt m.m. För att motverka isbildungen och för att förvärma luften till anläggningens friskluftsystem finns värmebatterier monterade vid påslaget. Trots tunnelns långa längd och förvärmning, frös vattnet ända nere vid maskinsalen vid låga temperaturer. I detta läge beslöts att tunneln skulle injekteras och betongsprutas.

Injekteringen bjöd på svårigheter vid vissa avsnitt. Berget var inom stora områden så finsprickigt att det var omöjligt att täta med cementinjektering. De metoder som tillämpades var i stort sett följande:

Vid större distinkta sprickor och slag utfördes borrhning, spolning, kilning och drevning samt cementinjektering i princip enligt fig. nr. 3. Det injekterade området försågs sedan med en armerad sprutbetong 7 - 8 cm tjock.

Vid småsprickigt berg med stora ytläckage påsprutades före injekteringen ett tunt påslag med betong tillsatt med accelerator. Detta för att täta sprickorna i ytan och för att få god spridning på injekteringsbruket. Efter att sprutbetongen härdat utfördes injektering i hela borrhålets längd. Injekteringen utfördes som manschettinjektering. Där förbindelserna mellan injekteringshålen var vidsträckta eller svåra att observera användes spårvätska (kaliumpermanganat). Injekteringssluttrycket var vanligast  $10 \text{ kg/cm}^2$  i enstaka fall  $20 \text{ kg/cm}^2$ . Cirka 60% av bergytan injekterades på detta sätt.

Vissa områden som bedömdes vara mycket svårinjekterade försågs enbart med armerad sprutbetong med systematisk dränering. Dränerna utfördes av mineralull. Då tunneln tjänstgjorde som luftintag uppstod vissa problem med dammet från sprutningen. Detta löstes delvis så att två vattenridåer uppsattes i tunnelns nedre del.

I samband med tunnelns utsprängning hade anläggningen försatts med kilbultar typ Farex, som ej var injekterade, cirka 1 per  $\text{m}^2$ . På många ställen hade läckväger spolats upp, som stod i förbindelse med bulthålen. Vid ytinjekteringen erhölls nästan alltid kontakt med dessa bulthål, vilket medförde att bulten fick monteras bort eller at brickan fick lossas för att möjliggöra tätning.

Anläggningen har sedan ovanstående arbeten utförts stått under två vintersäsonger utan att någon sprutbetong eller dränering har frusit ned. Totalt har utförts  $9.000 \text{ m}^2$  sprutbetong av varierande tjocklek med och utan armering. Totalt har injekterats 40 ton snabbcement. Borrning för injektering cirka 24.000 lm.

För injektering användes en utrustning bestående av kolloiddblandare (typ BESÅB KE-64) med Simplex pump typ GR 4. För betongsprutning 2 st. BG 100.

Råvattentunnel från Rio Negro till Medellin, Colombia

Under tiden 1964 - 1967 har en råvattentunnel sprängts av ett konsortium bestående av Widmark & Platzer AB och ett colombianskt företag. Tunneln, som är cirka 8,5 km lång och har en area av 6 m<sup>2</sup>, skall förse staden Medellin med råvatten från floden Rio Negro (fig. nr. 9). Tunneln går på ett djup varierande mellan 500 och 1.000 m. Bergets stabilitet har varit bra, bortsett från tunnelmynnningarna. Omfattande läckage har emellertid förekommit, i huvudsak genom stora, rena slag (fig. nr. 10). Läckvattnet har också varit rent. Totala inläcket var cirka 15.000 min./lit. Det inläckande vattnet skulle kunna ha betraktats som ett välkommet tillskott till vattenförsörjningen men vattenmängden var så stor att gjutningsarbeten m.m. avsevärt försvarades. På sikt skulle läckagen givetvis också orsaka olägenheter i form av grundvattensänkning och stabilitetsförändringar.

Injecteringen utfördes som en ren efterinjectering. Arbetsgången var den att stora slag injecterades först fig. nr. 3. Därefter utfördes injecteringen av mindre sprickor. Bergytan belades efter injecteringen med sprutbetong. Injecteringen utfördes i huvudsak med en blanding av cement, bentonit och vatten. Vid stora slag tilsattes sand och sågspån.

För att kunna föra ut vattnet och få plats med pumper och ledningar måste tunnelns area ökas från c:a 5 till 6 m<sup>2</sup> (fig. nr. 9). Målsättningen var att reducera vattenläckaget till c:a 1000 min/lit., vilket också lyckades.

Injecteringen utfördes med inhemska arbetskraft (6 man på varje injecteringsutrustning), men med erfaren svensk arbetsledning.

Kolloidblandare, Simplex och Duplex pumpar användes vid injecteringen.

Lackarebäckstunneln

Lackarebäckstunneln, som i dagarna färdigställts, tjänar som vattentransportled till Göteborgs nya vattenreningsverk i Lackarebäck. Vatten från Göta älv tas in i en tunnel vid Lärje och rinner med självtryck cirka 7 km till en pumpstation vid Härlanda tjärn. Tunneln är dimensionerad för 7.500 lit./sek. och har en teoretisk area av cirka  $10 \text{ m}^2$ . Från pumpstationen, vilken ligger cirka 90 m under markytan, lyftes vattnet 80 m och självrinner till Delsjöarna i en cirka 3 km lång tunnel. (Se fig. nr. 11.)

Vid drivingen fram till pumpstationen från arbetsschaktet i Fräntorp förekom inga allvarliga vattenproblem. Vissa zoner med svällera konstaterades och bl.a. trycktes ett mindre parti tunn oarmorad sprutbetong ut från tunnelväggen. Cirka 100 m från pumpstationen i Härlanda tjärn stötte man emellertid på stora problem. Här korsade tunneln en svaghetszon, som man inte på förhand kände till. Drivningen fortsatte i huvudsak igenom zonen men vattenproblemet blev så stort att driftens måste avbrytas. Läckaget uppmättes till cirka 3.000 min./lit. För att komma vidare beslöts därför att injektering skulle tillgripas. Dels injekterades krosszonen med intilliggande partier, dels utfördes förinjektering vid stuffen. Fig. nr. 12. Förinjekteringen var tänkt som en trumpetinjektering enligt fig. nr. 2. "Berget" befanns emellertid vara så dåligt, att hela sektionen injekterades.

Efterinjektering utfördes på en sträcka av 15 m från ömse häll mot krosszonzens sämsta del. Hälrikning och hälavstånd i princip enligt fig. nr. 12. Efterinjekteringen var tänkt som en systematisk genomförd injektering, men berget, som ibland var jordartsliknande, höll ej för injekteringstrycket.

Sedan injekteringen i möjligaste mån var färdig på både sidor om krosszonens sämsta del göts en betongplatta på tunnelns botten. Dels för att täta, dels för att bilda en skärm för injekteringen i tunnelns botten. Vid borrningen av injekteringshålen under plattan fick man förbindelse med ett horisontellt vattenförande område cirka 4 m under tunnelgolvet. Injekteringen vid krosszonens kärna var synnerligen svår och gick ej att genomföra helt. Injekteringen avbröts när läckaget var reducerat till 1.200 min./lit.

Hela svaghetsområdet förseddes sedan med en sprutbetonginklädnad. Vattenläckaget bestod dels av stora lokala läckage, dels av omfattande ytläckage. Sprutningen utfördes i princip i 2 skikt. Det första, ett tätskikt, bestående av snabbcement, accelerator, trass och sand, och därpå en 8 cm tjock armerad sprutbetong. Förstärkningsbågar c/c 5 m var planerade men kom ej till utförande. I samband med sprutningen av tätskiktet insattes dräneringsrör av plast. Vid starka läckage sprutades det snabbindande bruket mot berget utan vattentillsats (fig. nr. 13). Då det ej fanns krav på att tunneln skulle vara tät fick dränagen stå öppna.

Totala inläckaget sedan sprutningen utförts var 800 min./lit.

För injekteringen användes en utrustning bestående av kolloidblandare (BESAB KE 64) omrörare och Simplex injekteringspump typ GR 4.

I samband med genombrytningen av svaghetszonen och det därmed sammanhängande stora läckaget i tunneln, sjönk den ca 90 m ovanför liggande sjön omkring 1 m. Orsaken var sannolikt läckaget i tunneln.

Injekteringsarbetet var tidsödande. Hade injekteringen kunnat utföras som planerad förinjektering, ev. med en succesiv förstärkning av bergytorna med sprutbetong, hade ett bättre resultat injekterings- och tidsmässigt kunnat

uppnås. Totala antalet borrmeter för injektering var cirka 560 m. Total cementåtgång 30 ton.

#### SAMMANFATTNING

Förinjektering stör tunnelbyggarens väl planerade arbetsrytm, men kan bespara honom långa tiders driftavbrott, förlust av materiel m.m.

Efterinjektering ger i allmänhet sämre injekteringsresultat, men stör ej driften på samma sätt som förinjektering. Vid måttliga läckor i relativt bra berg, där inläckaget kan bemästras under driften, är metoden motiverad.

En injekterad yta blir bara i undantagsfall droppät, varför, där större krav ställs på täthet och stabilitet, injekteringen bör kompletteras med sprutbetong.

Sprutbetongens allmänt goda egenskaper är kända. Vid användandet av acceleratorer bör emellertid en viss försiktighet iakttagas. Dessa tillsatsmedels verkningar är på långt nära inte utredda. Det är emellertid klart att tryckhållfasthet och vidhäftning försämrar.

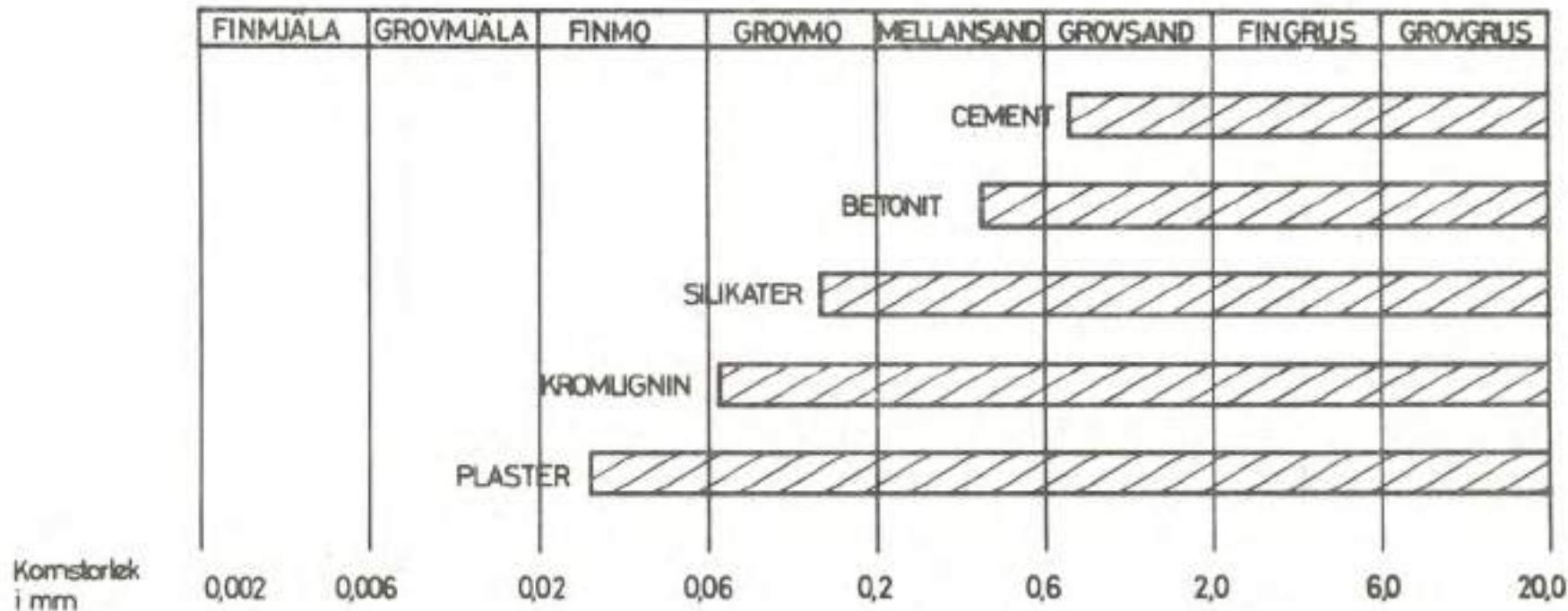
Där stora doser av tillsatsmedel användes bör sprutbetongs skiktet endast betraktas om en täthud och denna skall sedan förses med ett lager sprutbetong utan tillsatsmedel.

Dränage kan utföras på många olika sätt. Vid frostrisk är emellertid dränage av mineralullsmatta att föredra.

På senare år har tunnelbyggandet avsevärt ökat framför allt i storstadsregionerna. Tunnlar måste i många fall passera vattenläckande rörelsezoner och andra mindre lämpliga områden. Detta har tyvärr avspeglat sig i antalet uppkomna katastrofsituationer.

Vi kan se fram emot ett ökat tunnelbyggande i samband med koncentration till tätbebyggelse. Den snabba förbättringen och rationaliseringen av spräng- och urlastningstekniken samt den allmänna tekniska utvecklingen bidrar också till detta. För att i möjligaste mån minska svårighets- och olycksfrekvensen är tillförlitliga förundersökningar och förstärkning med sprutbetong och injekttering viktiga faktorer värda att beakta.

## INJEKTERINGSGRÄNSER FÖR OLKA INJEKT. MATERIAL



BESAB

FIG. 1.

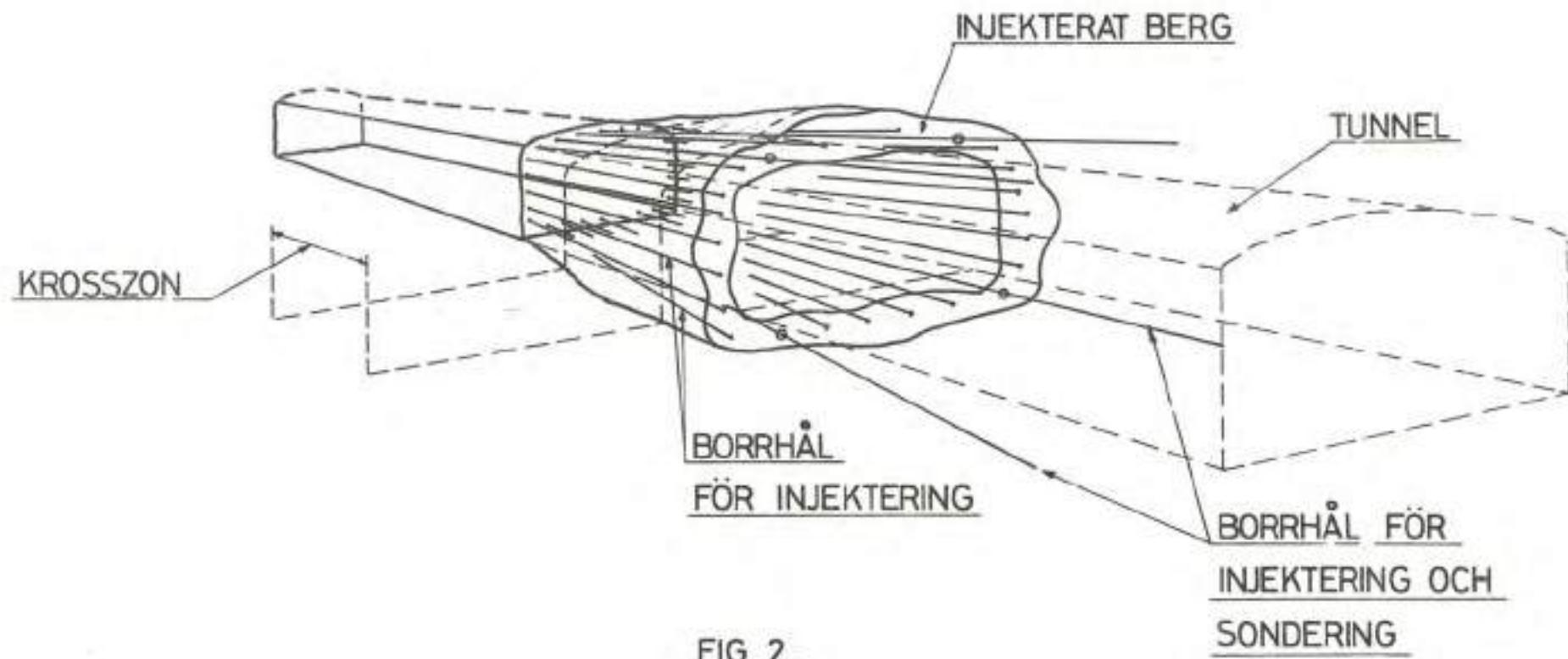


FIG. 2.

Exempel på förinjektering av krosszon i kombination med sonderingsborring.

BESAB

EXEMPEL PÅ EFTERINJEKTERING AV VATTEN -  
FÖRANDE SLAG

ARBETSORDNING VID STARKT LÄCKANDE BERG  
TUNNEL RIO NEGRO MEDELLIN

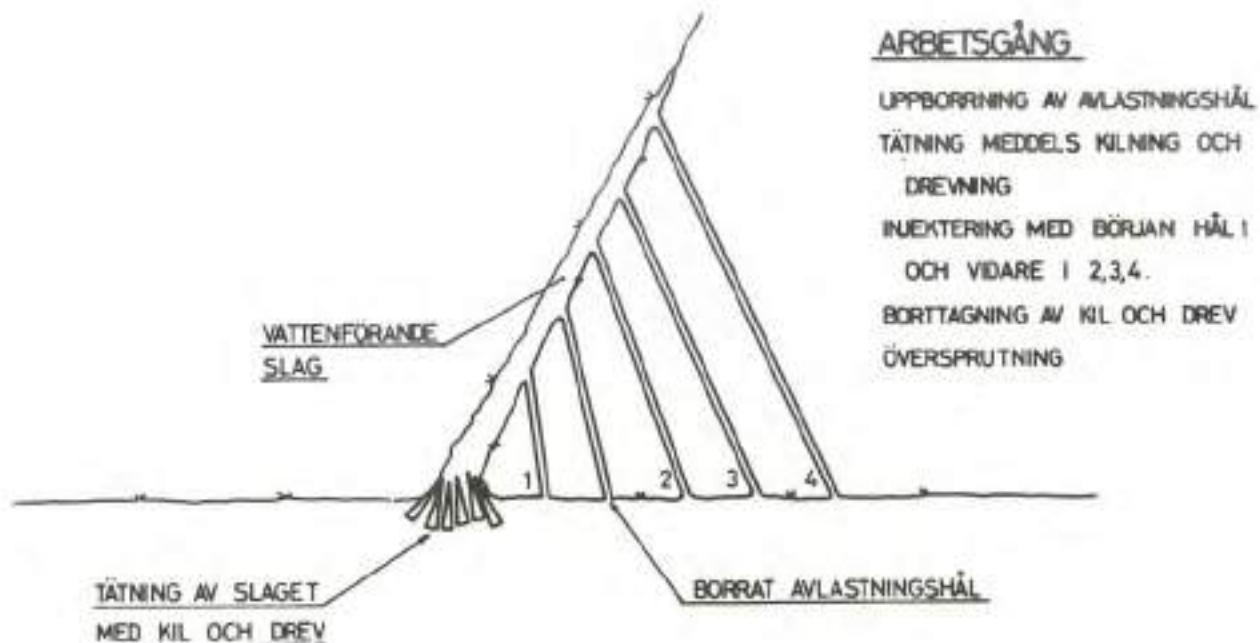


FIG. 3.



Sprutproverna utförda på naturstensplattor 30 x 30 cm  
ur dessa har kärnborrats cylindrar.

Bilden visar från vänster "torsprutad", "våtsprutad"  
och handpåslagen betong.

OBS! porigheten i de två proven till höger.

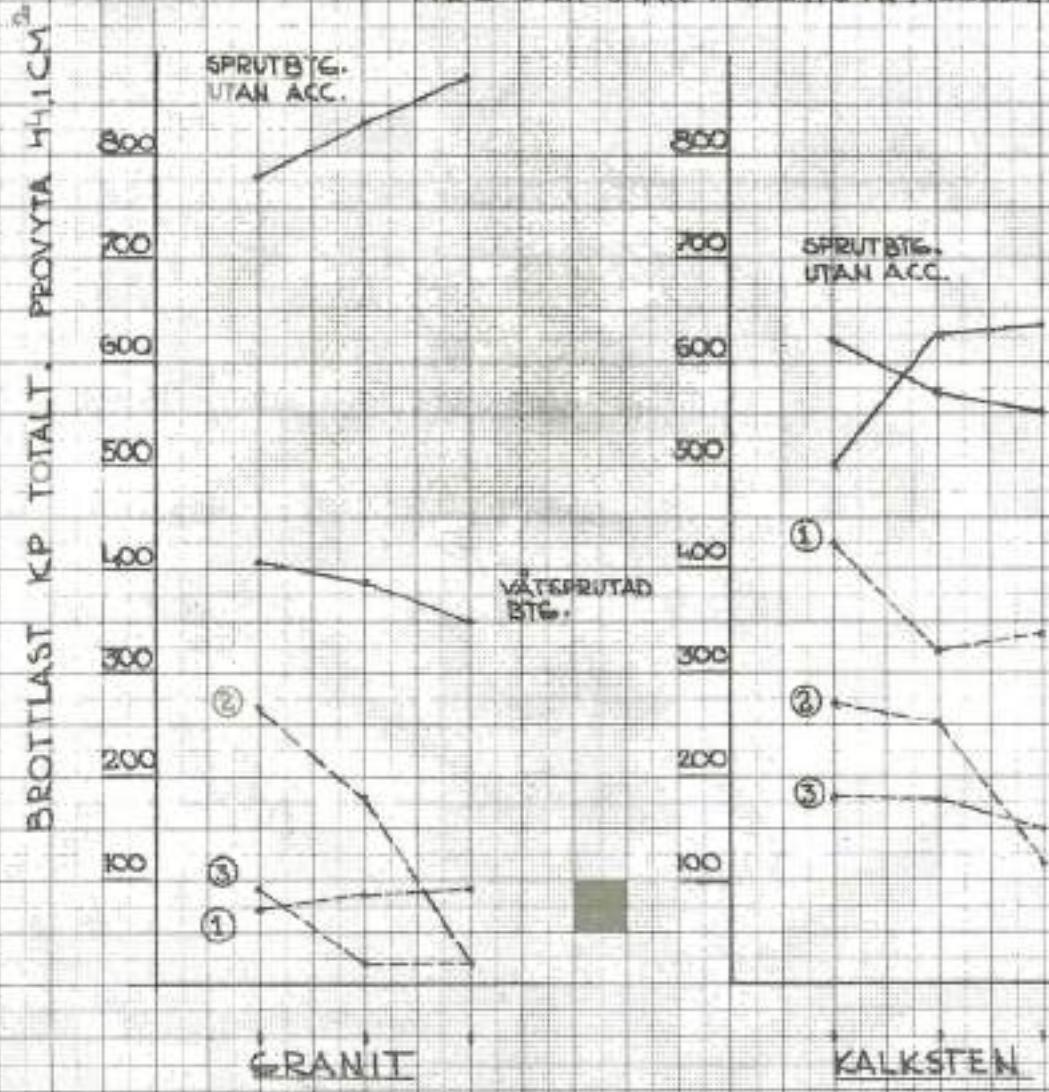
FIG. 4 a.

Tabell över vidhäftningsresultat erhållna vid provning  
mellan granit resp. kalksten och olika typer av sprut-  
betong. Provningarna utförda på kärnborrade cylindrar  
med en area av 44,1 cm<sup>2</sup>.

TYP AV BRUK		Brottlast, kp totalt		Typ av brott		ANM.
		Granit	Kalksten	Granit	Kalksten	
Sprutat cementbruk volymprop. 1:3 utan tillsatsmedel	1 2 3	780 826 875	648 570 552	Brott i bruket " " " " " "	Brott i bruket " " " " " "	
Sprutat cementbruk volymprop. 1:3 med tillsats av acc. typ 1	1 2 3	71 84 92	450 324 338	Vidhäftn.brott " " " "	Brott i bruket " " " "	Till max. dose- ring enl. fabr. anvisningar
Sprutat cementbruk volymprop. 1:3 med tillsats av acc. typ 2	1 2 3	268 180 20 1)	270 252 117	Vidhäftn.brott " " " "	Vidhäftn.brott " " Brott i bruket	Till max. dose- ring enl. fabr. anvisningar
Sprutat cementbruk volymprop. 1:3 med tillsats av acc. typ 3	1 2 3	93 20 1) 20 1)	180 178 150	Vidhäftn.brott " " " "	Vidhäftn.brott " " " "	Till max. dose- ring enl. fabr. anvisningar
"Våtsprutat" cement- bruk volymprop. 1:3 utan tillsatsmedel	1 2 3	406 387 350	500 626 636	Vidhäftn.brott " " " "	Vidhäftn.brott " " " "	

1) Där sammanhållning mellan sten och betong har funnits efter kärnborrningen, men där brott uppstått vid montering i provningsapp. eller omedelbart vid dragningens början har brottlasten satts till 20 kp.

VIDHÄFTNING MELLAN STEN OCH SPRUTAD BTG.  
MED OCH UTAN TILLSATS AV ACCELERATOR

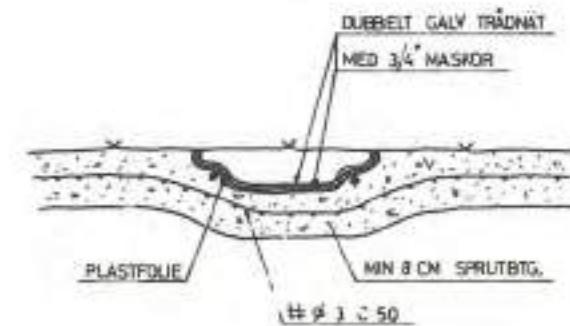
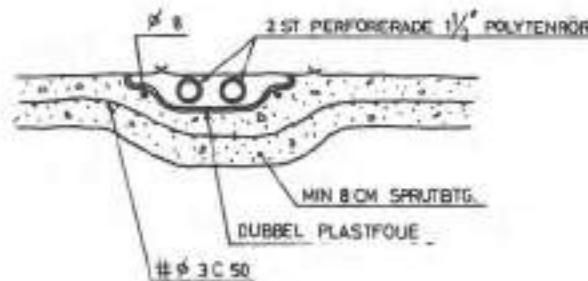
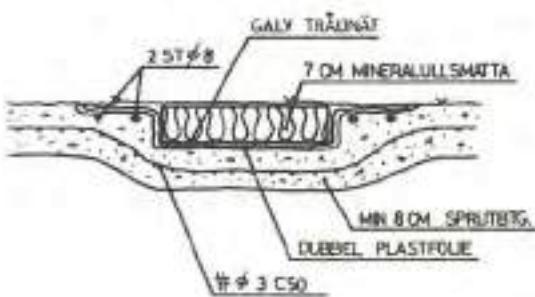


① ② ③ SPRUTBETONG MED TILLSATSHEDEL

FIG 4C

SPRUTBETONG DIREKT MOT BERG  
OLIKA TYPER AV DRÄNERINGSLEDNGAR

XIV



BESAB

FIG. 5.

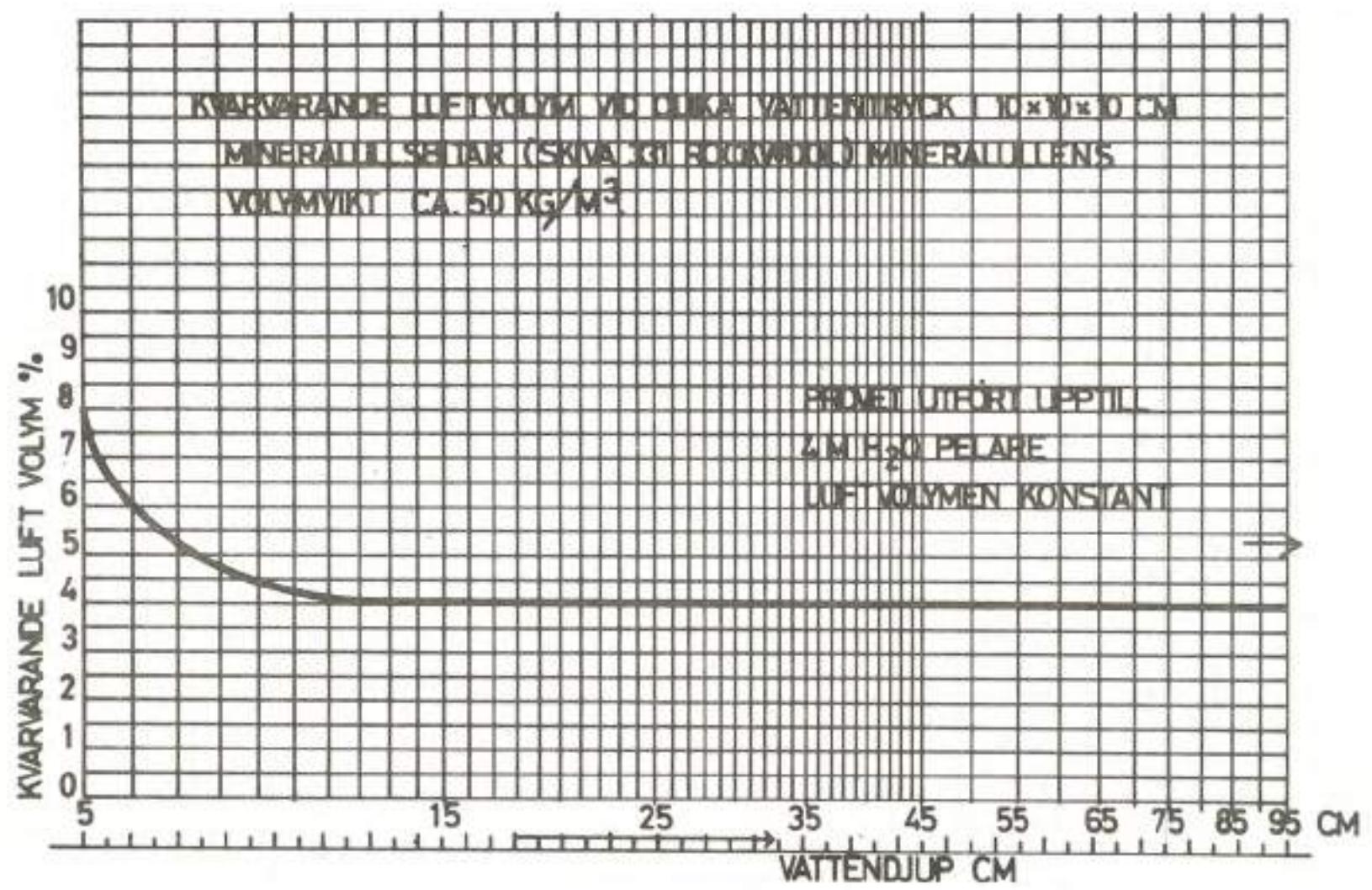
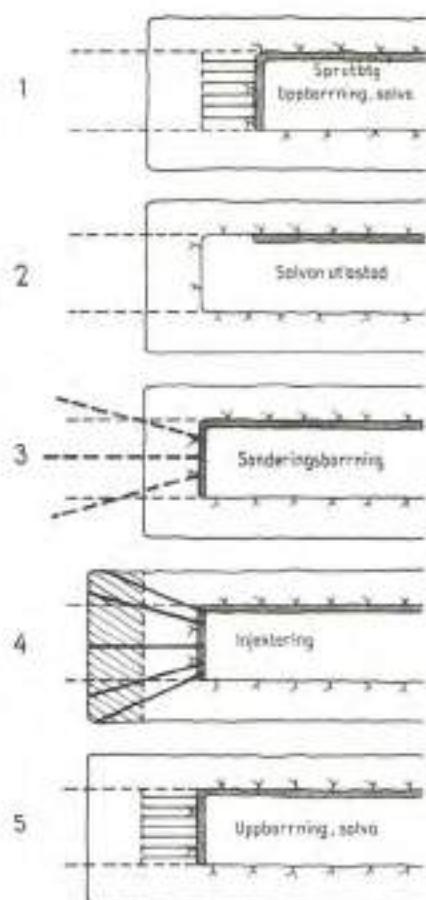


FIG. 6.

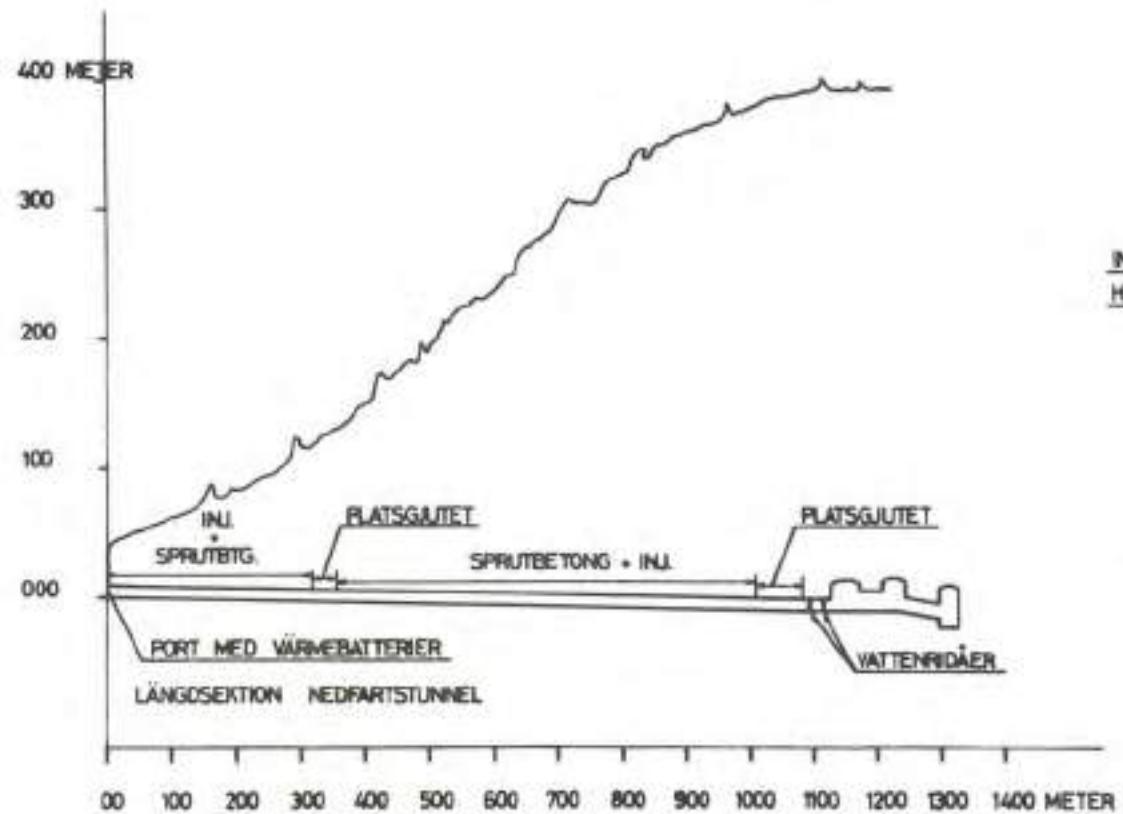


Arbetsgången vid förinjektering: 1. Sprutbelägg på väggar, tak och stoff. Därefter vidtar borrhning och ledning. 2. Salvan utsläpptes och upplästas. 3. Sprutbelägg påläggs nyutsprängda berghyor. Sönderringsborrning vidtar. 4. Förinjektering. 5. Samma som mom. 1.

Enligt Civilingenjör O. Berndtsson, Byggmästaren nr. 3 -66.

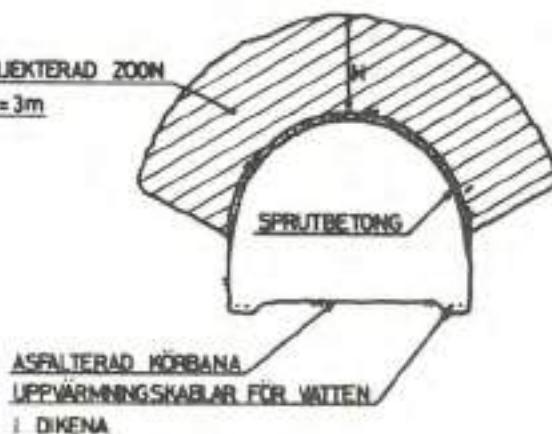
FIG. NR. 7.

RØSSAGA KRAFTANLEGG



PRINCIPI FÖR FÄRDIG TUNNEL

INJEKTERAD ZOOM  
H=3m



BESAB

FIG. 8.

1/X

LÄNGDSEKTION GENOM TUNNEL RIO NEGRO MEDELLIN COLOMBIA

TVÄRSEKTIONER SKALA 1:50

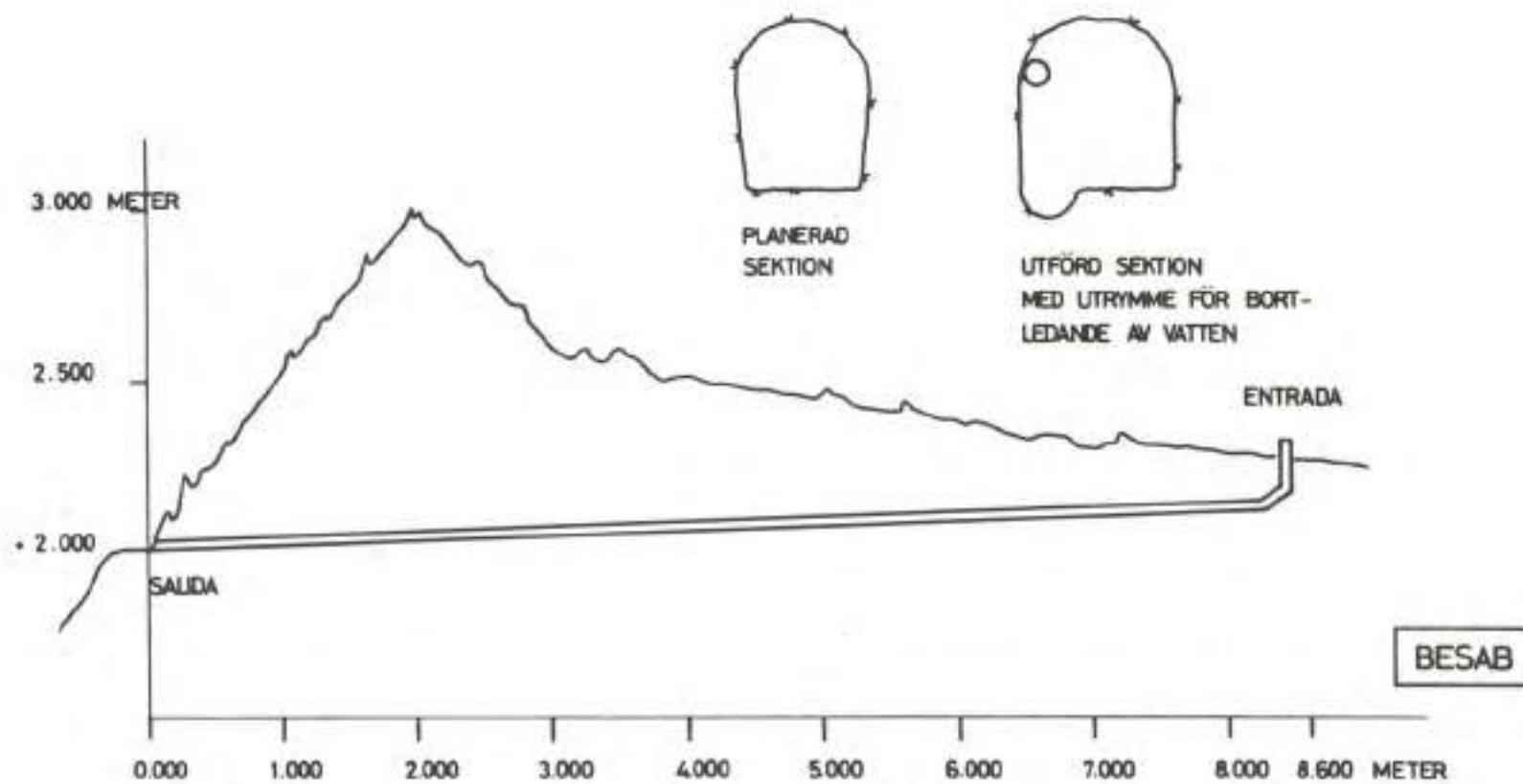


FIG. 9.



FIG. 10

Råvattentunnel Rio Negro - Medellin.  
Starkt läckande slag.

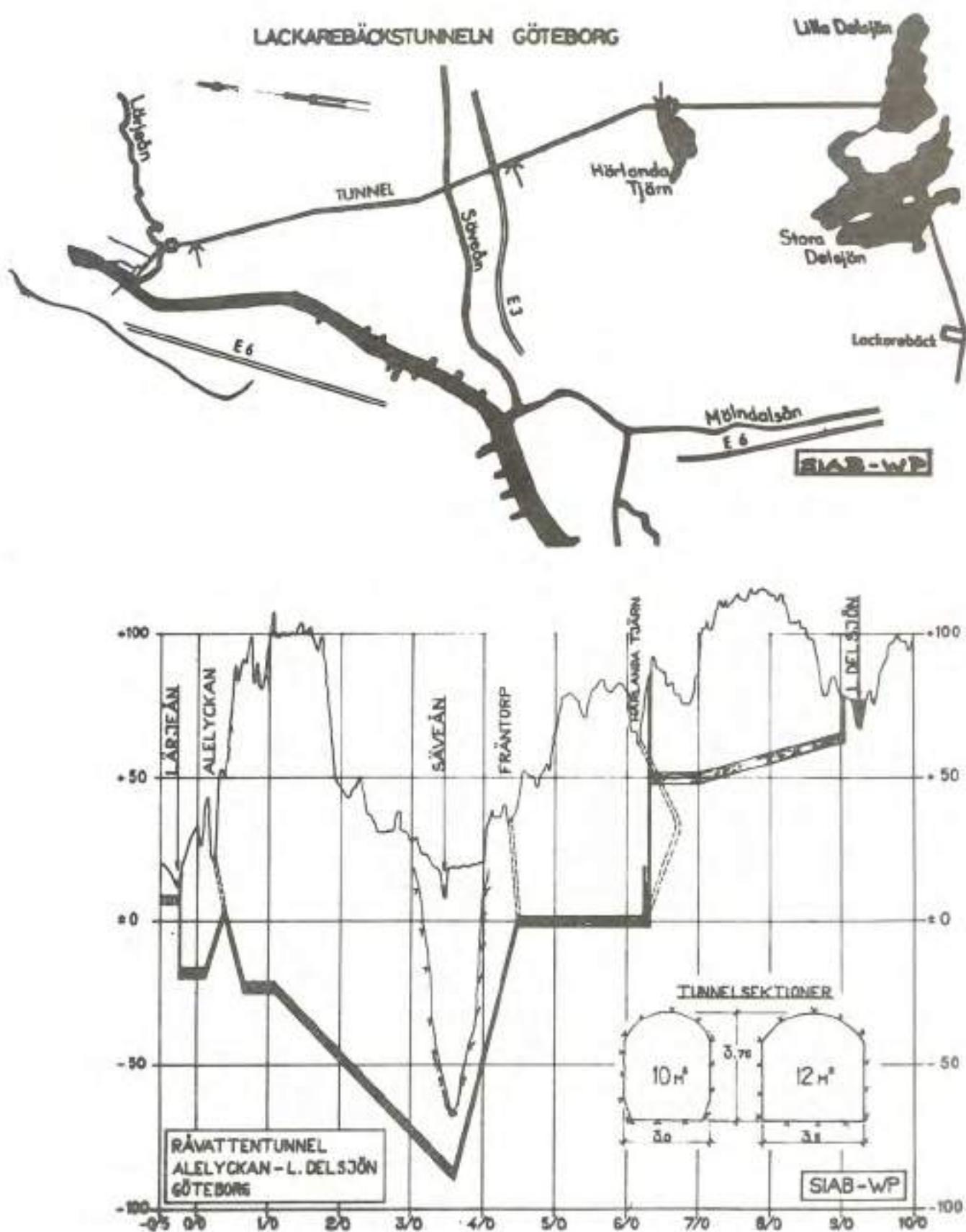


Fig. 11

LÄNGDSEKTION GENOM SVAGHETSZON  
LACKAREBACKSTUNNELN, PRINCIP FÖR  
FÖR - OCH EFTERINJEKTERING.

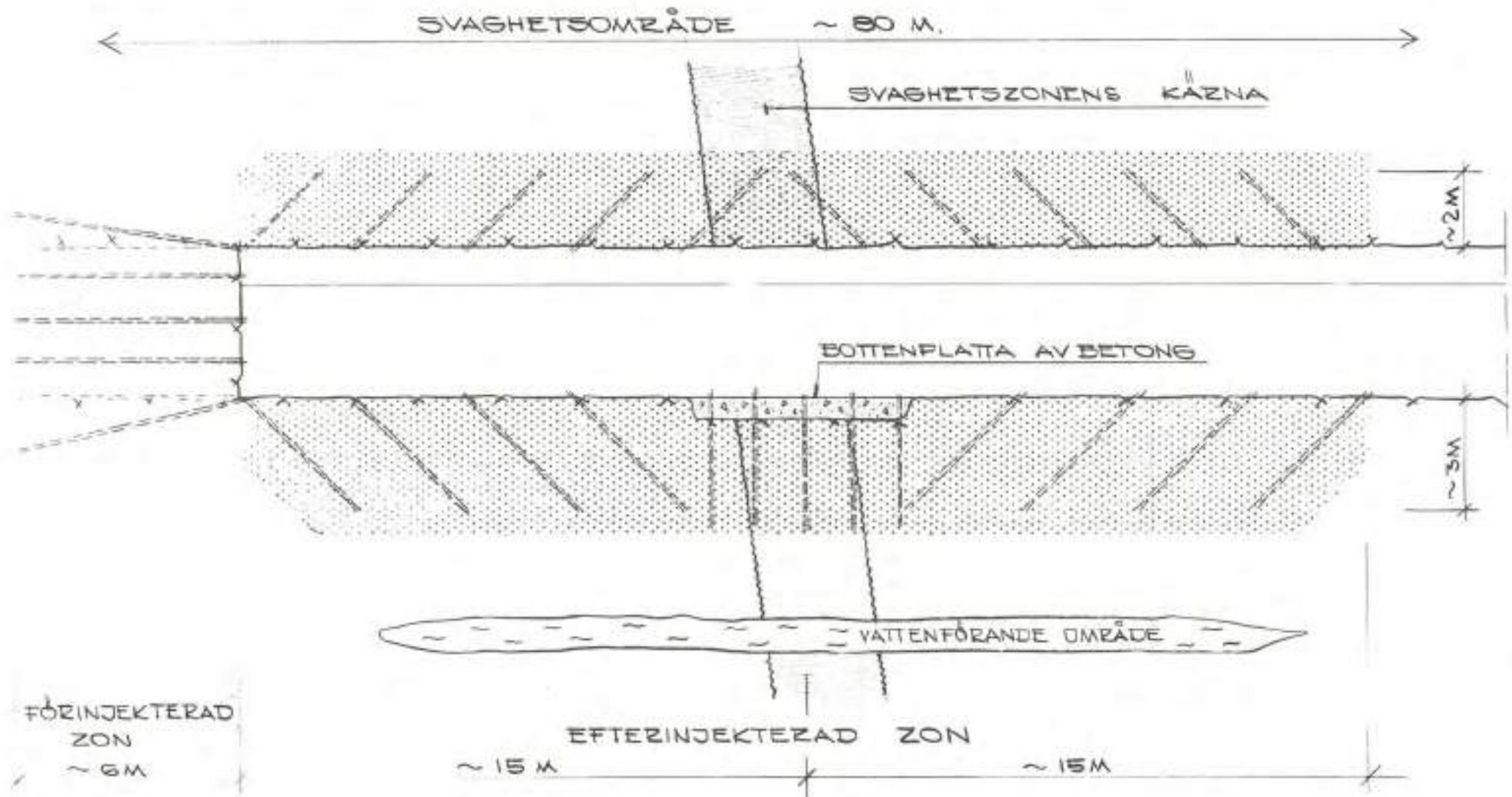


Fig 12



FIG. NR. 13.

Sprutning av snabbindande betong med  
insättning av dräneringsrör.

OM SPRØYTEBETONG SOM DRIFTSFORSTERKNING OG  
OM BRUK AV INJEKSJONSARBEIDER SOM HJELP UNDER  
TUNNELDRIFT OG VED SENERE TETNINGSARBEIDER

av

Sivilingeniør Walter Hoffmann  
Entreprenørservice A/S

OM SPRØYTEBETONG SOM DRIFTSFORSTERKNING  
OG OM BRUK AV INJEKSJONSARBEIDER SOM HJELP  
UNDER TUNNELDRIFT OG VED SENERE TETNINGSSARBEIDER

Sprøytebetong har tidligere vært behandlet på fjellsprengningskonferansene ved en rekke anledninger. Jeg tillater meg å vise til to foredrag på konferansen i 1964 av sivilingeniørene Tor Frimann Barbo og Walter Hoffmann, samt annen del av sivilingeniør Ellingsens foredrag på konferansen i 1965.

Innledning

Selv om sprøytebetong som sådan nå burde kunne forutsettes å være alminnelig kjent, vil jeg for fullstendighetens skyld ta med en del av sprøytebetongens karakteristika. Sprøytebetong er et materiale som fullt ut skal tilfredsstille kravene i N.S. 427 A, "Betongarbeider".

På grunn av selve fremstillingsprosessen er det imidlertid nødvendig å holde maksimal kornstorrelse nede på storrelsesorden 12 - 15 mm. Dette også på grunn av maskinenes konstruksjon og på grunn av forholdene med prellertap. Man skal imidlertid være oppmerksom på at ifølge standarden er den maksimale kornstorrelse også avhengig av betongkonstruksjonenes dimensjoner og med de konstruksjonstykkelsene som vanligvis er i bruk med sprøytebetong, vil man finne at den tidligere nevnte maksimale kornstorrelse også er i overensstemmelse med standardens krav. I standarden er det på den annen side ikke satt noen krav nedad når det gjelder maksimal kornstorrelse, derimot er det satt krav til kornfordelingskurven.

Mange ynder å bruke uttrykkene slamping og puss om sprøytebetong, men jeg vil sterkt fremheve at vi har med betong

å gjøre, og at man med denne betong kan proporsjonere og dimensjonere fullstendig som med vanlig betong. På grunn av fremstillingsprosessen vil man med de samme utgangsmaterialer ved riktig bruk av sproytebetong, kunne oppnå bedre kvalitet enn for en tilsvarende betong utstøpt på konvensjonell måte. Fasthetstall, altså trykkfasthet opp i 5 - 600 kg/cm<sup>2</sup> er således ikke uvanlig.

Sproytebetongen blir vanligvis fremstilt som en terrblandet masse i vektforhold cement til tilslag som ca. 1 : 4. Materialet passerer gjennom spesielle betongsproyter og ved hjelp av en kraftig luftstrom blir det transportert gjennom en slange til et munnstykke som plasseres ca. 1 m. fra den konstruksjonsdelen som skal påsproytes. Nødvendig vannmengde tilsettes i munnstykket. Ved vanlig sproytebetongarbeider manovrerer munnstykket manuelt.

#### Sproytebetong på fjell

Sproytebetong er en dyr vare om man ser på den som en pris pr. m<sup>3</sup> påsproyet betong. Om man derimot ser på økonomiske virkninger med sproytebetong, har den i mange tilfeller vist seg å være meget fordelaktig, og da den som nevnt innledningsvis også oppviser meget gode kvalitetstall, utvides dens anvendelsesområde stadig. Sproytebetong har i mange år vært anvendt ved sikringsarbeider i fjell. Man har også en rekke steder anvendt den med godt resultat som driftsforsterkning direkte på stuff, der man ellers ville ha gått til konvensjonell forskalling og utstøping. Ved å bruke sproytebetong på denne måten har man oppnådd store tidsmessige gevinstter.

Forutsetningen for de kommende betrakninger er at man ved tunneldrivingen har så dårlig fjell på stuff eller i umiddelbar nærhet av stuff, at man finner det tvingende nødvendig for den videre drifts skyld å foreta sikringsarbeider utover vanlig salverensk eller spredt bolting. Omfattende salverensk (f.eks. mer enn et halvt skift),

vil jeg regne for et slikt sikringstiltak.

Videre støtter jeg meg til den erfaring, (som også gjennom utenlandske tidsskrifter er kjent fra lengre tid tilbake) at selv tynne sproytebetongskikt påført så raskt som mulig etter at salven er gått, er nok til å gi tunnelen tilfredsstillende stabilitet i lengre tid fremover. Det er denne erfaring som har ledet til den måte å drive tunneler på som fra litteraturen er kjent som "Den nye østerrikske tunneldrivingsmetoden". For ytterligere å kunne effektivisere ønsket om å legge på sproytebetong så fort som mulig etter at salven var gått, ble det i Sverige konstruert en såkalt sproyterobot. Den er i prinsippet ikke annet enn en hydraulisk arm som holder sproytemunnstykket slik at det kan dirigeres fra en sikker plass 5 - 6 m vekk fra sproytestedet. Selve arbeidsgangen ved hele tunneldrivingen ved bruk av denne robotmetoden, er skjematisk vist i følgende figurserie nr. 1.

Det essensielle er altså her at man kan påføre et sproytebetongskikt meget kort tid etter at salven er gått og at de som utfører dette arbeidet, kan stå beskyttet under tidligere sikrede partier.

Når man anvender sproytebetong som sikring på stuff kortest mulig tid etter at salven er gått, må man kunne snakke om at "ingeniør-geologisk konstruksjonselement i "forreste" linje". Og her er vi kommet til et vesentlig punkt ved bruk av sproytebetong på denne måte, idet antakelig det vanligste argument mot metoden er atingenieren på en fortreffelig måte skjuler geologien for geologen har fått anledning til å studere denne. Det er innlysende at dette er et argument som fortjener all mulig oppmerksomhet og som bør studeres nærmere.

Problemet i et notteskall er dette: Hvordan skal man avgjøre hva slags form for permanente sikringskonstruksjoner en bør ha når fjellflaten er dekket med sproytebetong ?

Dersom den sproytebetong som blir påført ved driftsforsterkningen med sikkerhet kunne sies å være god nok som permanent forsterkning ville problemet ikke foreligge.

Jeg skal her kort skissere to synspunkter:

- a. Man overvurderer den allerede påførte sproytebetong og underdimensjonerer de endelige konstruksjonene eller plasserer disse på feil sted, med den følge at man får ubehageligheter i fremtiden.
- b. Man undervurderer den påførte sproytebetong og sier at man har undratt seg muligheten for å finne sikre vurderingsholdepunkter og fører inn permanente konstruksjoner på hele den insproytede strekning som kan holde for alle eventualiteter. På denne måte vil man fordyre anleggssummen ganske vesentlig. (Dette med kostnadene skal jeg forovrig komme tilbake til på et noe senere tidspunkt).

For å kunne utelukke muligheten nevnt under a) og for å ta brodden av ulempene under b) ovenfor, mener jeg at det på grunnlag av en fornuftig kartlegging av fjellflaten og ved anvendelse av en noe forsiktig samlet vurdering, må kunne gå an å komme frem til et akseptabelt resultat hva sikringskonstruksjonene angår.

Den mannen eller de menn som skal foreta denne kartleggingen og de etterfølgende vurderinger, vil selvfølgelig ha en meget ansvarsfull oppgave, men jeg vil ikke tro at oppgaven er umulig. Man må stille krav til utdannelse og også tunnelerfaring til en slik mann. Allerhelst burde det selvfølgelig gjøres av en ingeniørgeolog som var fast knyttet til tunnelanlegget.

Jeg skal på figur nr. 2 vise en form for et rapportskjema som er i bruk ved sproyting på stuff. Dette inneholder rubrikker for fuktighetsforhold, bergartsforhold, forskjellige forhold om sprekkers strok og fall, materiale i de

forskjellige sprekkesystemer, systemenes størrelse og deres sprekkefrekvens. Der er videre rubrikker for hvilket inntrykk fjellet gjør på rapportskriveren, separat for tak, vegger og stuff og endelig er rapportskjemaet forsynt med en perspektivskisse hvor man tegner inn de data som man mener er vesentlige for tunneltverrsnittets stabilitet. Hvert skjema og hver skisse dekker en salvelengde og på skjemaet er det til slutt også en anmerkning om hvilke sikringsarbeider som er utført i forbindelse med selve driftsforsterkningen. De neste figurer (3) viser perspektivskisser over en del påhinnanen følgende salver ved et bestemt prosjekt. Ut fra disse skissene er det tegnet opp et grunnriss av taket og oppriss av veggene (4). Om nødvendig får man skrive en fyldigere rapport i tillegg til rapportskjemaene.

På grunn av at roysa ennå ligger mens sproytearbeidet med driftsforsterkningen pågår, vil spreying i forbindelse med driftsforsterkning vanligvis ikke finne sted lavere ned enn omtrent til vederlaget. Jeg vil tro at endreven kar som daglig ser tunnelen og som følger opp hver eneste salve på stuff i rapports form og som ennå har anledning til å studere fjellet i tunnelveggene, må kunne være istand til å gi meget gode utsagn om hvordan de permanente sikringskonstruksjoner bør være.

Det er klart at den skisserte registrering og vurdering krever trening og etter trening, og det er mulig at det også kan være hensiktsmessige å ta fargefotografering i bruk.

Jeg ønsker imidlertid ikke her og nå å ta standpunkt til om man pr. i dag har kvalifiserte folk til å utføre en oppgave som den skisserte. Jeg vil gjerne også ha sagt at de viste skisser og rapportskjemaer ikke er ment å skulle være fyldestgjørende. Det må bare oppfattes som et første forsok på å komme nærmere en optimal løsning av sikringsarbeidene og hele tunneldriftens problemkompleks.

Så lenge man bare har driftsforsterkningen, vil man i tillegg til de rapporter som ble fort under stuffdriften kunne få viktige informasjonsdata ved registrering av eventuelle sprekkdannelser o.l. i sproytebetongen. Ved de arbeider vi har vært borte i har det av og til vist seg at sprekkdannelser i sproytebetong har oppstått forholdsvis kort tid etter at sproytebetongen ble lagt på, la oss si innen en uke. Reparasjon av skadestedet med et tykkere sproytebetonglag har stanset synlig tegn på videre ødeleggelser. Vi har også fått erfaring for at vanner inn i tunnelprofilen ved forekomst av svelleleire er meget ugunstig. Det må altså legges vekt på at tunnelen hele tiden har en konveks form slik at man kan trekke fordel av lokal hvelvdannelse i sproytebetongskillet, og det burde således være en selvfølge når man arbeider i dårlig fjell at det såvel på det bore - som sprengningstekniske plan treffes alle mulige tiltak allerede før sprengningen for å få så rimelige sikringsarbeider som mulig.

Jeg har inntrykk av at problemene her i landet når det gjelder driftsforsterkning og kartleggingsprosedyre med etterfølgende vurdering av permanente sikringskonstruksjoner, i vesentlig grad er knyttet til de spesielle problemer som forekomsten av svelleleire trekker med seg. Vi har ikke selv erfaringer som rekker tilstrekkelig lang tid tilbake. Men vi vet at deler av Skarvbergtunnelen i Finnmark har stått med sproytebetong som eneste sikring i 2 år, at vanskelige partier i jernbanetunnelen i Lieråsen vest har stått i 3/4 år og at motorvegtunnelen i Fossekollen i Lier ble sproytet og permanent utstøpt ca. 1/2 år senere. Sproytebetong som driftsforsterkning er i dag i bruk ved Rendalen Kraftverk.

Jeg er klar over at de tidsintervaller som her er referert, er meget korte i relasjon til spørsmålet om permanente sikringskonstruksjoner. På den annen side har sproytebetongen i de nevnte tilfeller vært brukt som driftsforsterkning og jeg vil trekke dette frem fordi det klart viser at

sikringen i alle fall holder så lenge at selve stuffdriften kan gå relativt uhindret, og at man skulle kunne utføre de permanente sikringskonstruksjoner i en avstand av f.eks. 2 - 500 m bak stuffen. Jeg vil gjerne foye til at i de nevnte tilfelle har man hatt fjell med svelleleire.

For fullstendighetens skyld vil jeg også ta med eksempler på hvilke muligheter spraytebetong gir med sikring av tunneler. De eksempler som trekkes frem viser imidlertid bare hva det er mulig å gjøre som en ren teknisk konstruksjon uten i denne omgang å tenke på økonomi. (Fig. 5). Figurene viser at man har et stort variasjonsområde fra 3 - 5 cm tynne spraytebetongsskikt og opp i 40 cm tykke konstruksjoner eller mer, armert, uarmort, dobbelt armert og oppsprøytede buer med varierende bredde.

I forbindelse med problemet svelleleire bør det vel også foyes til at de relativt tynne spraytebetongkonstruksjoner som til vanlig er i bruk, er meget fleksible konstruksjoner som skulle kunne tillate en viss deformasjon og følgelig delvis avlaste svelletrykk som måtte bygge seg opp.

#### Driftsforsterkningens innflydelse på tunneløkonomien

Jeg skal i det følgende forsøke å komme inn på visse sider ved tunneldriftens totalskonomi. Da jeg ikke selv har tilstrekkelig kontakt med tunneldrift til daglig, håper jeg at de tall som blir referert i det følgende ikke representerer et mer feilaktig utgangspunkt enn at tendensen i resultatet blir tydelig og i alle fall ikke uakseptabel på grunn av gale forutsetninger. På bilag nr. 6 er vist hvordan jeg tenker meg tunnelkostnadene sterkt forenklet og delt i faste kostnader og bevegelige kostnader. De faste kostnadene er her ment som de kostnader som påløper for å ha folk og utstyr på stedet for å kunne drive tunnelen. Med bevegelige kostnader er det ment de kostnader som i tillegg til de faste kostnader oppstår som følge av tunneldriften, d.v.s. kostnader som ikke påløper når arbeidet av en eller annen grunn står.

Den videre sammenligning bygger på følgende forutsetninger:

At fjellet i tunnelen er såvidt dårlig at sikringsarbeider må utføres på stuff eller umiddelbart bak stuffen.

At alternativene her er full utstopping på stuff eller sproytebetong på stuff. Jeg koncentrerer meg i det følgende om utviklingen av de faste kostnader.

Med en antatt tunnellengde på 3 km. og med mesteparten av strekningen i så dårlig fjell som vi forutsetter tidligere, vil man av bilaget se at det er vesentlig tidsbesparelser å oppnå. Samtidig representerer produksjonsrap i den forlengede byggetid som utstopping forårsaker meget betydelige beløp og rentetap på anleggsinvestering.

I relasjon til de betenkelskheter av ingenior-geologisk art som tidligere anført når det gjaldt sproytebetong på stuff, skulle man av de tall som er fremlagt tydelig kunne se at man under disse forhold har god. råd til å vurdere de permanente sikringsarbeider ganske romslig.

Det skal dog foyes til at tallene selv følgelig vil se annerledes ut når man har anledning til å drive på flere stuffer samtidig og tallene vil ikke være så gunstige for sproytebetong ved mindre tverrsnitt, idet dognkostnadene ved sproytebetong på stuff stort sett er tidsavhengig og ikke varierer så mye med tverrsnittet. Betrakninger om tidsinnsparelser og derav følgende produksjons- og/eller rentetap vil imidlertid komme inn som separat vurdering også for mindre tverrsnitt.

For et større fjellanlegg som allerede er i gang vil tilrigging for sproytebetongutstyr vanligvis representere en meget beskjeden tilleggskostnad til den generelle tilrigging på anlegget.

Injeksjon

Av det foregående fremgår det at det ikke lenger er helt uvanlig å anvende spraytebetong direkte ved stuff. Men det må vel sies at en tilsvarende anvendelse av injeksjon foreløpig må ansees som en sjeldenhets hos oss. En injeksjon kan vanligvis ha to formål, idet den dels brukes i stabiliseringen hensikt, dels for å oppnå en større grad av vannettethet. Ved injeksjon i fjell er det som oftest det siste som er hensikten. Formålet kan da enten være å sikre seg et så tort anlegg som mulig eller å hindre en drenering av de områder som tunnelen går gjennom.

Ved tunnelbanen i Oslo var det for strekningen under Domkirken foreskrevet en forinjeksjon i kranshull på stuff foran hver salve for å unngå drenasje av bebyggede leirområder omkring. Tunnelen ligger her i alunskifer som i seg selv er en meget tett bergart og den foreskrevne injeksjon ble etter få salver forlatt, da det ikke var mulig å få presset inn injeksjonsmasse som i dette tilfelle var en blanding av sulfatresistent cement og vann. I stedet konsentrerte man seg om noen få vannårer som en stund etter drivingen kom til syne.

Ganske annerledes var forholdene ved en tunnel i Limhamn i Malmö, der man etter forundersokelsene hadde ventet en relativt torr tunnel. Man hadde på forhånd drevet en provestoll, men denne var ikke kommet inn under grunnvannspeilet og man hadde vel heller ikke vurdert bergartens permabilitet med tilstrekkelig stor nøyaktighet. Bergarten var en sterk lagdelt flintholdig kalk, der grenseskiktene i lagdelingen hadde en leiraktig konsistens. Ved den egentlige tunneldrift fikk man etter forholdsvis kort tid så store vanskeligheter med innstrommende vann i tunnelen at driften på det nærmeste ble umuliggjort og etter noen tid begynte man også i områdene over tunnelen å merke uheldige følger av grunnvannssenkning.

Man valgte etterhvert en arbeidsgang som er anskueliggjort i skjemaform på skisse nr. 7 og som viser en kom-

binasjon av tunneldrift, forinjeksjon og driftsforsterkning med sproytebetong. Injeksjonen ble bare foretatt der forutgående sonderingsboring hadde vist at det var nødvendig og det lyktes å slå salver på 2,5 m ved et tverrsnitt på  $18\text{ m}^2$ . i løpet av 4 skift, inkludert boring, sprengning, utlasting, sikring med sproytebetong og forinjeksjon for neste salve. De vannmengder som opprinnelig kom inn i tunnelen, var meget betydelige, enkelte steder opptil  $10\text{ m}^3$  pr. min. Det utførte injeksjonsarbeide brakte disse vannmengder ned i et slikt omfang at bruken av sproytebetong ble muliggjort.

Forutsetningen for å bruke injeksjonsteknikk på denne måten, er forsåvidt at det foreligger ekstraordinære forhold med mye vann og så store sprekker i fjellet at bergarten med noen rimelighet lar seg injisere tilstrekkelig hurtig og etter et bestemt system slik at borrhulene kan bli satt an uten for mye forutgående spekulasjoner.

Selv om man mener at det er store tekniske fordeler forbundet med forinjeksjon bl.a. ved at man ved injeksjonsarbeidene da kan anvende atskillig høyere trykk, er det forholdsvis sjeldent at en slik injeksjon blir anvendt, vesentlig fordi den fører andre driftsmessige ulemper med seg. Jeg vil da bare peke på at man ved å sprengnisjer på siden og over tunnelen, kan bore og injisere lengre strekninger fremover av gangen istedenfor å injisere for hver enkelt salve.

Ved langt de fleste anlegg blir injeksjon foretatt etter at bergrommet er utsprengt og jeg skal her fremlegge erfaringer fra et bestemt anlegg der kravene til vanntettet var usedvanlig strenge. Det dreier seg om et ammoniakk-lager for Norsk Hydro på Herøya der Christiani & Nielsen var hovedentrepreneur. Det skal lagres flytende ammoniakk under trykk i haller som ligger ca. 110 m. under terreng, og terrenget ligger på ca. kote + 4 og sjakten ned til anlegget ligger svært nær Frierfjorden. Anlegget nede består

av en del haller, hver 10 - 12 m høye og ca. 10 m brede. De ble drevet med vanlig tunneldrift for tak-partiets vedkommende og med etterfølgende bunnstross ved pallsprengning.

Bergarten er en kalkskifer med en nesten horisontal ikke vannførende lagdeling, og med steiltstående slepper med strek som vist i fig. 8. Den alt overveiende del av vanninnsiget forekom i forbindelse med slepper som krysser hallene noe så nær vinkelrett. Enkelte diabasganger forekommer, men disse har ikke medført vanskeligheter hverken for tunneldriften eller i form av lekkasjer. Videre forekommer det enkelte mer eller mindre markante slepper med kalkspat. Vanndryppene kom ofte til synne på steder der det ikke var mulig å oppdage noen nær sammenheng mellom dryppested og sprekkdannelse.

Det skal her bemerkes at anlegget som fjellanlegg betraktet virket usedvanlig tort, men på grunn av ammoniakkens sterke affinitet til vann var det satt som ønske at det totale tilsig til anlegget ikke skulle overstige 3 liter i minuttet. Vannet inneholder forurensninger i form av salter, sannsynligvis fra sjøvannet. Saltene er uheldig for ammoniakkens senere anvendelse i produksjonsprosessen.

Injeksjonen var opprinnelig forutsatt utført med rapidcement eller lignin-bikromat. På grunn av ammoniakkens høye polaritet måtte en rekke ønskede injeksjonsmidler, deriblant lignin-bikromat sjaltes ut. For injeksjonsarbeidene ble det boret med borserie 12. Det viste seg å være meget vanskelig å få tak på de vannførende slepper som var meget smale, og man satte an borhullene både langsetter antatte vannførende slepper og på tvert av slike. De utførte vanntapsmålinger viste ofte svært lave verdier og det ble snart klart at injeksjon bare med cementsuspensioner ikke ville føre frem. Man ble nødt til å se seg om etter andre injeksjonsmidler og for å løse de kjemiske problemer ble kjemikere koblet inn i

spørsmålet. Prover av forskjellige plaststoffer ble testet og man fant frem til en bestemt to-komponent epoxy som er resistent overfor flytende ammoniakk. De to komponentene er i væskeform og blandes sammen umiddelbart før bruken. Plasten er dyr, og for å redusere forbruket, ble borhullene før injeksjonen fylt opp med ladekjegger. Selve innpressingen av plasten foretas med vanlige store fettpresser. Det viste seg at plasten, til tross for at viskositeten er ca. 35 ganger vannets, hadde en uhyre stor innntrengningsevne. Ofte var det mulig å pumpe inn plast i hull der det ikke hadde vært mulig å presse inn målbare kvanta med vann. Generelt sett er plastens herdetid sterkt avhengig av temperaturen, og ved de temperaturer som hersket i dette fjell-anlegget var herdetiden for denne spesielle plastkomposisjon noe for lang. Dette medførte at lekkasjenvann enkelte ganger trengte frem gjennom plastfylte slepper før plasten hadde herdnet.

Det naturlige vanntrykk i sprekksystemet ble ved en del tilfeller målt til ca. 7 kg. pr. cm<sup>2</sup>. Det viste seg også under arbeidet at vannet etterhvert som tetningsarbeidene pågikk, spredte seg til ikke injiserte partier, men at de totale lekkasjene på denne måten avtok. Dette er forsiktig noe man har generelle erfaringer fra ved injeksjonsarbeider. På denne måten ble det et tålmodighetsarbeide og en provelse for stedlig mannskap og ledelse, stadig å måtte bore nye hull for å forsøke og fange opp ubetydelige vannmengder.

Generelt ble det gjort den erfaring at det ved dette anlegg bare i få tilfelle var mulig å foreta en effektiv utsprøyting av sleppematerialet med luft og vann, og at i de tilfellene der man fikk inn cement var denne i tetningsøyemed mer effektiv enn plasten, antagelig vesentlig på grunn av plastens for sene herdningstid under de eksisterende temperaturforhold.

Det ble boret en rekke hull til 6,4 m dyp, men det lyktes ikke å finne hva man kunne kalle visse hovedtilforselsårer av vann som man hadde mistanke om måtte befinner seg utenfor anleggets vestlige begrensning, d.v.s. på sjosiden av anlegget.

For å gi visse tekniske data kan det nevnes at svært mange av vanntapsmålingene som ble foretatt i forbindelse med injeksjonen, ga tallverdier som ligger i storrelsesorden  $0,01 - 0,1$  Luegon, mens man for tetningsarbeider i forbindelse med damfundamenter regner at fjellet er tett nok ved tallverdier av storrelsesorden  $1 - 3$  Luegon. Det ble ikke foretatt noen injeksjonsarbeider i anleggets såle, idet man ikke tok sikte på å forstå noen bunnrensk, hvilket i dette tilfelle ville vært nødvendig for å få satt an hull i riktig posisjon i forhold til sprekkesystemet. En systematisk injeksjon etter et visst borhullsmønster ville på grunn av det meget tette fjell som beskrevet, neppe ha gitt resultater.

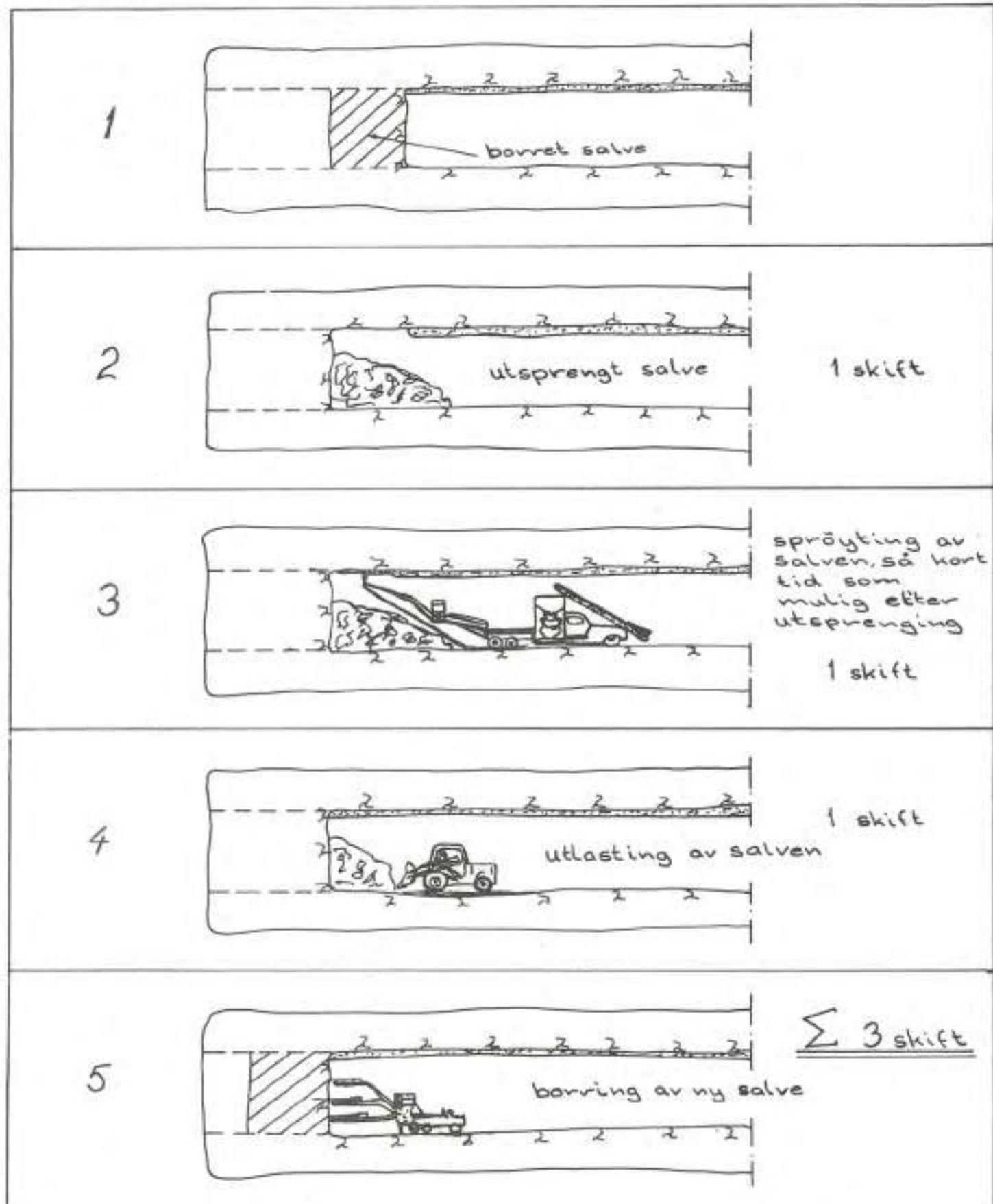
Anlegget rommer ca.  $50.000 \text{ m}^3$ , og fjellflatene utgjør ca.  $25.000 \text{ m}^2$  hvorav ca.  $10.000 \text{ m}^2$  ligger i sålene.

De totale vannmengder inn til anlegget pr. i dag ligger i storrelsesorden  $4 - 1$  pr. min., men det er ikke foretatt noen sikker vurdering av hvor mye av dette som kommer fra tak og vegger og hvor mye som kommer fra sålen. Ammoniakken vil bli lagret under ca.  $6,5 \text{ kg. trykk}$  og man kan antagelig forvente at dette mottrykket vil redusere innslaget en del.

Når arbeidene nå er avsluttet og med den erfaring man har høstet, kan det være grunn til å spørre om man, når et lignende arbeide skulle dukke opp igjen, ville utføre arbeidet på samme måte. På grunn av anleggets dype beliggenhet kan man vel uten videre slå fast at en forinjeksjon ved boring fra dagen neppe ville vært praktisk gjennomførbar på grunn av et altfor omfattende borearbeide.

Dessuten viste det seg at brorparten av dryppene var koncentrert om vertikale eller meget nær vertikale sprekker som delvis fulgte hallenes lengderetning. Det er mulig at en faggeolog kunne ha hjulpet til med å lokalisere slike vertikale tilforselsårer utenfor anleggets begrensning linjer, slik at man på denne måte hadde vært i stand til å bore systematisk etter oppgitte lengder for å forsøke en avskjæring av tilforslene av vann.

Arbetsforløp med sikring etter robotmetoden.  
ca 70 m<sup>2</sup> tunnel





over fjellets beskaffenhet i tunnel Doppeltsporeanlegget Lier

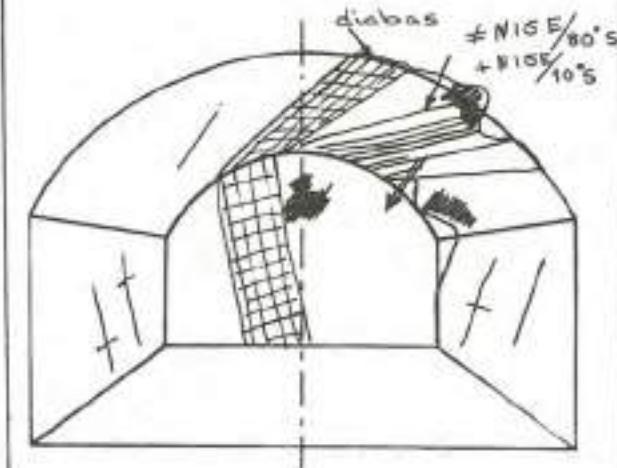
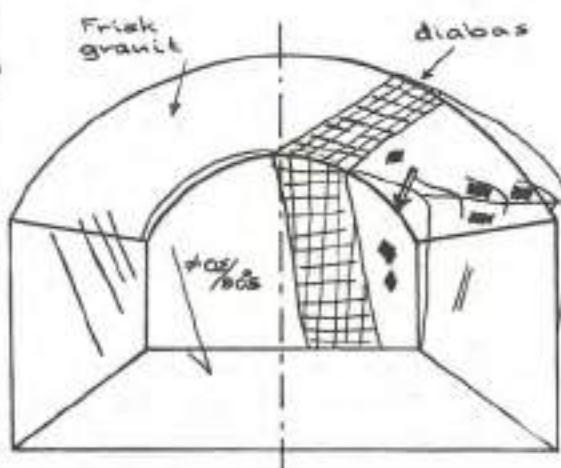
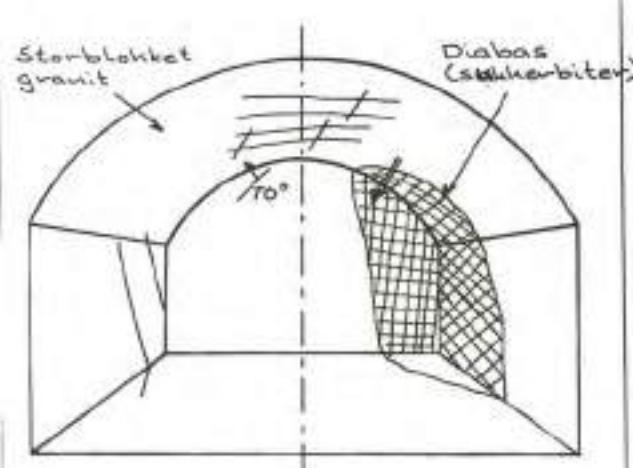
Arbeidsplass Lier

Sak nr. 388 BS Dato 1-2-67

Fra pel ..... Til pel ..... kl .....

Salva nr. 561 Raportskriven M. Kramers

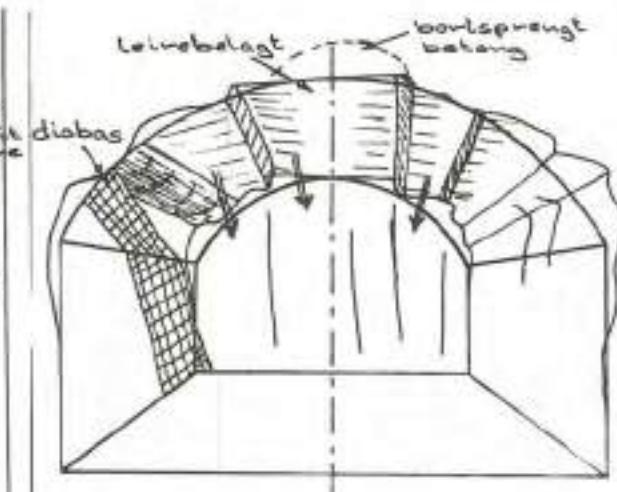
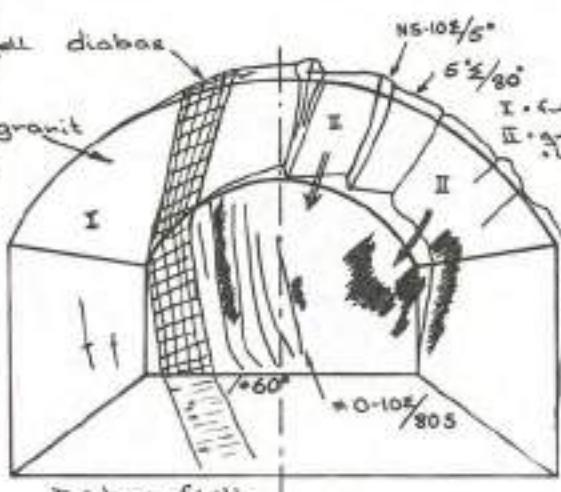
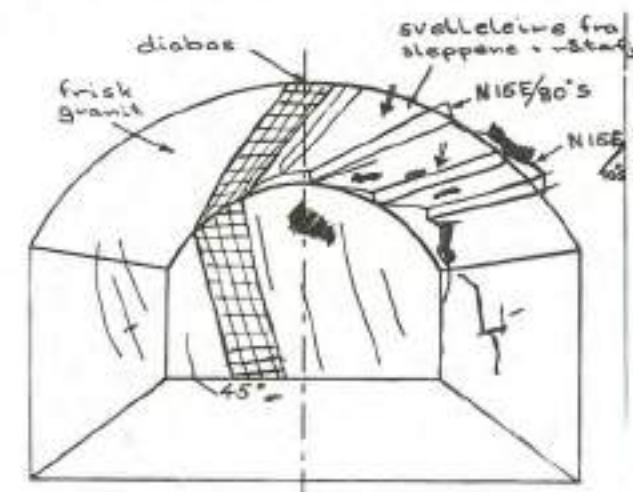
1. Vann	Tett <input checked="" type="checkbox"/>	Fuktig <input checked="" type="checkbox"/>	Vått	Meget vått					
2. Bergart	Granit + Diabas								
3. Avstand mellom sleppene	4 stk/m		12 stk/m						
4. Sleppens størrelse	Tett <input checked="" type="checkbox"/>	Annl. <input checked="" type="checkbox"/>	5 mm X						
5. Sleppe-materials	Åpen <input checked="" type="checkbox"/>	Svært leire <input checked="" type="checkbox"/>	Annet:						
6. Sleppenes retning	Langs tunnelaksen			Hovedsleppe <input checked="" type="checkbox"/>	Mindre <input type="checkbox"/>				
	På ivers av tunnleksen								
	Diagonalt <input checked="" type="checkbox"/> 80°			XX					
	Annl. <input checked="" type="checkbox"/> 5°			X					
7. Fjellets beskaffenhet	Nedfall	middeles stor blokket <input checked="" type="checkbox"/>	Sma blokket	Røte fjell	Annet				
	Fra taket	X (flate slepper)							
	Fra veggan	X (venstre veggen)							
	Fra stoffen								
	Ser fjellet bra ut?bra, bortsett fra taket								
8. Skisse av alle viktige slepper og slag tegnes inn her. Slett mot stuffen.									
↓ fare for nedfall eller svelling Annl. Salven 04 <sup>40</sup> Utlasting 8-12 vogner før innkjøring Sprutting 0645-1300 Lasting Samtidig med sprutting									
9. Sikringsarbeide som er utført	Robotsprytting <b>9,5 m<sup>2</sup></b>	Bolting	Beggedeler	Annet	Ingen				



Robot sprayting  $8 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges

#. Spray av GGM+Vitro  
Robot sprayting  $10 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges

Robot sprayting  $10 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges



Robot sprayting  $8 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges

Robot sprayting  $10 + 4 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges

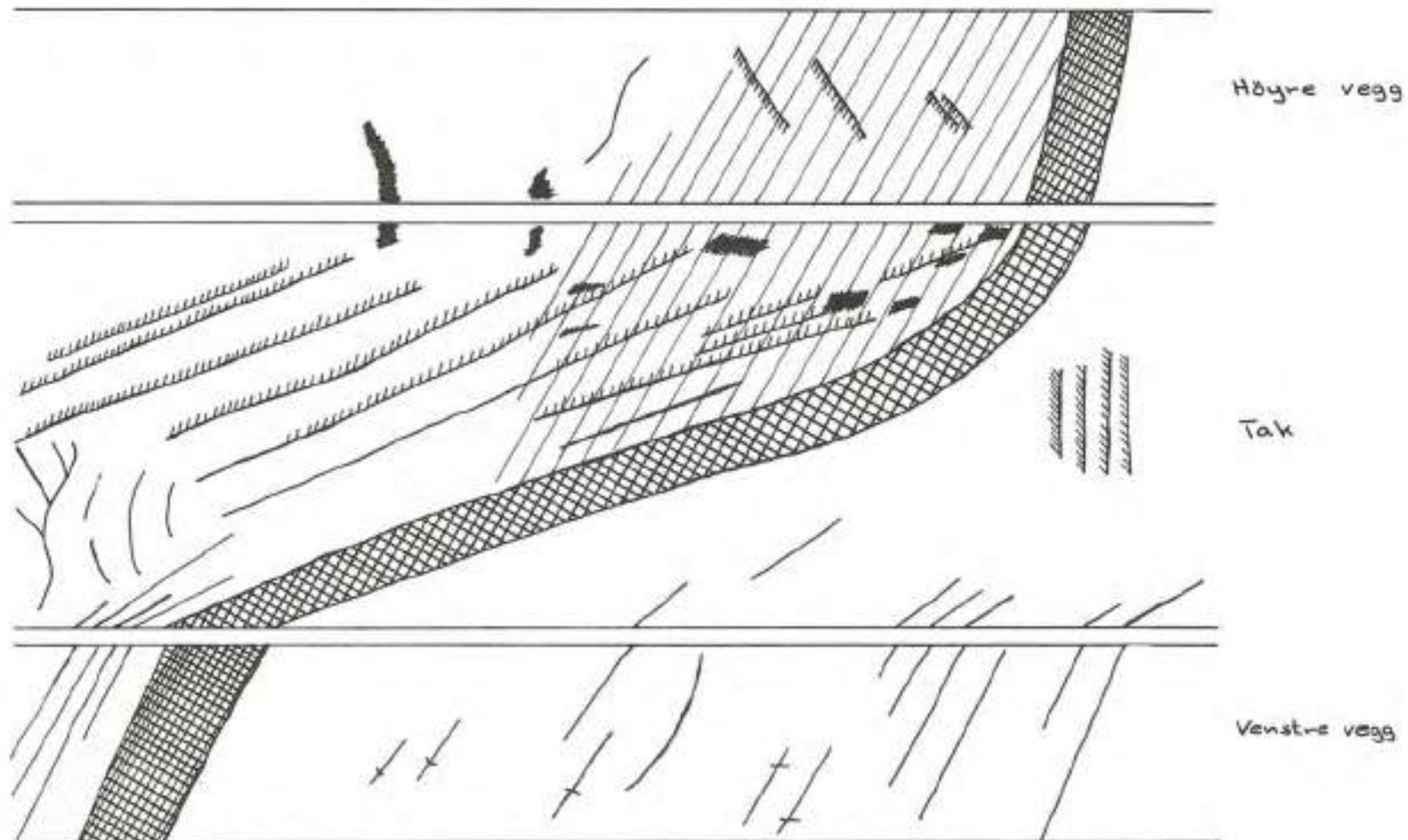
Robot sprayting  $12 \text{ m}^3$  Boling Begredder Annal Inges

Fig. 3.

Dobbeltsporeanlegget Lier  
fjellrapportene i rekkefølge  
555 - 560 Rapportleir: M. Kramers

Entreprenørservice %

XXV



/// Røttafjell

# Diabas

■ Vann

\\\\ Svelleleire

Sak 388 BS

Dobbeltsporaneanlegget Lier  
Salve 555 - 561. Bergart; granit.  
Veggene tenkes hengslet i  
vedenlaget og burettet ut

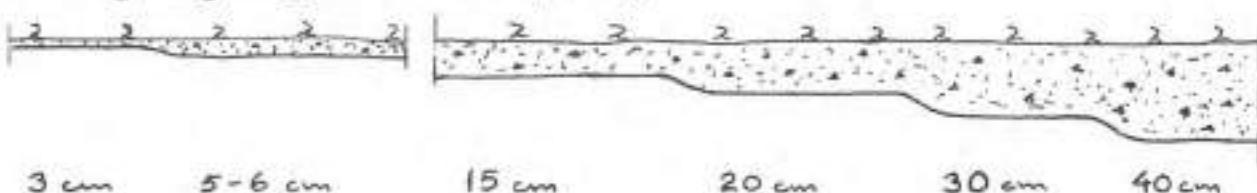
Fig. 4.

# Entreprenørservice %

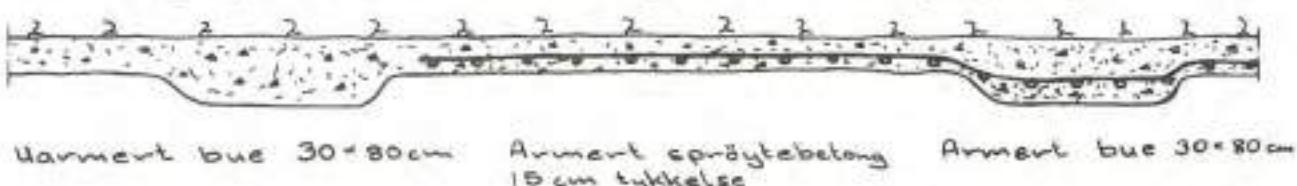
## Sprøytebetong som sikring av fjell

XV

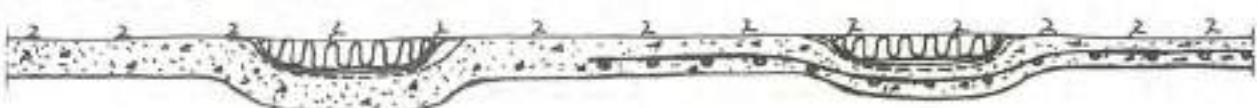
Forskjellige tykkeler av påslaget.



Armering og buer som forsterking av det vanlige påslaget.



Drenering av vannforekomster.



Dreneringen består av innenfra og ut:

mineralull  
plastfolie  
finmasket netting  
sprøytebetong

mineralull  
plastfolie  
finmasket netting  
armering  
sprøytebetong

Fig. 5

## Tunnelkostnader sterkt forenklet

XV

70 m<sup>2</sup> tverrsnitt med 1 sluff.

Antatt pris pr. lm i vanlig godt fjell kr 2400,-

Kostnadene kan tenkes oppdeles som følger:

	Totale kostnader	Faste kostnader	Bevegelige kostnader
Pr. lm	kr 2400,-	kr 1500,-	kr 900,-
Ukekostnad ved 45 lm som kalkulert ytelse	" 108000,-	" 67500,-	" 40500,-

Forutsetningene endres derved at sikring på stuff blir nødvendig enten som utstøping eller med sprøytebetong.

Vi ser på endring i faste kostnader pr. lm.

Antar til å begynne med ved utstøping at intet nytt mannskap er nødvendig (Gunstig antagelse for denne metoden). Ukeproduksjon 11 lm.

Antar ved sprøytebetong en tilleggskostnad inklusive materialer på kr 21500,- Ukeproduksjon 30 lm.

Faste kostnader:

Støp på stuff (eksklusive materialer) pr lm kr 67500,-:11 = kr 6150,-

Sprøytebetong på stuff (inklusive materialer) pr lm kr 51000,-:30 = kr 1700,-

A kontinuerlig støp på stuff

B kontinuerlig robotsprøyting på stuff + 33 % utstøping etterpå

	<u>Faste kostnader</u>	<u>Bevegelige kostnader</u>	<u>Sum pr. lm</u>	<u>Tid</u>
A	kr 6150,-	Driftsutg. støp kr 900,- + kr 2500,-	kr 9550,-	2 år
B	kr 1700,-	Driftsutg. Matr for spr. Utstøping kr 900,- + kr 375,- + kr 2025,- kr 5000,-	Differanse kr 4550,-	2/3 år

Til pkt A kommer desuten rentekostnader og evt produksjonstap.

Fig. 6

Arbeidsfølket ved forinjeksjon og utsprenging av tunnel.  
Limhamn.

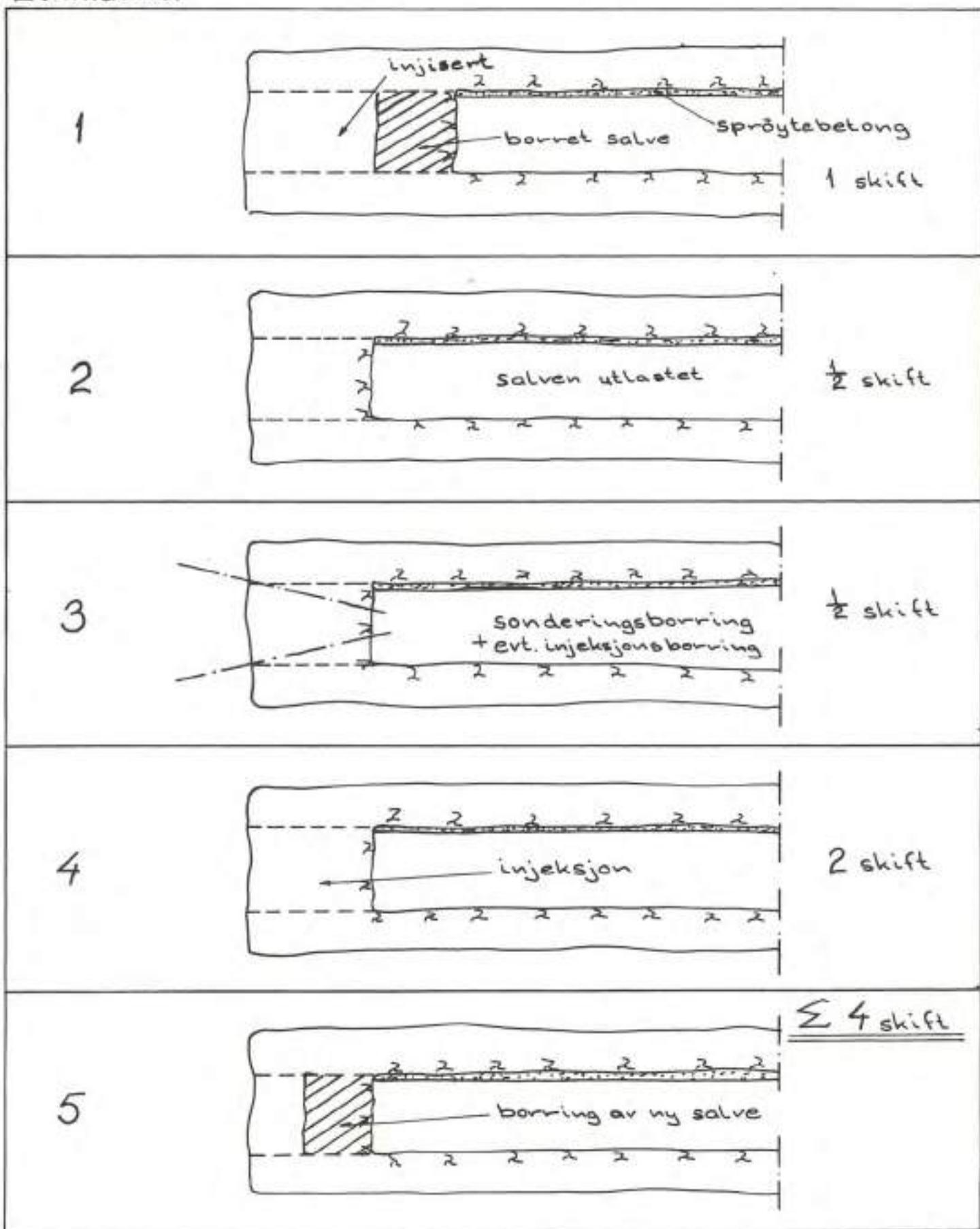
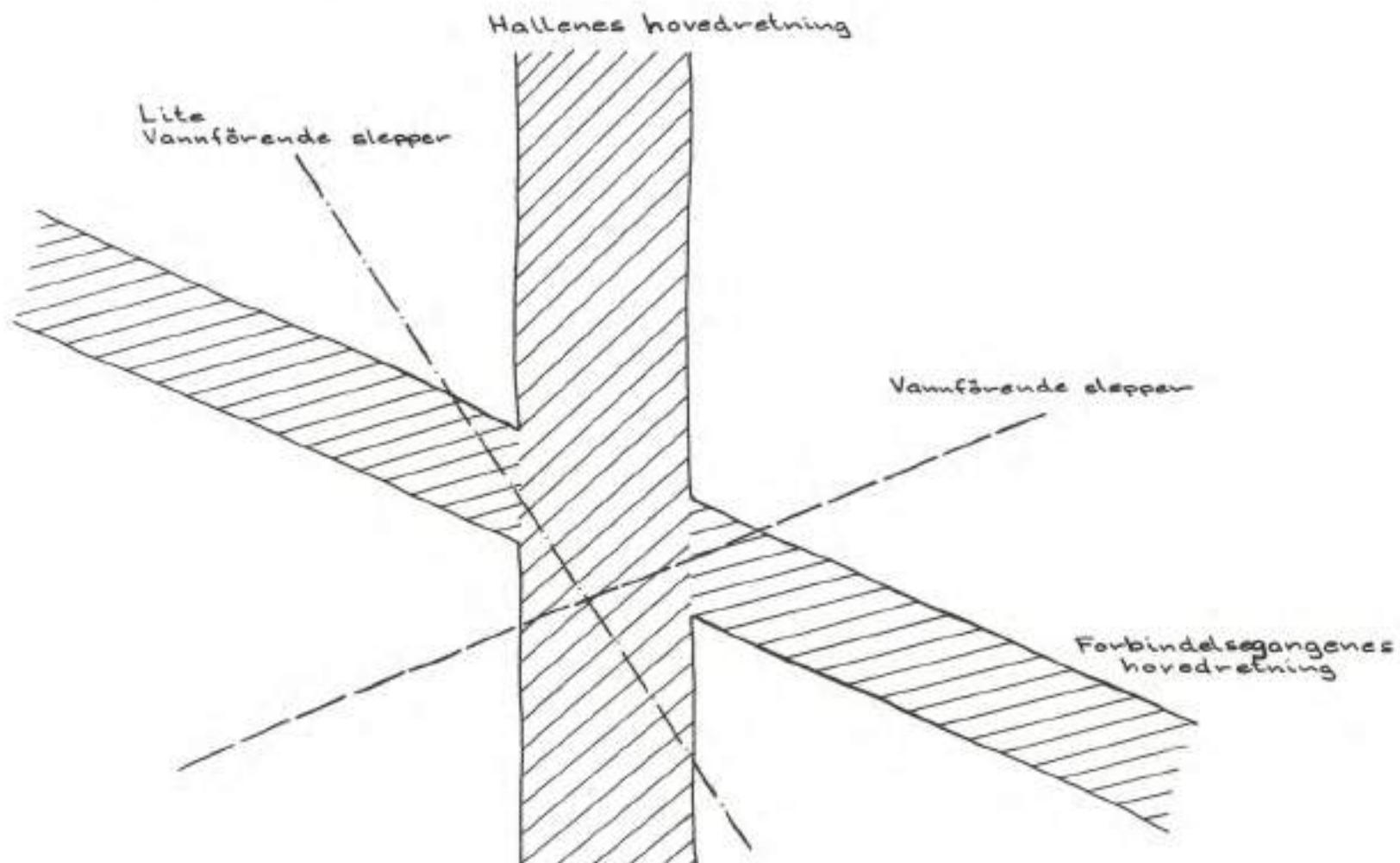


Fig. 2

Entreprenörservice %



Amoniakkager Herøya  
Sleppenes strøk

---

FRYSESTABILISERING I FORBINDELSE MED  
TUNNELRAS

av

Sivilingeniør Torgeir Gunleiksrød  
Entreprenørservice A/S

FRYSESTABILISERING I FORBINDELSE MED TUNNELRAS

Fredag 13. oktober 1966 skjedde et sterre tunnelras ved Tverrfjellet gruve på Hjerkinn. Rasstedet ble forsørt ved hjelp av midlertidig frysestabilisering av jorden og fjellet i og omkring rasstedet. Og siden frysestabilisering så vidt vites, ikke tidligere har vært prøvd i denne forbindelse her i landet, skal jeg fortelle litt nærmere om forholdene omkring raset og om selve fryseprosjektet.

Raset skjedde i en  $30\text{ m}^2$  tunnel for jernbanens sidespor inn til gruven. En var klar over farens for dårlig fjell i tunneltraséen og gikk først igjennom med en  $5\text{ m}^2$  forsøksstoll uten alvorlige vansker. Igjennom en ca. 80 m knusningssone var imidlertid fjellet svært oppsprukket og inneholdt en del svelleleire, og forsøksstollen ble her sikret med bolter og nett. Fjellet i traséen besto hovedsakelig av grønstein, hardhet 5.

Knapt halvveis inne i knusningssonen med tunnelen i fullt tverrsnitt skjedde raset (se fig. 1). Fjelloverdekningen over tunnelen var her ca. 15 m med 20 m steinrik morenesilt over fjellet. Raset skjedde nærmest som en gjennomlokking av fjellet over tunnelen, slik at raset i fjell ble tilnærmet sjaktformet. Det ble bare materiell skade ved raset, idet raset skjedde i en spisepause. Stuffkarene mette rasmassene, en blanding av blokker, bløt silt og vann nesten 100 m foran stuffen. Det ble forsøkt å laste ut rasmassene, men det resulterte bare i at nye masser kom sigende.

Det ble også forsøkt å gå gjennom rasstedet med regulær skjolddrift samtidig som det ble pumpet betong fra terreng ned i rassonen i håp om å danne en propp og forhindre videre

nedrasing av lesmasser. Etter utlasting av ca. 5000 m<sup>3</sup> masse fra rasstedet, ble denne metoden oppgitt. Jordkrateret spiste seg gradvis oppover mot terrengoverflaten og så etter en tid ut som bilde 2 viser.

Forskjellige metoder for forsuring av rassonen ble vurdert:

En jordinjeksjon var ikke mulig på grunn av for stort leirinnhold i rasmassene. En valgte å forsøke frysestabilisering av rasmassene etter følgende prinsipp (se fig. 1).

I godt fjell utenfor knusningssonen ble det sprengt ut et fjellrom, en boreplass. Herfra ble det boret 45 m lange horisontale hull med foringsrør igjennom knusningssonen, rassonen og inn i fjell over utstøpt tunnel på motsatt side av raset. Ved å bore tilstrekkelig tett med slike hull, montere fryserør inne i hvert av disse borehullene og på den måten få etablert et hvelv av frossen jord over rasstedet og den resterende del av knusningssonen, mente man å kunne forsere rasstedet og siden støpe ut hele partiet. Å få frosset vannmettede rasmasser og fjell når fryserørene først var hensiktsmessig etablert, var intet teknisk problem, mest et spørsmål om tid og kapasitet. Betingelsen for at prosjektet kunne gjennomføres var derfor først og fremst et boreteknisk problem: Om det var mulig å bore så lange horisontale hull med 2½" foringsrør og hvor store retningsavvik slike borer ville få.

Det ble valgt å bore med Alvik J-metoden i kombinasjon med en kjedemattet Atlas BBE 51 og det ble brukt kraftig vannspyling. Bilde 3 viser oppstillingen ved boreplassen. Ved Alvik J-metoden bores med en spesialkrone som har noe større diameter enn selve foringsrøret. Fig. 4 viser prinsiptegning av metoden. Foringsrøret består av lette tynnveggede stålrør og roterer ikke, bare mates på etter hvert. Maksimal borekapasitet oppnådd ved dette prosjektet var ca. 35 m pr. skift.

Borkrone og foringsrør ble satt igjen i borhullet. Inne i foringsrørene ble montert dobbelte sirkulasjonsrør for

frysevæske (se prinsippkisse, fig. 5) Ønsket senteravstand for fryserørene igjennom rassonen var 0,75 m, men som en ekstra sikring ble det boret noe tettere, i en "sikk-sakk"-linje (vist på tunneltverrsnittet, fig. 6). I alt ble det montert vel 1000 m fryserør.

Det ble tatt prøver av utspylte masser under innboringen som kontroll på hva slags masser som ble gjennomboret. Spesielt var det viktig å være sikker på at de ytre hullradene (merk. a og b på fig. 6) passerte på yttersiden av rassonen, idet frosthvelvet måtte gå inn i fjell på begge sider av tunnelen.

Nødvendig teoretisk tykkelse på frosthvelvet var beregnet til 1,5 m. Inne på boreplassen ble det montert et freon fryseanlegg med en kapasitet på 100.000 kcal/time og det ble pumpet frysevæske med en temperatur på  $-36^{\circ}\text{C}$  inn i rørene. Bildet 7 viser frysekompresorer og tilisede fryserør.

I løpet av nedfrysningstiden ble det fra tunnelsiden boret inn hull og montert enkle elektriske temperaturmålere. På denne måte kunne en måle seg til frosthvelvets tykkelse. Etter ca. 4 ukers frysing ble det målt et ca. 3 m frosthvelv og utlastingene ble påbegynt. Beliggenheten av frosthvelvet viste forevrig også at boringenes retningsavvik hadde vært minimale.

Utlasting av rasmassene gikk greitt. Massene besto delvis av jord og av fjell (på sidene og i bunn) og de ble delvis gravet og delvis sprengt ut. Inndriften (inklusiv utstøping) gjennom rassonen og resten av knusningssonen var 4 - 6 m/uke.

Det skjoldet som var brukt i en tidligere fase var nå tenkt brukt som sikkerhetsskjold ved utlasting under frosthvelvet. Men målinger av hvelvet var så tillitvekkende og overgangen mot frossen jord i hengen var så markert at en drev tunnelen fram foran skjoldet. Skjoldet ble isteden brukt som

forskallingsform for etterfølgende utstøping som fulgte 10 - 30 m bak stuff. Bilde 8 viser hvordan den frosne hengen av jord og stein står 1,5 m over skjoldet.

På denne måten ble tunnelen drevet igjennom rassonen og resten av knusningssonen uten midlertidig sikring, uten nedfall, uten vannproblem r og uten problemer i overgangssoner mellom rasmasse og fjell. Og når en kom inn i godt fjell igjen, ble frysingen avsluttet og frysemaskineriet demontert og fryserørrene trukket ut av borehullene.

Bilde 9 og 10 viser frossen heng i knusningssone.

Som en kuriositet nevnes at tunnelarealet når en kom inn i den ikke utraste del av knusningssonen delvis var frosset, dels fordi frysemaskineriet på dette tidspunkt hadde stått på lang tid, dels fordi 0-isotermens vandringshastighet er større i fjell enn i vannmettet jord. Det var derfor umulig å bore med vannspyling. Sprengnings- og utlastingsarbeidet forevrig var ikke sjenert av frysingen.

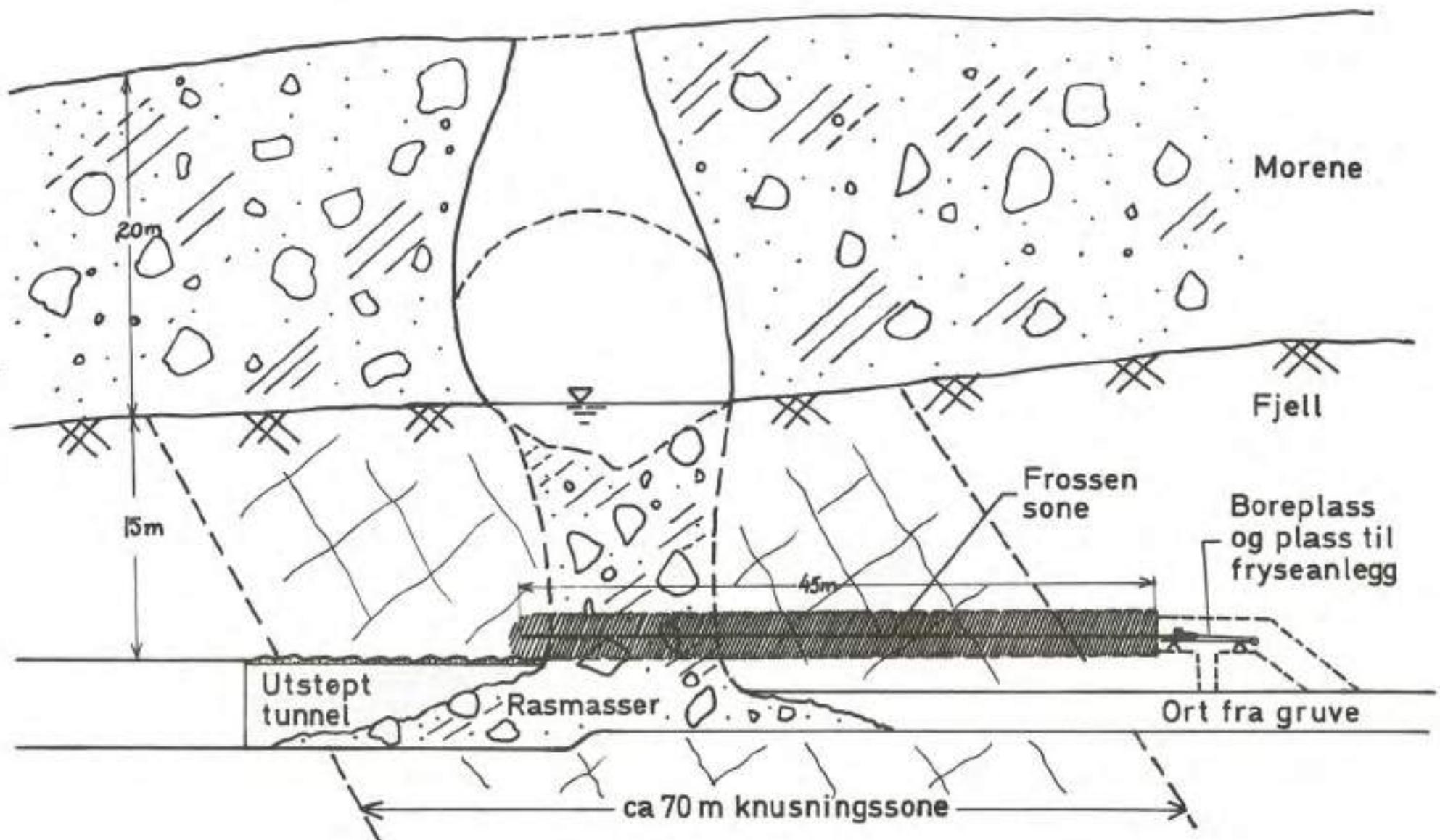


FIG 1 : Lengdesnitt gjennom rassone.



Fig. 2

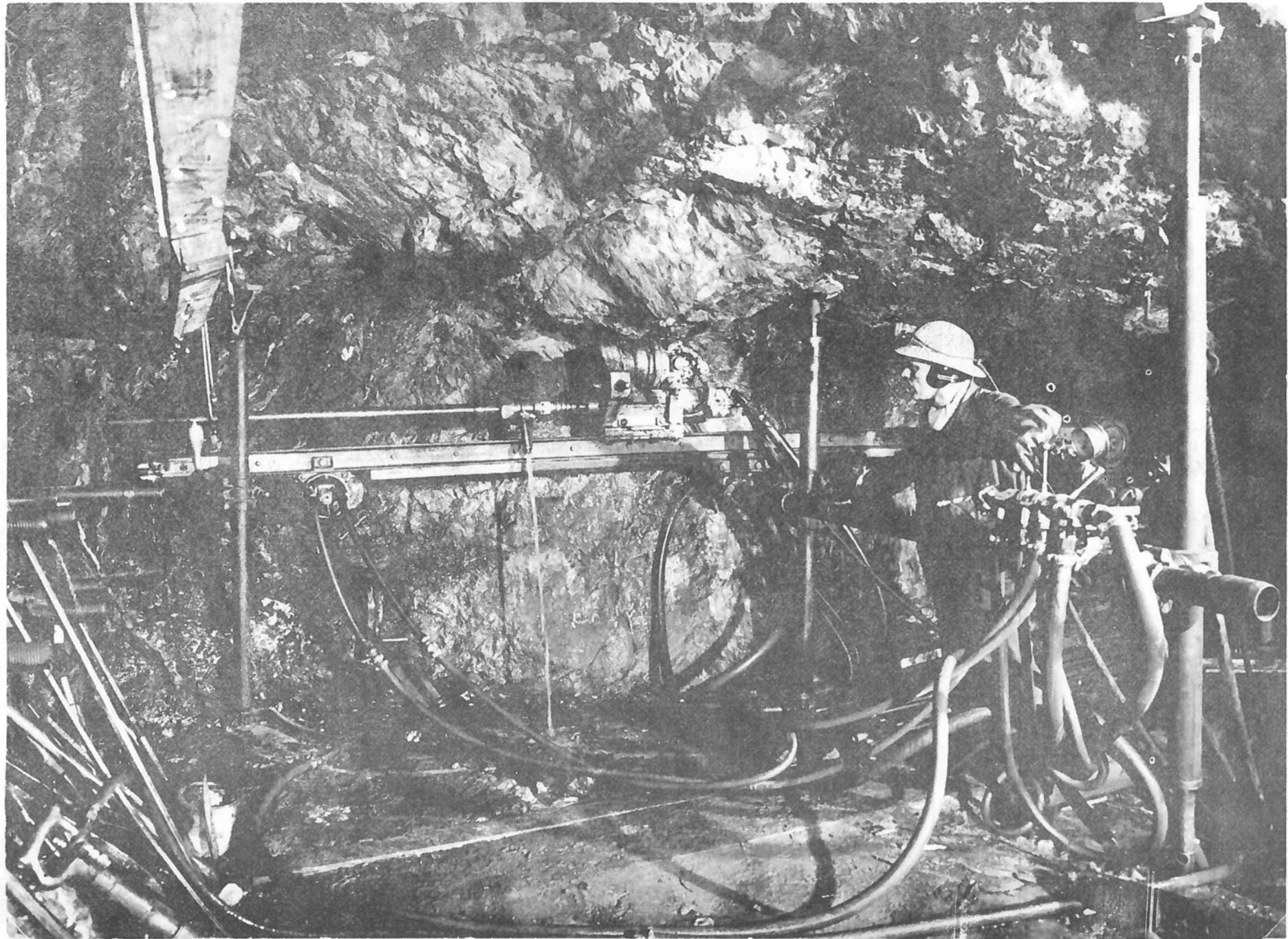
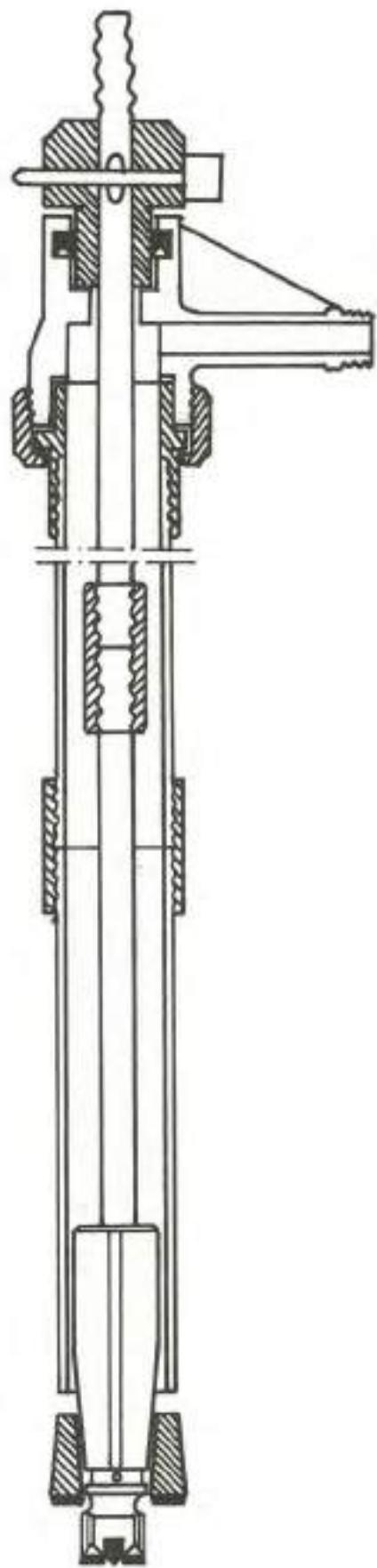


Fig. 3



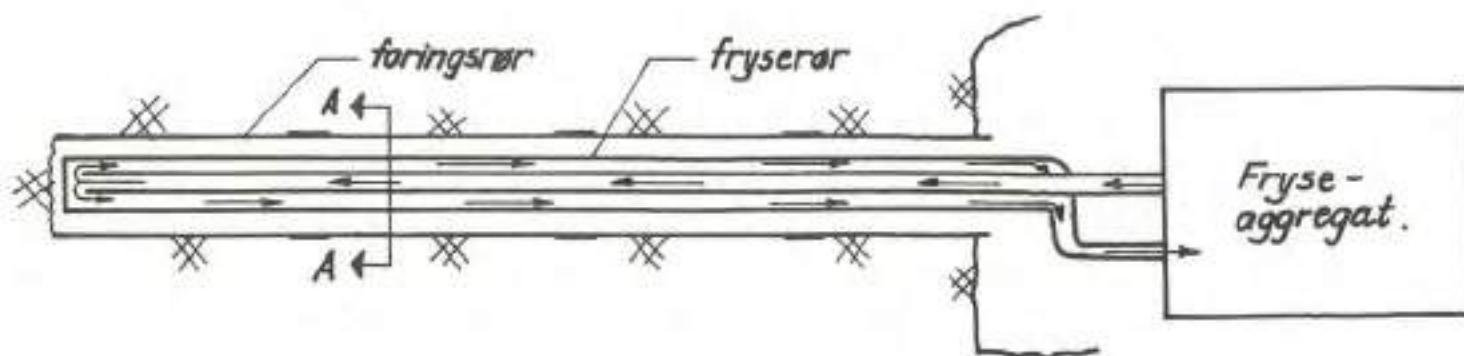
Alvik



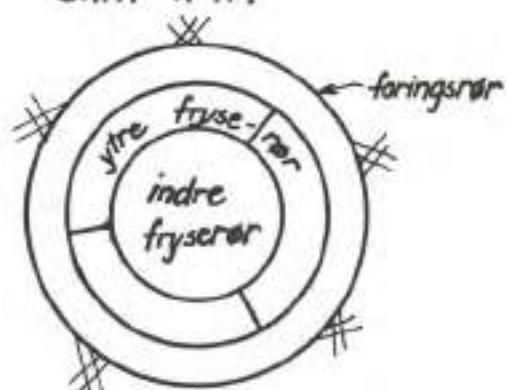
Alvik J.

Fig.5

Prinsippskisse av fryserørsmontering.



Snitt A-A:



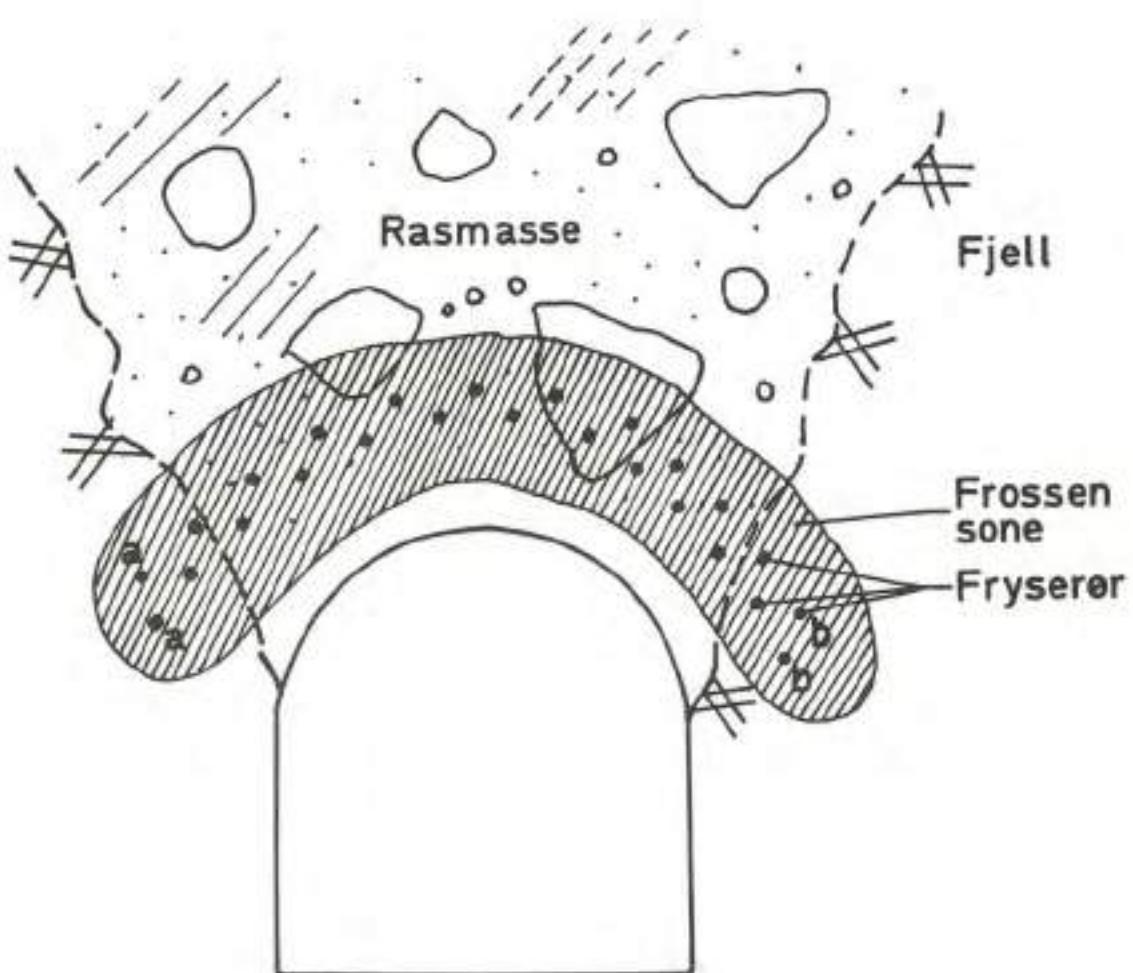


FIG 6.  
Tunneltverrsnitt i rassone.

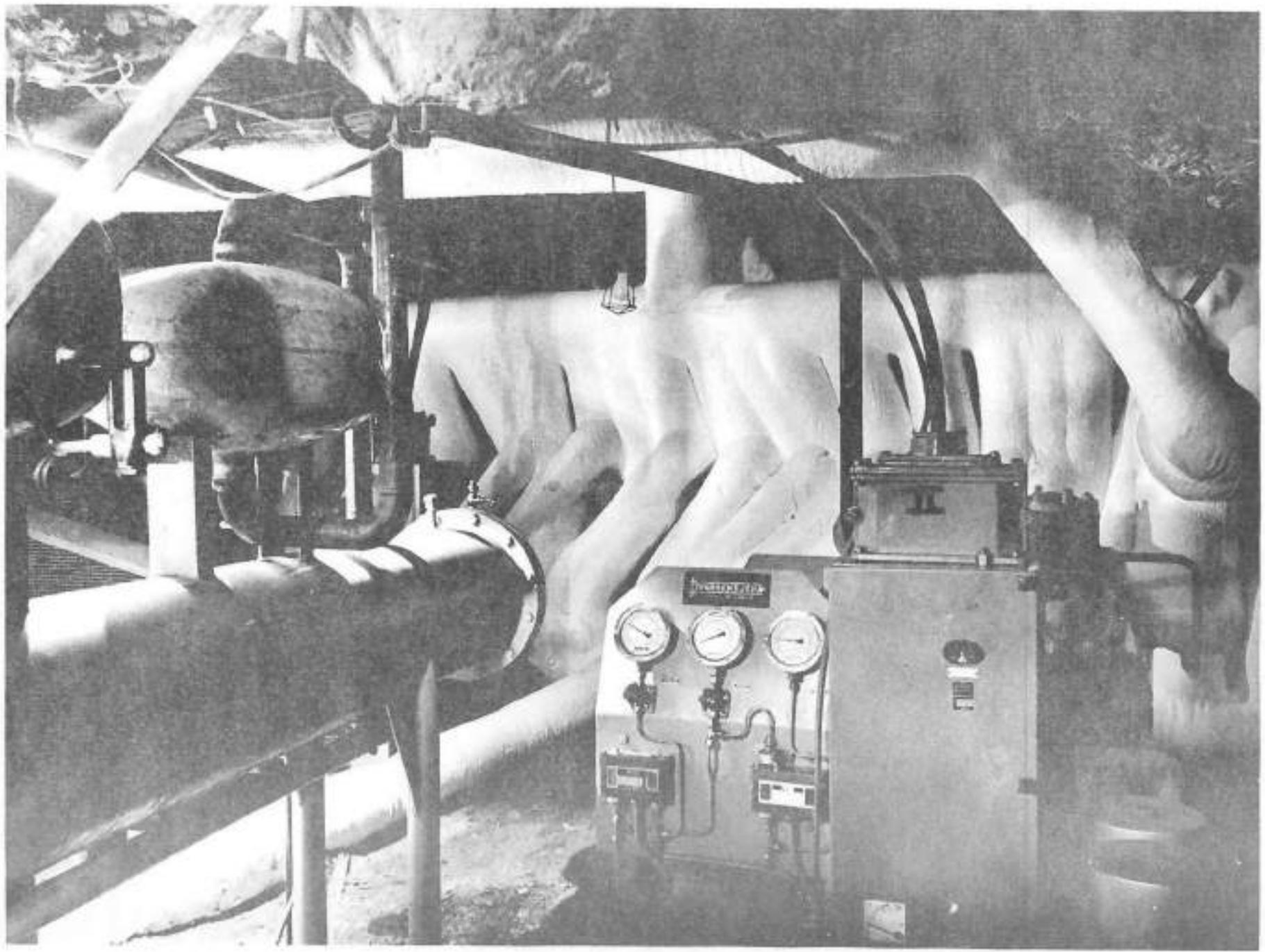


Fig. 7



Fig. 8

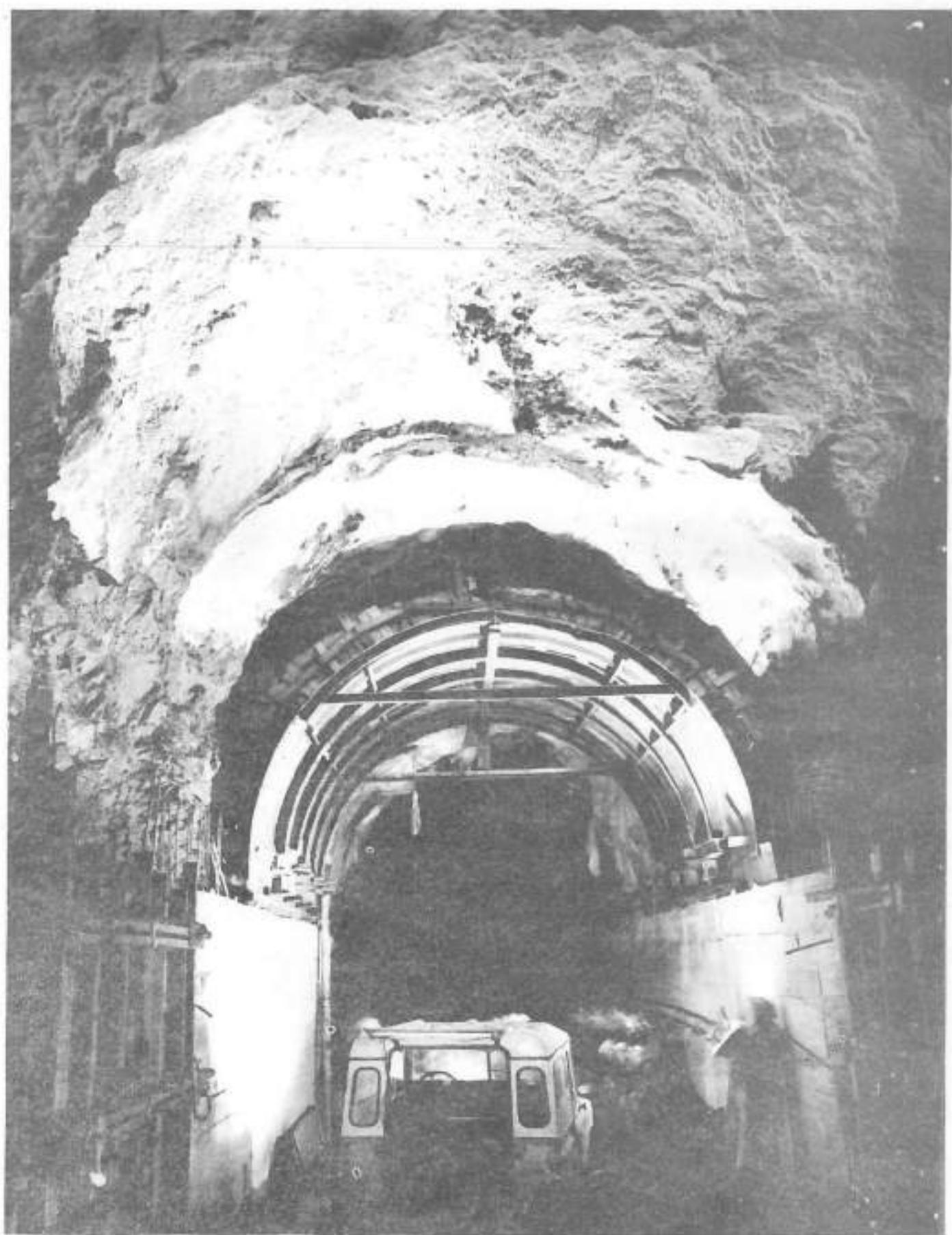


Fig. 9



Fig. 10

OM FJELLETS SPRENGBARHET VED TUNNELDRIFT

av

Sivilingeniør Jan Bergh-Christensen  
Institutt for Ingeniørgeologi

OM FJELLETS SPRENGBARHET VED TUNNELDRIFT

I anleggsterminologien inngår uttrykk som "lettsprengt fjell", "seigt fjell" og "vanlig godt fjell". Dette indikerer at ved siden av de rent driftstekniske faktorer som hold, hullavstand, sprengstofftype, tenningsrekkefølge osv. er også fjellets egenskaper bestemmende for et sprengningsresultat. Det burde derfor være av en viss interesse å søke og klarlegge grunnene til at enkelte bergarter er lette å spreng, mens andre gir dårlig brytning.

Det som her skal legges frem, er resultatene av en licentiatgradsoppgave i Ingeniørgeologi utfert ved Geologisk Institutt, N.T.H., under veiledning av professor R. Selmer-Olsen. Oppgaven vedrører fjellets sprengbarhet, og dens sentrale emne er forsök på å bringe mer klarhet i hvilke egenskaper ved bergartene som har innvirkning på sprengbarheten.

Ved Fjellsprengningskonferansen i 1965 fikk foredragsholderen anledning til å legge frem noen foreløpige resultater fra sine undersøkelser. Det som dengang ble presentert, fortørner seg idag meget foreløpig. Man har siden kommet frem til andre vurderingsmåter for driftsresultatene, utvidet prøvematerialet og tatt i bruk nye laboratoriemetoder, og forhåpentligvis har man fått en noe bedre innsikt i hele problemkomplekset i forbindelse med fjellets sprengbarhet.

For å skaffe materiale til undersøkelsen er en rekke tunnelanlegg besøkt. På grunnlag av tunnelrapporter og annet materiale har en kunnet velge ut tunnelavsnitt hvor driften har gått normalt, og andre avsnitt hvor fjellet har vært spesielt vanskelig å bryte. Fra disse forskjellige

tunnelavsnitt er det så tatt så langt mulig representative prøver av bergartene for undersøkelse i laboratoriet. I laboratoriet er en rekke forskjellige mekaniske egenskaper for bergartene bestemt. Ved bearbeidelsen av materialet har man så søkt å påvise sammenhenger mellom bergartenes målbare mekaniske egenskaper og de driftsresultater man oppnår ved tunneldrift i bergartene.

### Sprengningsmekanikk

For å vurdere hvordan og i hvilken grad bergartenes og fjellets mekaniske egenskaper kan tenkes å innvirke på et sprengningsresultat, er det nødvendig å danne seg et bilde av hva som skjer under en sprengning i fjell.

Når et sprengstoff detonerer i et borhull i fjellet, gir det en impuls - detonasjonsstotet - idet reaksjonsgassene ekspanderer mot borhullsveggen, og et påfølgende mer statisk virkende gasstrykk. Dersom detonasjonsstotet er kraftig nok i forhold til bergartens styrke, kan det gi en lokal pulverisering ("brenning") av bergarten rundt borhullet. Detonasjonsstotet gir videre opphav til en støtbølge som brer seg radielt utover fra borhullet. Støtbølgen gir strekkspenninger i tangentiel retning, og disse kan gi riss i radiell retning rundt borhullet. Denne rissdannelsen rundt borhullet vil vanligvis være støtbølgens viktigste bidrag til bruddhildet. Rissdannelsen skjer på brokdelens at et millisekund, og før det inntrer noen merkbar bevegelse i fjellet. Neste stadium i sprengningsforløpet kan beskrives som en langsommere prosess. Under virkningen av gasstrykket i borhullet vil de radielle riss utvides og forplantes, og fjellet beveges utover mot den fri flate. Under bevegelsen skjer en stadig spenningsomlagring og forplantning av riss og sprokker til enkelte av disse når den fri flate og fjellmassen brytes les.

Ut fra dette - riktignok sterkt forenklede - bilde av brytningsmekanismen ved sprengning, kan man gjøre seg visse refleksjoner over hvordan bergartenes egenskaper kan innvirke på et sprengningsresultat.

Undersøkelser utført ved US Bureau of Mines har vist at når det gjelder energioverføringen fra en detonerende ladning til det omgivende fjell, vil mengden av energi som overføres til fjellet gjennom støtbelgen, samt de maksimale spenninger og deformasjoner p.g.a. støtbelgen, være avhengig av impedansforholdet mellom ladning og bergart. Impedansen for ladningen settes lik produktet av sprengstoffets detonasjonshastighet og tetthet i ladningen, og fjellets impedans er produktet av bergartens tetthet og dens lydforplantningshastighet. Undersøkelsene viser at i en bergart med vesentlig høyere impedans enn sprengstoffet, skulle de maksimale spenninger bli større, men den totale energi i støtbelgen mindre enn i en bergart som gir mindre impedansforskjell.

Som nevnt kan detonasjonsstøtet i visse tilfelle gi en lokal pulverisering av bergarten rundt borhullet. En slik pulverisering eller "brenning" av bergarten rundt borhullet kan dempe støtbelgen så sterkt at den ikke får dannet nesvendige riss og sprekkanvisninger i fjellet. Meget tyder også på at ved sterk knusing vil det påfølgende gasstrykk hovedsakelig gå med til å blåse den knuste bergart ut av borhullet uten å gi brytning.

Etter som støtbelgen forplanter seg videre ut fra borhullet, vil den svekkes av "geometriske" årsaker. Videre vil den svekkes ved at en del av energien absorberes ved anelastisk deformasjon av bergarten. Evnen til å dempe støtbelgen varierer fra bergart til bergart og er for anisotrope bergarter forskjellig i de forskjellige retninger. Undersøkelser av Born (1941) og Judd og Huber (1962) tyder på en viss sammenheng bl.a. mellom en bergarts lydgjennomgangshastighet og dens evne til å dempe støtbelgen. Lav

lydhastighet skulle da indikere stor dempningsevne, mens en bergart med høy lydforplantningshastighet skulle dempe statbølgen lite.

Ifølge det tidligere skisserte bilde av brytningsmekanismen ved sprengning, er det strekkspenninger som forårsaker det vesentligste av riss- og sprekke dannelse i fjellet. Strekkfastheten må derfor ventes å være en viktig parameter med hensyn til en bergarts sprengbarhet.

Likeledes må graden av anisotropi for en bergarts mekaniske egenskaper ventes å være en vesentlig faktor når det gjelder dannelsen av riss og sprekker i fjellet rundt en detonerrende ladning. Selmer-Olsen (1964) anfører at blant glimmerrike bergarter med mer enn 30 % glimmer og med planstruktur etter glimmerlagene, finnes spesielt vanskelige bergarter for tunneldrift. Han anfører at sprengbarheten i slike vanskelige bergarter er bedre ved drift skrått på planstrukturen enn når langsetter den, og gjerne best tvers på strukturen.

En vesentlig del av forklaringen på disse bergartenes spesielle sprengbarhetsegenskaper synes å ligge i deres mekaniske anisotropi. En slik glimmerrik bergart vil gjerne ha svært lav strekkfasthet og lav lydgjennomgangshastighet (dvs. stor dempningsevne) tvers på planstrukturen, og relativt høy lydhastighet og høy strekkfasthet langs strukturen. For et borhull satt parallelt planstrukturen vil man ved detonasjon av ladningen få en situasjon som skissert på fig. 1. I retning tvers på planstrukturen får man en sterk demping av statbølgen, samtidig som de tangentielle strekkspenninger statbølgen gir må overvinne en høy strekkfasthet. Dette tilsier liten rissdannelse. Den del av statbølgen som brer seg langs planstrukturen vil bli mindre dempet, samtidig som strekkfastheten her er lav i tangentiel retning. Dette tilsier kraftig rissdannelse langs planstrukturen. Det påfølgende og mer statisk virkende gasstrykk vil vesentlig gi sprekkeforplantning langs planstrukturen.

Resultatet kan tenkes å bli som antydet på figuren at man får en kraftig sprekk langs planstrukturen, men liten eller ingen sprekkedannelse tvers på strukturen. Dersom borthullet settes tvers på planstrukturen, skulle forholdene bli noe gunstigere. Riktignok har en da hoy strekkfasthet i tangentiell retning, men det er bedre sjanser for å få dannet radielle riss i flere retninger ut fra borthullet.

Da den første ofte viktigste fasen av sprengningsforløpet innebærer dannelsen av et tilstrekkelig antall bruddflater i fjellet, er det naturlig at fjellets primære oppsprekning kan innvirke på sprengningsresultatet. Det virker sannsynlig at ved sprengning i sterkt oppsprukket fjell vil selve bergartsmaterialets egenskaper komme mer i bakgrunnen, mens forhold som sprakkavstand og sprekkeretninger i forhold til de frie flater kan spille en avgjørende rolle for brytningen.

En annen faktor som kan innvirke på sprengbarheten, er bergtrykket. Ifølge Selmer-Olsen (1964), kan bergtrykket virke ugunstig ved tunneldrift parallelt planstrukturen i glimmerrike metamorfe skifere. For andre mer glimmerfattige bergarter kan et moderat bergtrykk som lukker sprekker og stikk virke ugunstig, mens et høyt bergtrykk ofte kan gi forbedret sprengbarhet.

Ut fra disse betraktninger har man for undersøkelsen antatt som arbeidshypotese at en bergarts sprengbarhet i vesentlig grad bestemmes av bergartens impedansforhold, motstandsevne mot nedknusing, dempingsevne, strekkfasthet, samt graden av anisotropi for bergartens mekaniske egenskaper. Ved valg av prøvemetoder har man søkt å måle disse bergarts-egenskaper. For hver bergartsprøve har man bestemt spesifikk vekt, lydgjennomgangshastighet, strekkfasthet og sprohet.

Lydgjennomgangshastigheten i en bergart gir, kombinert med den spesifikke vekt, et uttrykk for bergartens impedans. Lydhastighetsmålingene gir videre en orientering om berg-

artens dempningsevne. Dessuten er den dynamiske elastisitetsmodul for en bergart tilnærmet proporsjonal med faktoren  $\rho \cdot V^2$ , hvor  $\rho$  er bergartens tetthet og  $V$  dens lydforplantningshastighet. Lydhastighetsmålingene gir derfor også en orientering om bergartenes elastisitetsforhold.

Strekkfastheten er i denne undersøkelse målt med statisk belastning. Da fjellet ved sprengning utsættes for dynamiske påkjenninger, virker det naturlig at man burde bestemme strekkfastheten ved en dynamisk prøvemetode. Slike metoder er utviklet. De krever imidlertid et komplisert utstyr og faller relativt kostbare og tidkrevende i bruk. Av disse grunner falt måling av dynamisk strekkfasthet utenfor rammen av denne undersøkelse. Man antar imidlertid at bergartens statiske strekkfasthet kan gi en viss orientering om den strekkstyrke bergarten oppviser ved sprengning.

Sproheten målt ved den svenske fallprovemetoden gir et mål for bergartens motstandsevne mot nedknusning. Videre vil også strekkfasthetsmålingene gi en orientering om bergartenes motstandsevne mot nedknusing, idet spro og svake bergarter har lav strekkfasthet.

I undersøkelsen er lydgjennomgangshastighet og strekkfasthet målt både parallelt og vinkelrett bergartens strukturplan. For bergarter uten synlig struktur er målingene foretatt i tre retninger vinkelrett hverandre. På denne måte får en et mål for graden av anisotropi i de mekaniske egenskaper. I tillegg til de rene bergartsegenskaper, må man som nevnt anta at forhold som fjellets oppsprekning, tunnelens driftsretning i forhold til bergartens strukturretning samt eventuelt bergtrykk kan innvirke på sprengningsresultatene.

Fjellets oppsprekning må sees i relasjon til det fjellvolum som skal bearbeides ved sprengningen. Man har derfor karakterisert oppsprekningen ved en parameter man har kalt sprekketall. Sprekketallet angir det gjennomsnittlige antall sprekker som skjærer et salvevolum (boret salvelengde  $x$

teoretisk tunnelprofil). Denne parameter er trukket inn i sammenstillingen ved siden av de målte bergartsegenskaper.

Forholdet mellom tunnelens driftsretning og bergartens planstruktur vil ha innvirkning på sprengbarheten i sterkt anisotrope bergarter som f.eks. meget glimmerrike skifere. De ugunstigste driftsforhold får man ved drift langsetter strukturen. Ved de prøvesteder som inngår i undersøkelsen og hvor fjellet har vært av denne art, er tunnelen drevet parallelt eller nærmest parallelt bergartens strukturplan. Det er derfor driftsresultatene ved ugunstigste driftsretning man her har fått registrert.

Bare ved et par av prøvestedene er det registrert bergslagsfenomener. Man har derfor ikke her noe grunnlag for å vurdere bergtrykkets innvirkning på sprengbarheten.

#### Laboratoriemetoder

Jeg skal så gi en kort oversikt over de laboratoriemetoder som er brukt for å måle bergartenes mekaniske egenskaper i denne undersøkelse. Bergartenes motstandsevne mot nedknusning er målt ved hjelp av den svenske fallprøvemетодen. Denne prøvemетодen er beskrevet i mitt innlegg i 1965 og jeg skal ikke gå nærmere i detaljer her, men bare kort nevne prinsippet. Bergartsprøven knuses ned i kjeftetygger og en utsiktet prøve av fraksjonen 11 - 16 mm legges i en stålmorter med et overliggende stempel og utsettes for en viss slagpåkjenning av et fallodd (vekt 14 kg., fallhøyde 25 cm). Prøvemengden er ca. 1/2 kg. Etter slagpåkjenningen tas proven ut av morteren og siktes igjen. Den prosentmengde av proven som passerer undre sikt i fraksjonen (11 mm) kalles sprohetstallet s. Det er vanlig å bruke nedknusningsgraden ved 20 slag som et mål for en bergarts sprøhet. For vurdering av sprengbarhet har det imidlertid vist seg hensiktsmessig også å bestemme et sprøhetstall ved 5 slag.

For måling av lydgjennomgangshastighet og strekkfasthet er det brukt diamantborkjerner som prøvelegemer. Disse ble

boret ut av bergartsprovene i laboratoriet, og man benyttet et borutstyr som ga en kjernediameter på 25 mm. Det ble boret ut kjerner både parallelt og vinkelrett bergartens strukturplan.

Måling av lydgjennomgangshastigheten i prøvestykene ble foretatt ved hjelp av en Mullard Ultrasonic Concrete Tester velvilligst stilt til disposisjon av Betonglaboratoriet ved N.T.H. Prinsippet for målingen er at man anbringer 2 piezoelektriske transducere mot hver sin endeflate av prøvestykket, sender en puls av longitudinalsvingninger gjennom prøvestykket, og mäter gangtiden. (Se fig. 2). Gangtiden avleses ved hjelp av et katodestråleoscilloskop. Apparatet tillater avlesning av gangtiden på nærmeste  $10^{-7}$  sek.

Strekkfastheten for bergartene ble bestemt etter en metode utviklet av Reichmuth (1963). Prinsippet er vist i fig. 3. Borkjernen "klippes av" mellom to 3/8" valser av herdet stål. Belastningen induserer strekkspenninger i prøven vinkelrett lastretningen og man får strekkbrudd langs et plan som går igjennom belastningspunktene. Strekkfastheten regnes ut ved formelen

$$\sigma_{\text{strekk}} = 0,96 \frac{P}{d^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

hvor P = belastning ved brudd (kg)

d = borkjernens diameter (cm)

I tillegg til de målingene som er nevnt, har man ved mikroskoping av tynnslip bestemt bergartenes mineralsammensetning samt det prosentvise innhold av de viktigste mineraler.

#### Vurdering av driftsdata

De opplysninger man vanligvis får fra tunnelrapporter, og som må danne grunnlaget for vurderingen av sprengningsresultatene, er i første rekke teoretisk tunneltverrsnitt,

salvelengde, kuttype, sprengstoffforbruk, samt oppnådd inn-drift pr. salve eller inndriftsprosent.

Salvelengden bestemmes vanligvis av tekniske faktorer som tunnelbredde og kuttype. Langefors og Kihlström (1963) har utarbeidet diagrammet som viser normal inndrift pr. salve for forskjellig tunnelbredde og ved forskjellige kuttyper. På grunnlag av disse data samt tilgjengelige opplysninger fra norske anlegg har en satt opp et diagram over normale salvelengder ved forskjellig tunnelbredde. (Fig. 4). Nå har en ved de anlegg denne undersøkelse om-fatter enten brukt plogkutt eller parallelhullskutt med 57 mm grovhull. Parallelhullskuttene har enten vært vanlig coromantkutt eller sylinderkutt med 2, 3 eller 4 grovhull. Det er derfor bare disse kuttyper som er tatt med i diagrammet. Ved de fleste av provestedene har man brukte normal salvelengde ifølge diagrammet.

Normal inndrift pr. salve regnes ifølge Langefors og Kihlström (1963) å være 90% av boret salvelengde for plog- og brennkutter. For parallelhullskutter antyder de en normal inndriftsprosent på 90 - 95%. Man har i denne under-søkelse antatt en normal inndrift på 90% av boret salvelengde både for plogkutt og parallelhullskutt, idet dette synes å stemme overens med tilgjengelige data fra norske tunnelan-legg med normale driftsresultater.

Sprengstoffforbruket angis vanligvis i kilo pr. kubikkmeter utsprengt fast fjell. For beregning av normalt spreng-stoff-forbruk har man i denne undersøkelse benyttet formler utviklet av Jorstad (1965). For tunneldrift med lett borutstyr (serie 11) er formelen for normalt spesifikt sprengstoffforbruk . (regnet i kg. pr. fast  $m^3$ ):

$$q(\text{kg}/\text{fm}^3) = \frac{8}{VA}$$

hvor A er teoretisk tunneltverrsnitt ( $m^2$ ).

For tunneldrift med tungt borutstyr angir Jorstad et normalt sp. sprengstoffforbruk gitt ved formelen:

$$q(\text{kg/fm}^3) = 1,2 \frac{8}{\sqrt{A}}$$

Sprengstoffforbruket alene gir ikke noe entydig uttrykk for driftsforholdene. Dersom sprengstoffforbruket er høyere enn normalt, kan dette skyldes at man må bruke større sprengstoffmengde pr. salve enn normalt for å oppnå en normal inndriftsprosent, at man bruker normal sprengstoffmengde pr. salve, men for dårlig inndrift, eller at man selv med øket sprengstoffmengde pr. salve oppnår dårlig inndrift. Det gir et bedre inntrykk av variasjonen i driftsforholdene i en tunnel dersom man legger inndriftsprosenten og sprengstoffmengden pr. salve til grunn for vurderingen. Når man skal sammenholde resultater fra forskjellige tunneler med ulike tunneltverrsnitt og salvelengder, er heller ikke sprengstoffmengden pr. salve noe egnet mål. Man har derfor i denne undersøkelse funnet det hensiktsmessig å innføre begrepet enhetsladning: e definert som

$$e(\text{kg/fm}^3) = \frac{\text{Sprengstoffmengde pr. salve (kg)}}{\text{Teoretisk tunneltverrsnitt (m}^2\text{)} \times \text{boret salvelengde (m)}}$$

Enhetsladningen angir altså sprengstoffmengden pr. volum-enhet teoretisk salvevolum.

På grunnlag av Jorstad's formler for normalt spesifikt sprengstoffforbruk kan man regne ut normal enhetsladning for de forskjellige tunneltverrsnitt, idet man forutsetter en normal inndrift på 90% av borets salvelengde. For tunneldrift med lett borutstyr (serie 11) blir formelen:

$$e(\text{normal}) = \frac{7,2^2}{\sqrt{A}}$$

For tunneldrift med tungt borutstyr er formelen:

$$\theta(\text{normal}) = \frac{8,6}{\sqrt{\lambda}}$$

Ved hjelp av de foran angitte formler og diagrammer kan man bedømme driftsresultatene ut fra hva som synes å være aksepterte normer for normale driftsforhold ved norske tunnelanlegg.

Hensikten med undersökelsen er å belyse sammenhengen mellom de målte bergartsegenskaper og sprengningsresultatene. Et viktig spørsmål er derfor hvilke parametere som skal brukes for best å karakterisere et sprengningsresultat, eller med andre ord hvilke av de tilgjengelige driftsdata som best gjenspeiler variasjonene i fjellets sprengbarhet. Dette spørsmål har man ikke funnet et entydig svar på i den litteratur som har vært tilgjengelig. Man har derfor prøvet flere løsninger og valgt den vurderingsmetoden som synes å gi de rimeligste resultatene ut fra det foreliggende materiale.

Det synes vanlig å se sprengstoffforbruksmengden som et uttrykk for fjellets vanskelighetsgrad. En nærmere vurdering viser at det spesifikke sprengstoffforbruksmengden ikke kan være en entydig parameter for fjellets sprengbarhet. Dersom sprengstoffforbruksmengden skulle gi et korrekt uttrykk for fjellets sprengbarhet, forutsettes det at i en gitt fjelltype (med ens sprengbarhet) er den innndriftsprosent man oppnår direkte proporsjonal med den sprengstoffmengden som anvendes pr. salve, slik at f.eks. en økning i ladningsmengden pr. salve på 10%, skulle medføre en økning i innndriftsprosenten på 10%. Det synes lite realistisk å anta slike relasjoner mellom ladning og oppnådd innndrift. Erfaringen tilsier at man i fjell med dårlig sprengbarhet må øke sprengstoffmengden uforholdsmessig meget for å oppnå vesentlig bedring av innndriften. I enkelte fjelltyper med meget dårlig sprengbarhet synes det ved normal salvelengde umulig å oppnå en rimelig innndriftsprosent selv ved sprengstoffmengde pr. salve langt over det normale.

Derimot synes oppnådd inndriftsprosent å gjenspeile fjellets vanskelighetsgrad på en langt bedre måte. Nå er det imidlertid klart at den inndriftsprosent som oppnåes ved en tunnellsprengning ikke bare er en funksjon av fjellets egen-skaper, men også bl.a. av den ladningsmengde som anvendes pr. salve, eller med andre ord den enhetsladning som anvendes ved sprengningen. En kombinasjon av inndriftsprosent og enhetsladning skulle derfor gi en parameter som gjenspeiler variasjonen i fjellets sprengbarhet enda bedre enn inndriftsprosenten alene. For å kunne gradere vanskelighetsgraden av fjellet ved de forskjellige prøvestedene, har man derfor i denne undersøkelse anvendt en slik parameter basert på inndriftsprosent og enhetsladning. Parameteren har man kalt sprengbarhetsindeks  $S_i$  og definert den som vist i fig. 5 ut fra oppnådd inndriftsprosent og forholdet mellom anvendt og normal enhetsladning. Det forhold mellom inndriftsprosent og enhetsladning som antydes i figuren er man kommet frem til ved en serie regresjonsanalyser hvor man har fått oppnådd inndriftsprosent uttrykt som en funksjon av de målte bergartsegenskaper, samt av forholdet  $\frac{e(\text{anvendt})}{e(\text{normal})}$ .

Motivet for å innføre begrepet sprengbarhetsindeks er den fordel det innebærer om man på grunnlag av driftsdata kan uttrykke fjellets sprengbarhet ved hjelp av en enkelt parameter. Man er klar over at ved siden av anvendt ladning, er det en rekke andre sprengningstekniske og driftstekniske faktorer som kan innvirke på sprengningsresultatene. En del av disse faktorer er riktignok til en viss grad "innebygget" i uttrykket for sprengningsindeksen. Formlene for normal enhetsladning tar hensyn til forskjellen i ladningsmengde og ladningsfordeling ved henholdsvis småhulls- og grovhullsdrift, samt forskjellen i spenningsforholdene ved henholdsvis små og store tunnelprofiler. På den annen side finnes det driftstekniske faktorer som man ikke har mulighet for å vurdere innflytelsen av ut fra det foreliggende materiale. Dette gjelder f.eks. boreneyaktigheten, pakningsgraden av sprengstoffet i borhullene og alderen av spreng-

stoffet.

Man er videre klar over at den relasjonen mellom oppnådd inn-drift og forholdet  $e_{\text{anvendt}}/e_{\text{normal}}$  som fremgår av fig. 5, er noe usikker. Det er sannsynlig at innflytelsen av anvendt enhetsladning på inndriften er noe forskjellig i bergarter med ulik sprengbarhet, og at forhold som tunnel-tverrsnitt, kuttype og borhullsdiameeter kan ha innvirket på relasjonen. Av figuren fremgår det imidlertid at ved 32 av de 40 provestedene ligger anvendt enhetsladning innen området normal enhetsladning  $\pm 20\%$  og største anvendte enhetsladnings ligger 37% over normal enhetsladning. Det vil derfor ikke føre til store endringer i rangeringen av provestedene etter vanskelighetsgrad om helningen på "sprengbarhetskotene" i figuren varierte noe.

Derimot er det klart at relasjonen mellom inndriftsprosent og enhetsladning ikke vilkårlig kan ekstrapoleres utenfor det variasjonsområde som provestedene representerer. Selv i fjell med meget god sprengbarhet vil utvilsomt en reduksjon av anvendt enhetsladning til vesentlig under det normale gi pilsalver, og selv i fjell som ved normal ladning gir meget dårlig inndrift, skulle det ved anvendelse av ekstremt store ladningsmengder være mulig å pulvereisere det meste av salven. Slike ekstreme forhold har naturligvis lite med praktisk tunnellsprengning å gjøre. Man mener derfor at sprengbarhetsindeksen, som definert i fig. 5, er en hensiktsmessig parameter for ut fra driftsdata å karakterisere fjellets sprengbarhet ved de provesteder som inngår i undersøkelsen, og at de fleste driftsresultater ved tunneldrift ventelig vil ligge innen det variasjonsområde provestedene representerer.

Ut fra fig. 5 samt relasjonen:

$$\text{sp. sprengstoffforbruk} = \frac{\text{enhetsladning}}{\text{inndriftsprosent}}$$

kan man også få frem sprengbarhetsindeksen  $S_1$  som en funksjon

av inndriftsprosent og spesifikt sprengstoffforbruk. Dette er vist i fig. 6,  $q_{(\text{anvendt})}$  betegner her anvendt sp. sprengstoffforbruk, mens  $q_{(\text{normal})}$  betegner normalt sp. sprengstoffforbruk ifølge Jorstad's formler. "Sprengbarhetskotene" blir her krumme linjer med varierende helling.

Grovt sett kan man si at en sprengbarhetsindeks  $S_i$  på 1,0 - 2,5 indikerer vanlig god sprengbarhet,  $S_i$  på 2,5 - 4,0 indikerer noe dårlig sprengbarhet,  $S_i$  på 4,0 - 5,5 indikerer dårlig sprengbarhet og  $S_i$  større enn 5,5 indikerer ekstremt vanskelig fjell.

Når man under drivingen av en tunnel passerer fra fjell med rimelig god sprengbarhet over i fjell som er vesentlig vanskeligere å bryte, vil dette gjerne gi seg til kjenne ved at inndriften pr. salve går ned. For å opprettholde en rimelig fremdrift av tunnelen, vil ofte valget da stå mellom enten å korte ned på salvelengden for å lette brytingen, eller å forsøke å fortere seg frem med normal salvelengde ved å øke antall borhull og øke ladningen. Dersom man langs en tunnel har en stadig veksling mellom partier med lettspregnt fjell og partier med dårlig sprengbarhet, vil ofte de vanskelige partiene være dimensjonerende for den borplan og ladning som brukes under hele driften. Derved unngår man en stadig omlegging og justering av driften, selv om det medfører en viss overladning på de mer lettspregte partier.

Ved fjellforhold som ovenfor antydet vil det vel stort sett være økonomiske totalvurderinger som avgjør hvilken driftsmetode som velges, og det kan her komme inn andre faktorer enn de rent sprengningstekniske. Man kan ikke se bort fra at slike forhold som ovenfor nevnt kan ha gjort seg gjeldende ved enkelte av provestedene i undersökelsen, og at driftsresultatene ved disse provestedene derfor ikke gir et helt riktig bilde av fjellets vanskelighetsgrad.

### Sammenstilling

Vi skal nå se på sammenhengen mellom sprengbarhetsindeksen og de målte bergartsegenskaper. På grunn av de mange data og det store antall variable som inngår i sammenstillingen, har man valgt å bruke elektronisk databehandling ved bearbeidelsen av materialet. Ved hjelp av et regneprogram for regresjonsanalyser utarbeidet av Østlie (1964) har man undersøkt sammenhengen mellom fjellets sprengningsegenskaper uttrykt ved sprengbarhetsindeksen, og de forskjellige målte bergartsegenskaper.

I første omgang ble hver av de målte bergartsegenskaper - samt enkle kombinasjoner av disse - sammenholdt med sprengbarhetsindeksen  $S_i$ . Den parameter som viste størst sammenheng med  $S_i$ , var forholdet  $V_{(\max)}/V_{(\min)}$ . Her betegner  $V_{(\max)}$  og  $V_{(\min)}$  henholdsvis største og minste lydgjennomgangshastighet i bergarten. For bergarter med utviklet planstruktur tilsvarer det lydhastigheten henholdsvis parallelt og vinkelrett strukturplanet. Parameteren  $V_{(\max)}/V_{(\min)}$  gir uttrykk for graden av anisotropi i bergartens lydhastighet. Som det fremgår av fig.7, fører økende anisotropi til dårligere sprengbarhet. Den store spredningen i diagrammet indikerer imidlertid at parameteren  $V_{(\max)}/V_{(\min)}$  alene ikke gir noe tilfredsstillende mål for fjellets vanskelighetsgrad. Ved siden av anisotropien må det også være andre egenskaper som er bestemmende for sprengbarheten.

Som neste skritt i bearbeidelsen søkte man derfor ved regresjonsanalyse å finne finne frem til kombinasjoner av de målte egenskaper som viste bedre overensstemmelse med sprengbarhetsindeksen. På denne måten kom man frem til en regresjonsligning som gir den beste tilpasning mellom de forskjellige variable. Regresjonsligningen gir oss ut fra de målte bergartsegenskaper en beregnet verdi av sprengbarhetsindeksen, i det følgende kalt  $S_i(\text{beregnet})$ . På grunnlag av data for de 40 prøvestedene som inngår i undersøkelsen har man kommet frem til følgende regresjonsligning:

$$\begin{aligned}
 S_i(\text{beregnet}) = & 4,222 \cdot \text{sp. vekt} \\
 & + 0,006 \cdot \sigma_{(\max)} \\
 & + 2,374 \cdot V_{(\max)} / V_{(\min)} \\
 & - 0,028 \cdot \text{Sprekketall} \\
 & + 10,980
 \end{aligned}$$

hvor:

$\text{Sp. vekt}$  = spesifikk vekt for bergarten ( $\text{g/cm}^3$ )

$\sigma_{(\max)}$  = største strekkfasthet for bergarten ( $\text{kg/cm}^2$ )

$V_{(\max)} / V_{(\min)}$  = forholdet mellom største og minste lydhastighet i bergarten

Sprekketall = det gjennomsnittlige antall sprekkar som skjærer et salvevolum (teoretisk tunneltvrrsnitt  $\times$  boret salvelengde).

I fig. 8 er vist sammenhengen mellom de beregnede og virkelige verdier av sprengbarhetsindeksen for samtlige prøvesteder. Man har her en multippel korrelasjonskoeffisient på 0,9322. Dette betyr at 87% av variasjonen i sprengbarhetsindeksen  $S_i$  kan "forklaries" ved variasjonene i de målte bergarts- og fjellegenskaper. Som man ser, er enkelte av punktene i diagrammet avmerket som usikre. Dette betegner prøvesteder hvor man enten har hatt svært usikre eller ufullstendige driftsdata å bygge på, hvor det har vært stor lokal variasjon i bergartssammensetning slik at det er noe tvilsomt om den uttatte prøve er representativ, eller hvor man har fått en uvanlig stor spredning i laboratorieresultatene slik at disse ikke er entydige.

Ser vi nærmere på de bergartsegenskaper som inngår i regressjonsligningen, er dette spesifikk vekt, største strekkfasthet, forholdet mellom største og minste lydhastighet, samt sprekketallene. Hvordan stemmer så dette med det teoretiske bildet vi hadde dannet oss av bergartsegenskapenes innflytelse på sprengbarheten?

Når det gjelder den spesifikke vekt, indikerer det at under ellers like forhold skulle økende spesifikk vekt føre til dårligere sprengbarhet. Nå er det imidlertid ikke riktig å se på en enkelt bergartsegenskap isolert, idet de forskjellige mekaniske egenskaper ikke kan betraktes som uavhengig variable. Det kan f.eks. nevnes at en bergart med høy spesifikk vekt, ofte vil ha relativt høy strekkfasthet og høy lydforplantningshastighet. Høy spesifikk vekt og høy lydhastighet medfører at bergarten har en høy impedans, og dette igjen kan føre til at den totale overførte energi i stotbolgen fra en ladning er mindre enn for en bergart som har lavere impedans.

Når det gjelder strekkfastheten, indikerer formelen at økende strekkfasthet under ellers like forhold skulle gi bedret sprengbarhet. Dette virker i første omgang temmelig selvmotsigende. Imidlertid har man det forhold at bergarter med lav strekkfasthet har liten motstandsevne mot dynamisk slagpåkjenning og derfor gir den for omtalte knusing eller "brenning" rundt borhullene. I disse bergartene, som en gjerne betegner som "døde", vil denne knusningen føre til en sterk svekkelse av stotbolgen og dermed en dårlig rissdannelse.

Når det gjelder forholdet mellom største og minste lydhastighet, gir dette et mål for graden av anisotropi i bergarten, og man ser at økende anisotropi fører til dårligere sprengbarhet. Dette er jo helt i overensstemmelse med teorien. Når det gjelder oppsprekningens innvirkning, indikerer ligningen at en økende oppsprekning skulle føre til forbedret sprengbarhet under ellers like forhold. Dette virker også rimelig.

På grunn av at de forskjellige målbare egenskaper for bergartene ikke kan betraktes som uavhengig variable, men er mer eller mindre innbyrdes avhengige, er det som nevnt ikke så enkelt å påvise direkte fysikalske forklaringer på hvorfor nettopp de og de målbare egenskaper viser den beste overensstemmelse med sprengbarhetsindeksen. Regresjonsanalysen

gir ved hjelp av minste kvadraters metode en beste tilpassing mellom et visst antall data-sett uten å trekke inn den fysikalske betydningen av hvert enkelt datasett. Det er videre klart at den angitte regresjonsligning ikke kan ventes å ha gyldighet utenfor det variasjonsområdet som provematerialet i denne undersøkelse spenner over. Det anvendte provemateriale omfattet et begrenset antall bergartstyper og det er usikkert om de antydede relasjoner vil gjelde for alle bergartstyper.

Ved bruk av statis<sup>tiske</sup> metoder og databehandling må man alltid være forsiktig med å trekke for vidtgående konklusjoner og fremfor alt være forsiktig med å tillegge de resultater som fremkommer en rent fysikalsk tolkning. Man har derfor parallelt med den elektroniske databehandling av materialet forsøkt å foreta en vurdering ut fra en mer geologisk synsvinkel.

Erfaringen synes å tilsa at de bergarter som viser dårlig sprengbarhet stort sett faller i 3 hovedgrupper. En gruppe er de bergarter som har liten motstandsevne mot dynamiske slagpåkjenninger, som derfor gir en utstrakt pulverisering eller "brenning" av bergarten rundt de enkelte borhull i salven med derav følgende dårlig rissdannelse og brytning. Disse bergartene betegner vi gjerne som "døde". De karakteriseres bl.a. ved at de gir høye sprohetstall ved fallproven. Det er spesielt enkelte sprø, svake granitter, gneiser, kalksteiner og glimmerfattige krystalline skifere som faller innen denne gruppen.

En annen hovedgruppe kjennetegnes ved relativt høy spesifikk vekt og dårlig kloyvegenskaper, dvs. høy strekkfasthet. Bergartene i denne gruppen har ingen markert planstruktur. Ved fallproven karakteriseres disse bergartene ved et lavt sprohetstall. Av bergarter som faller innen denne gruppen, kan f.eks. nevnes visse gabroer og grønnsteiner.

For den tredje gruppen av vanskelige bergarter er det karakteristisk at de inneholder betydelige mengder bladige eller

fibrige mineraler i parallellorienterte lag. Av bladige mineraler som kan forekomme på denne måte, kan først og fremst nevnes glimmer, og til en viss grad kloritt, og av de fibrige mineraler actinolitt (asbest). Hornblende kan også forekomme i parallellorienterte nåler i en bergart. En slik parallellorientering av fibrige eller bladige mineraler i sammenhengende lag vil føre til en sterk anisotropi i bergartens mekaniske egenskaper. Nå vil ikke bare mineralinnholdet, men også slike ting som bergartens mineralkornstorrelse, mikrostruktur og sprohet ha innvirkning på dens sprengbarhetsegenskaper. De mest typiske representeranter for denne hovedgruppe er de glimmerrike krystalline skifere.

Ut fra det som her er sagt vil man da vente at bergarter med normal sprengbarhet skulle være karakterisert ved en midlere sprohet og et relativt beskjedent innhold av bladige og fibrige mineraler anordnet i parallelle lag. Det skulle derfor på grunnlag av sprohetstallet samt bergartens mineralsammensetning og struktur være mulig å foreta en grov vurdering av sprengbarheten. I fig. 9 er vist et diagram hvor man som abscisse har avsatt sprohetstallet ved 5 slag,  $s_5$ , og som ordinat innhold (i volumprosent) av glimmer, kloritt og actinolitt i bergartene. I diagrammet er data for samtlige provesteder plottet inn, og man har brukt forskjellig symbol etter den forskjellige vanskelighetsgrad av fjellet. Som man ser, synes det på denne måte mulig å skille ut bergarter med dårlig eller meget dårlig sprengbarhet fra bergarter som viser normale sprengningsresultater. Det må bemerkes at når det gjelder bergarter med høy spesifikk vekt og dårlige kløyvegenskaper, som viser dårlig sprengbarhet, har man faktisk bare en representativ prove i det foreliggende materiale. Imidlertid vil man vente at denne gruppen faller nederst til venstre i diagrammet, d.v.s. at de vil ha sprohetstall ved 5 slag mindre enn ca. 18.

Det bør enda en gang understrekkes at de relasjoner mellom driftsresultater og målbare bergartsegenskaper som er lagt

frem her, ikke uten videre kan ventes å ha gyldighet utenfor det variasjonsområde som provematerialet spenner over. Undersøkelsen omfatter naturlig nok bare et begrenset antall berg-artstyper. Det kan nevnes at den ikke omfatter umetamorfe sedimentære bergarter, og at man har relativt få prøver av glimmerrike skifere.

Likeledes må det bemerkes at samtlige av de data som inngår i undersøkelsen er beheftet med en større eller mindre grad av usikkerhet. Når det gjelder driftsdata, bygger disse stort sett på opplysninger fra tunnelrapporter. Da de fleste prøver er tatt enten bak stuff eller i tunneler hvor driften var avsluttet, har man som regel ikke hatt muligheter for å kontrollere slike ting som boret salvelengde, sprengstoffforbruk pr. salve, borenøyaktighet osv. I enkelte tilfelle har imidlertid kontrollmåling vært mulig, og dette har bestyrket foredragsholderens mistanke om at de data som finnes i tunnelrapporter av og til må tas med en klype salt. Særlig synes her opplysninger om boret salvelengde og anvendt sprengstoffforbruk å være et sårt punkt. Man har derfor i storst mulig utstrekning sokt å supplere tunnelrapportene med opplysninger fra drivere og baser.

En annen vesentlig feilkilde ligger i det faktum at bergartsprøvene er tatt ut som et par større blokker i tunnelveggen. Da en bergart er et langt fra homogent materiale, vil det alltid være et åpent spørsmål hvorvidt prøven er representativ for fjellet langs en viss tunnelstrekning. For å redusere denne risikoen har man i storst mulig utstrekning valgt provesteder på tunnelstrekninger hvor bergarten viste liten lokal variasjon i sammensetning eller struktur. Ved et så inhomogent materiale som en bergart, er det naturlig at man får en viss spredning i resultatene ved gjentatt måling av en bestemt bergartsegenskap i laboratoriet.

Når man tar alle disse feilkildene i betraktnsing, er det naturlig å vente en vesentlig spredning i resultatene når man

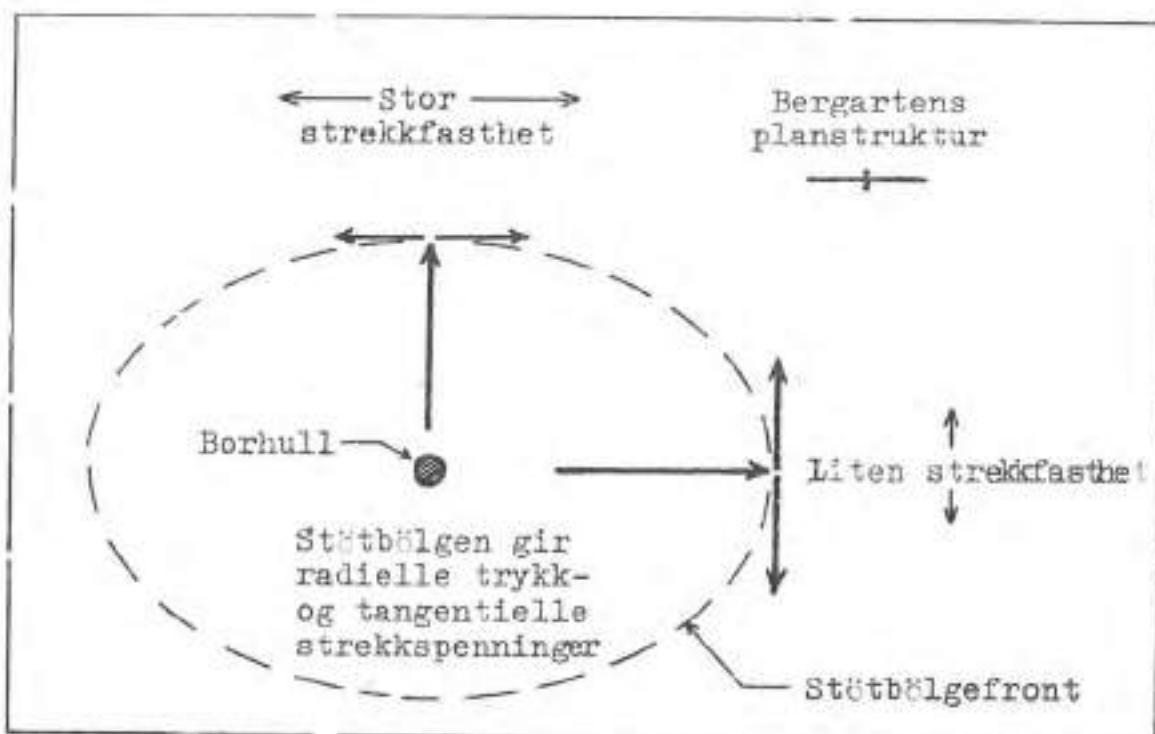
søker å korrelere driftsdata med målte bergartsegenskaper. Den spredning som gir seg til kjenne i fig. 8, kan derfor ikke sies å være større enn hva man måtte vente.

La meg til slutt få bemerke at det som her er lagt frem ikke bør oppfattes som ferdig utarbeidede provemetoder for vurdering av bergarters sprengbarhet. For å komme frem til sikre vurderingsmetoder vil det kreves et vesentlig større provemateriale enn denne undersøkelse bygger på, og fremfor alt en detaljert og nøyaktig registrering av driftsopplegg og driftsresultater ved provestedene.

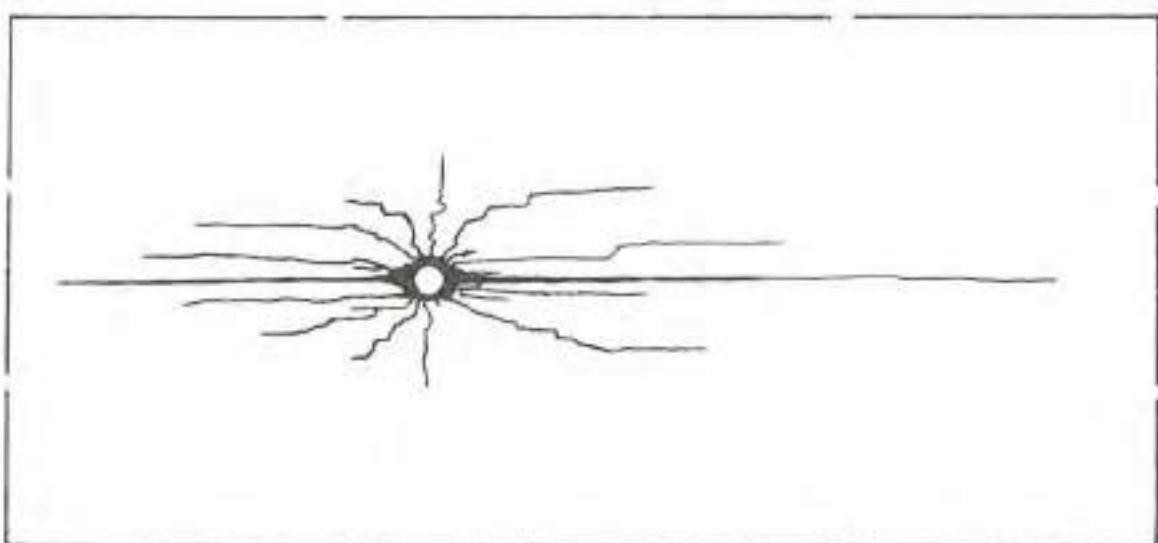
Videre vil det være av helt spesiell interesse å få kontrollert gyldigheten av de relasjoner mellom anvendt ladning og oppnådd inndriftsprosent som indikeres i fig. 5. Dette har vi foreløpig bare indirekte kontroll på. Et eksperiment som kunne avklare forholdet noe, ville være å foreta nøy kontrollerte variasjoner av borplan og ladning i en tunnel, og registrere variasjonene i oppnådd inndriftsprosent. Dette forutsetter selvsagt at man har en relativt ensartet bergart på provestrekningen. Da et slikt eksperiment kan utføres under innkjøringstiden for et tunnelanlegg, behover det ikke å være noe avskreckende foretagende for en interessert byggherre eller entreprenør.

LITTERATURFORTEGNELSE

1. BORN, W.T. (1941): "The attenuation constant of earth materials". Geophysics, vol. 6, p. 132 - 148.
2. JORSTAD, T. (1965): "Empiriske formler for beregning av spesifikt sprengstoffforbruk og bormeter pr. m<sup>3</sup> ved tunneldrift". Konferanse i fjellsprengningsteknikk Oslo 18. og 19. november 1965. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
3. JUDD, W.R. og HUBER, C. (1962): "Correlation of Rock Properties by Statistical Methods." Mining Research, Vol. II, Pergamon Press, s. 621 - 648.
4. LANGEFORS, U. og KIHLSTRØM, B (1963): "The Modern Technique of Rock Blasting." Almqvist og Wiksell, Stockholm.
5. REICHMUTH, D.R. (1963): "Correlation of Force-displacement data with physical properties of rock for percussive drilling systems." Appendix A. Rock Mechanics, Pergamon Press, p. 49 - 54.
6. SELMER-OLSEN, R. (1964): "Forelesningskompendium for grunnkurset i faget Alminnelig Geologi og Ingeniørgeologi" Tapir 1964.
7. ØSTLIE, A. O. (1964): "Regresjonsanalyse." Regnesenteret N.T.H. (Program for UNIVAC 1107).

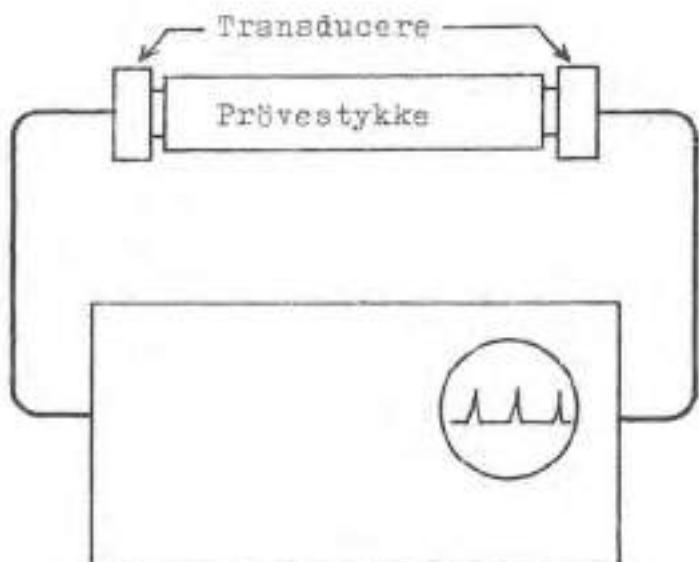


1. Støtbølgeforplantning ut fra borhullet.



2. Sprekker rundt borhullet etter sprengning.

Fig. 1. Sprengning i glimmerrik bergart med planstruktur etter glimmerlagene. Antatt sprekkedannelse rundt et borhull satt parallelt planstrukturen.



Pulsgenerator og osciloskop

Fig. 2. Prinsippet for måling av lydgjennomgangshastighet i bergartsprøver

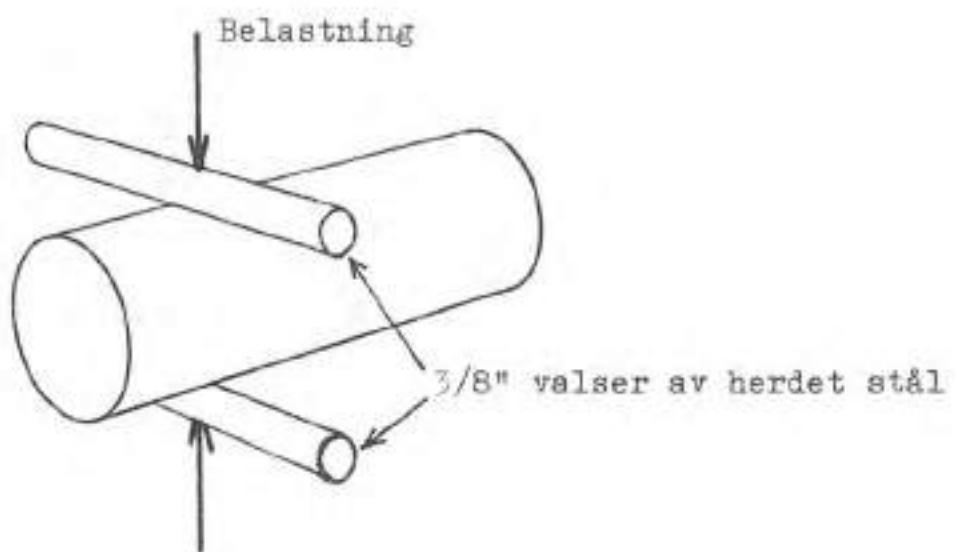


Fig. 3. Prinsippet for måling av bergartenes strekkfasthet

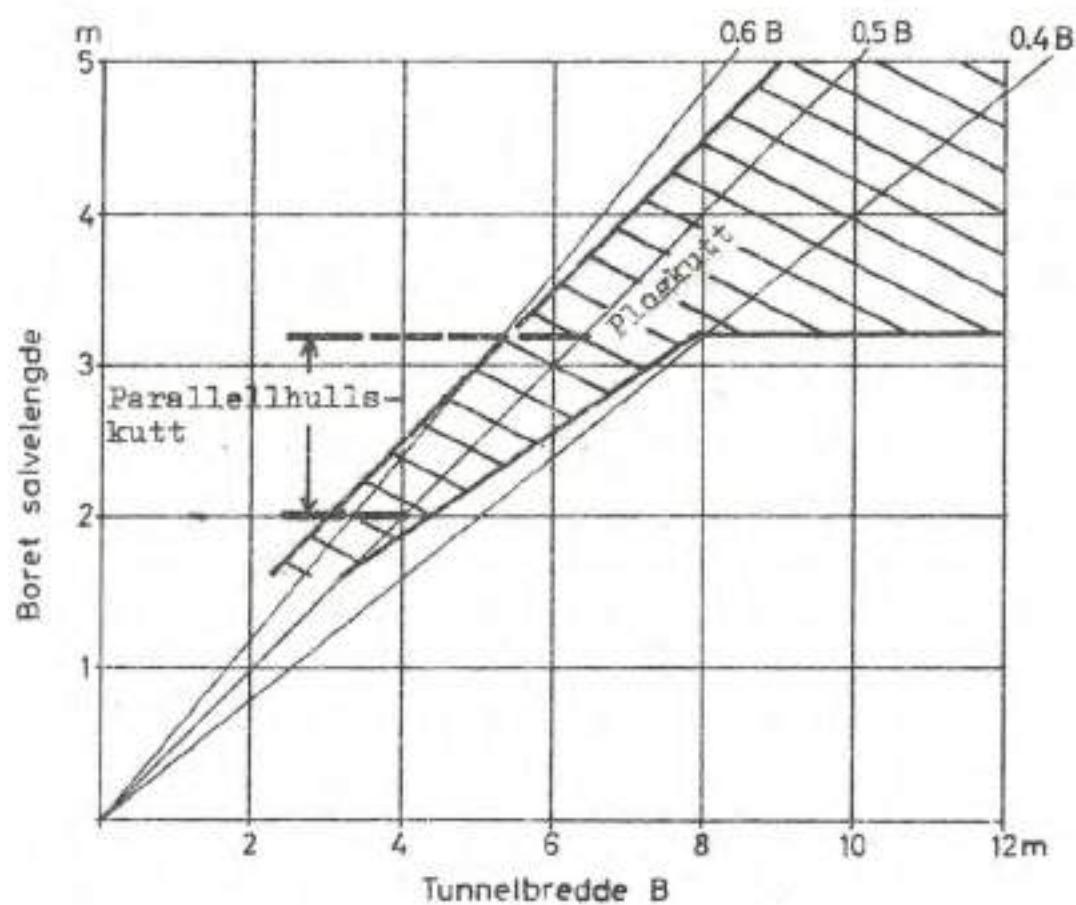


Fig. 4. Normale salvelengder

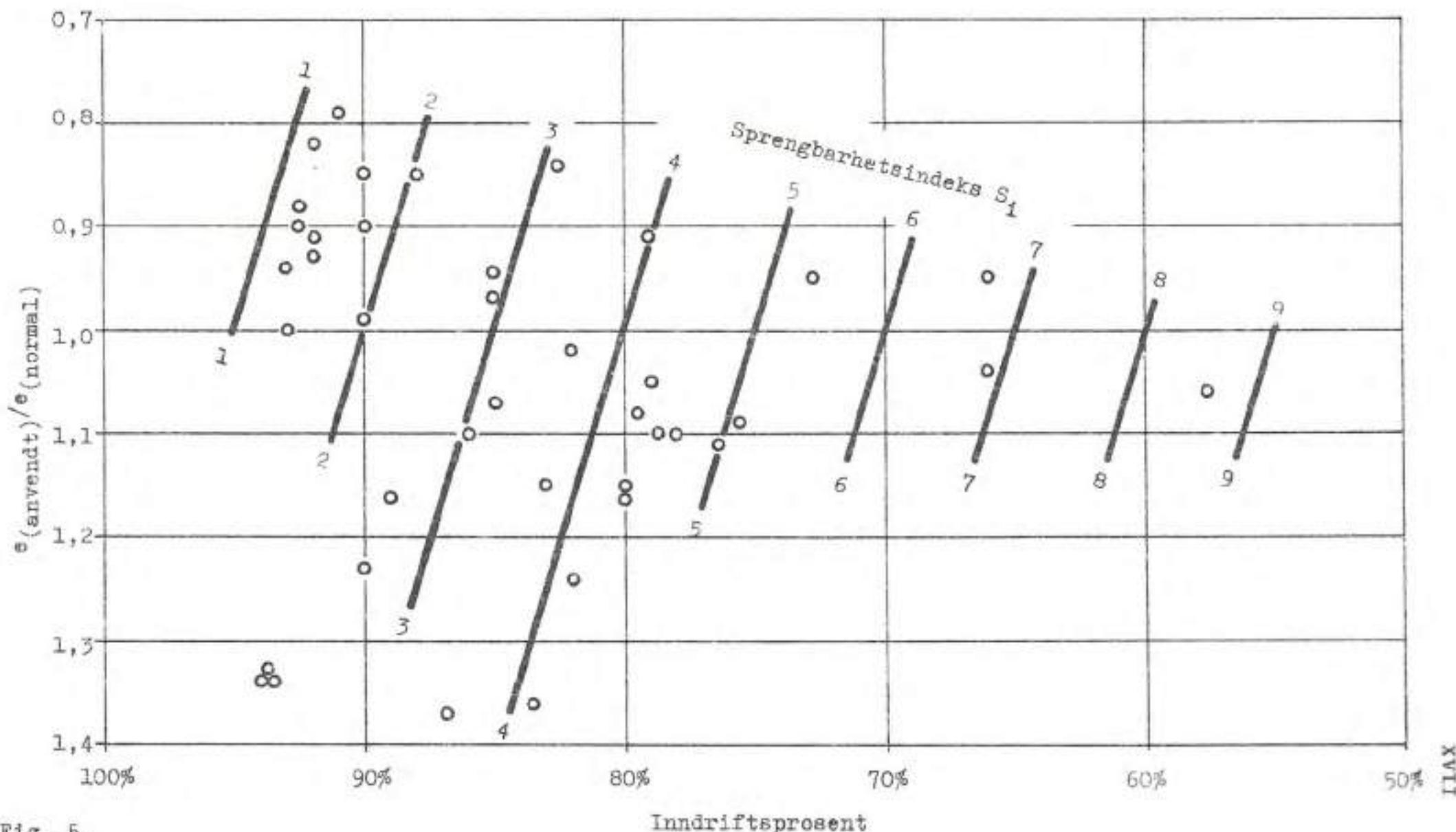


Fig. 5.

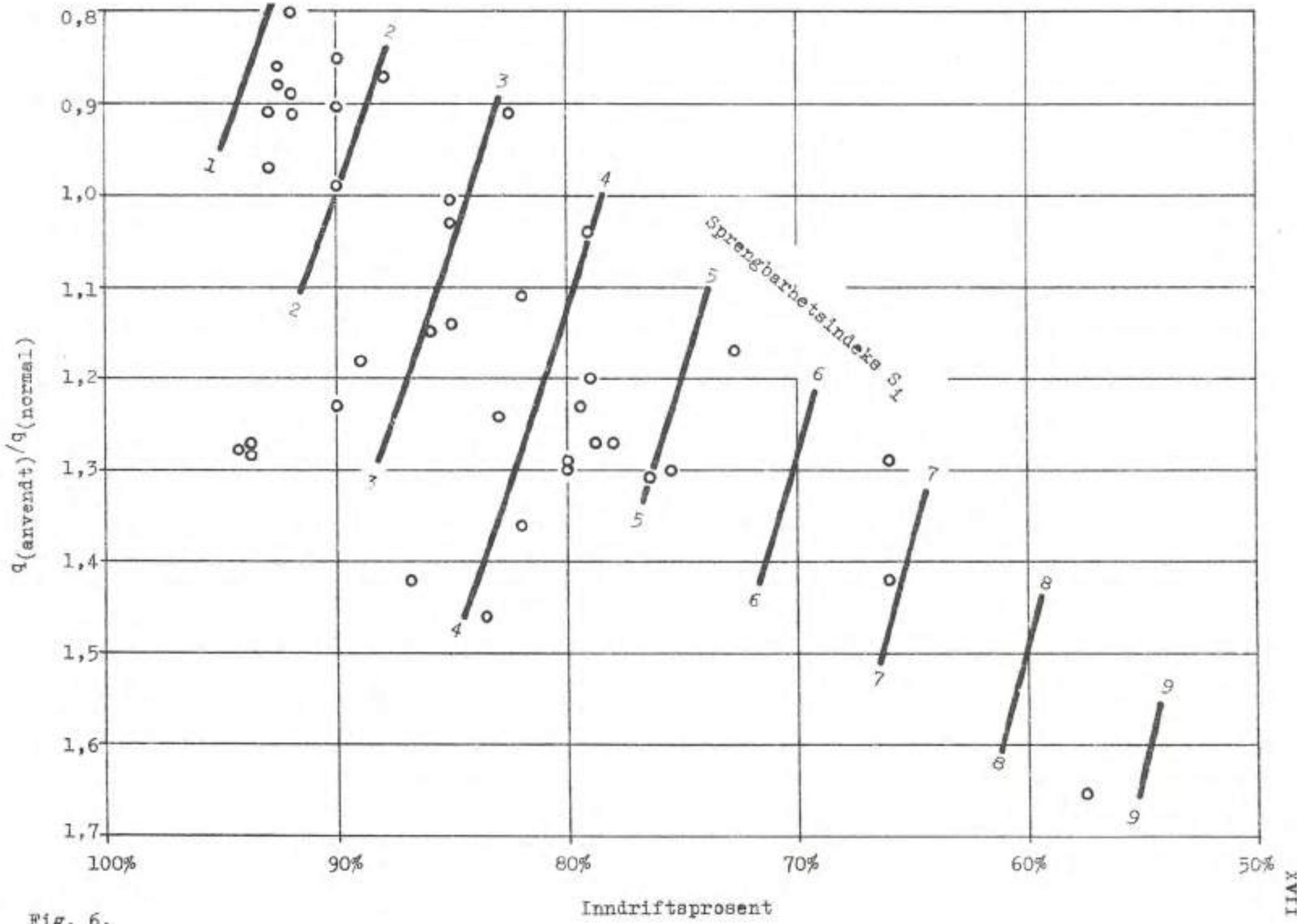


Fig. 6.

Fig. 7. Sammenhengen mellom sprengbarhetsindeks  $S_i$  og forholdet  $v_{(max)}/v_{(min)}$

$v_{(max)}$  = lydgjennomgangshastighet parallelt bergartens strukturplan

$v_{(min)}$  = lydgjennomgangshastighet vinkelrett bergartens strukturplan

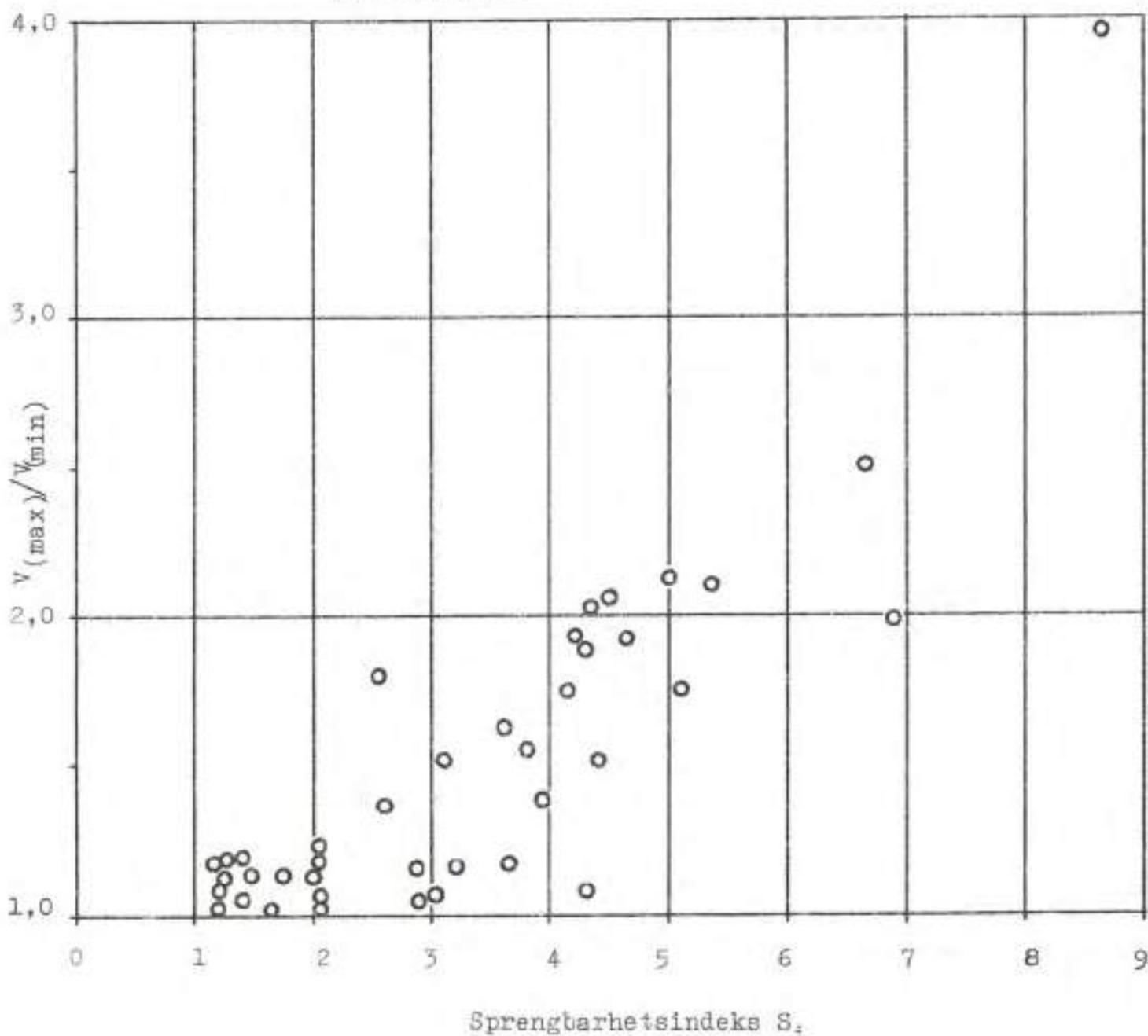
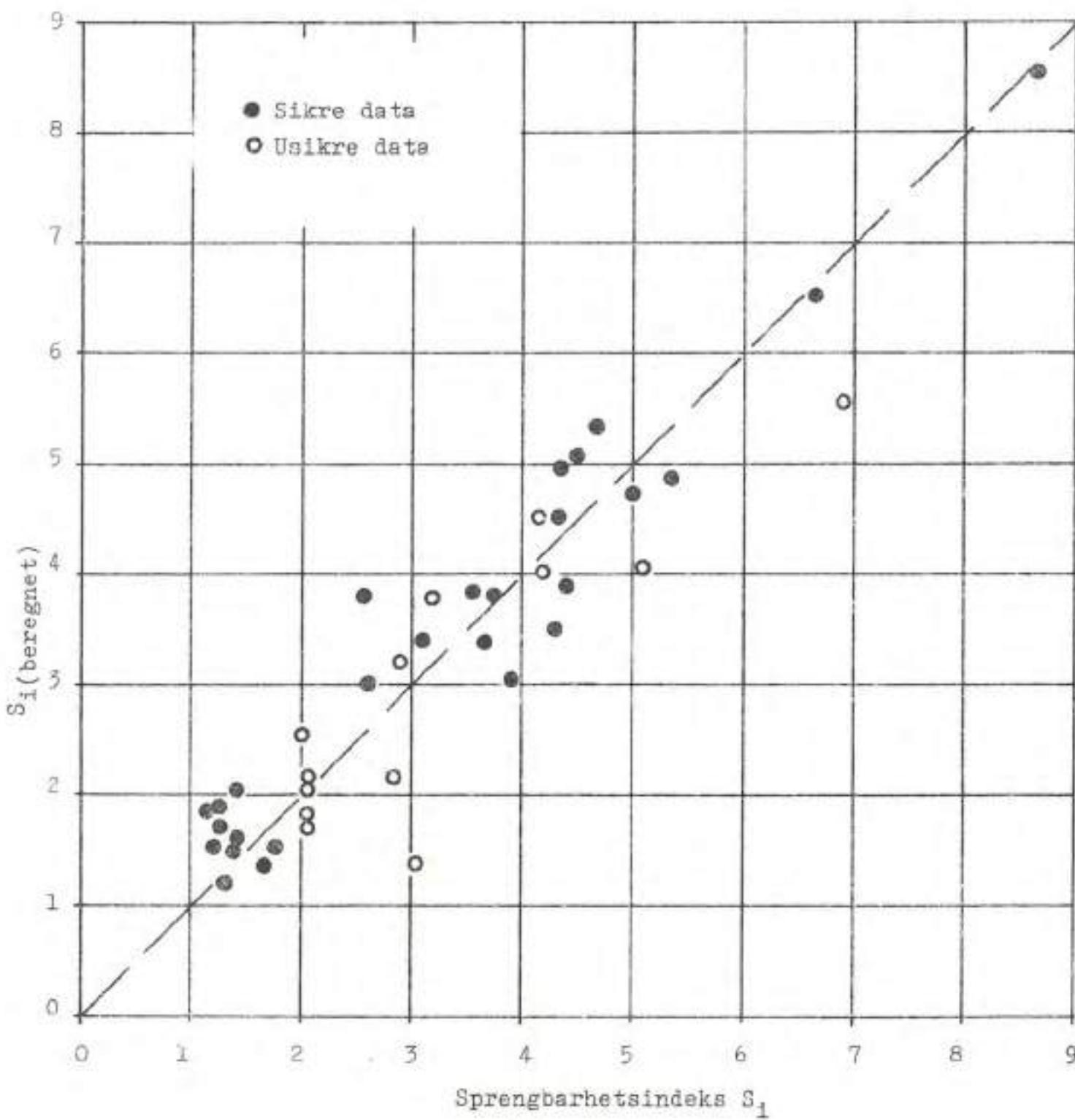


Fig. 8. Korrelasjonsdiagram for  $S_1$  og  $S_{1(\text{beregnet})}$

$S_1$  = sprengbarhetsindeks fastlagt ut fra driftsdata

$S_{1(\text{beregnet})}$  = sprengbarhetsindeks beregnet ut fra de målte bergartsegenskaper ved formelen:

$$\begin{aligned} S_{1(\text{beregnet})} &= 4,222 \cdot \text{sp.vekt} - 0,006 \cdot \text{:}(\max) \\ &\quad + 2,274 \cdot V_{(\max)} / V_{(\min)} - 0,028 \cdot \text{sprekketall} \\ &\quad - 10,980 \end{aligned}$$



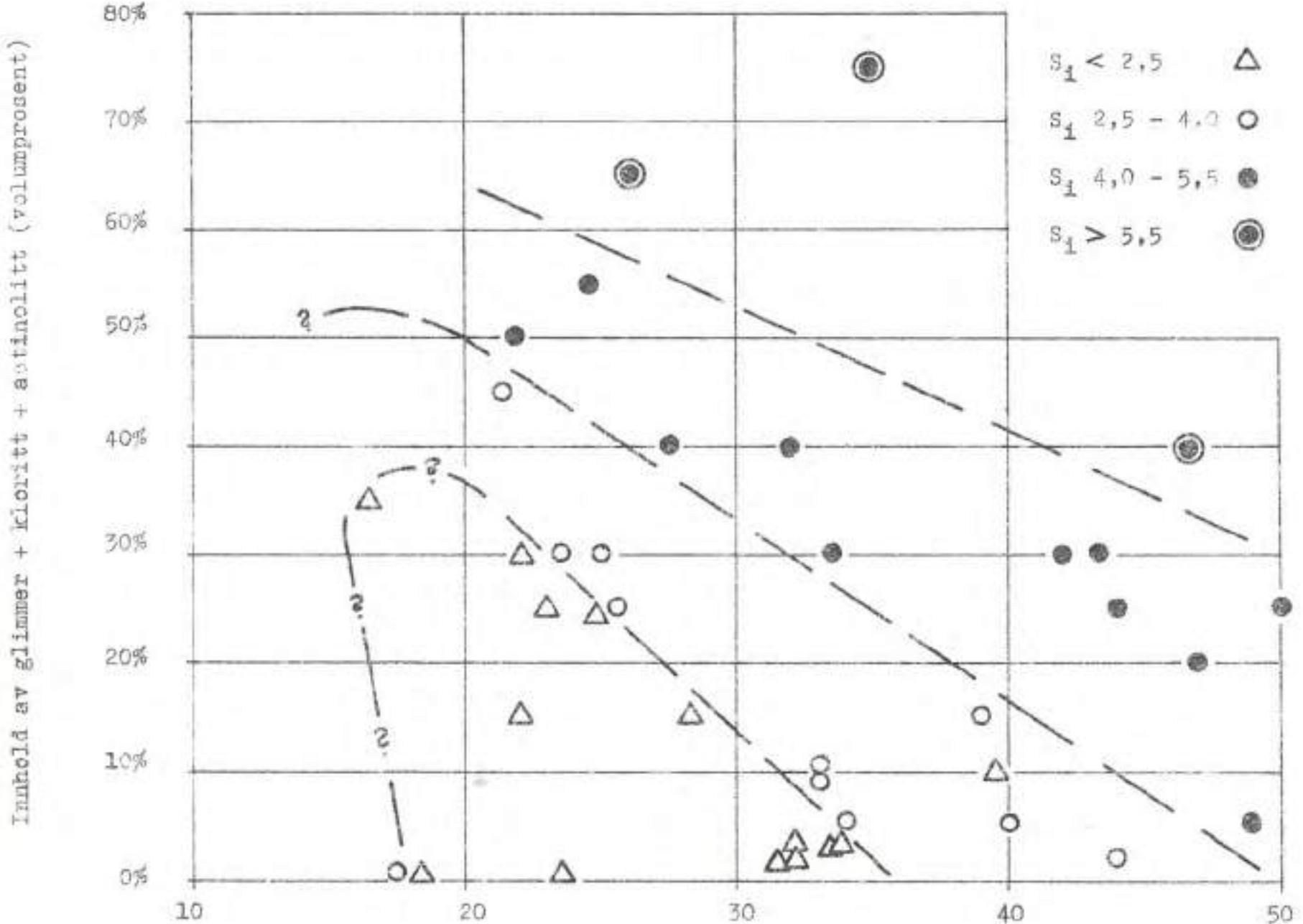


Fig. 9

EN KONTROLLSERIE PÅ METODEN FOR LABORATORIE-BESTEMMELSE AV SPRENGBARHETEN

av

Sivilingeniør P. Bollingsmo  
Institutt for Ingeniørgeologi

EN KONTROLLSERIE PÅ METODEN FOR LABORATORIE-  
BESTEMMELSE AV SPRENGBARHETEN

Foredraget bygger på en diplomoppgave i faget Ingeniørgeologi: "En undersøkelse av bergartenes mekaniske egenskaper ved Ranaanleggene med henblikk på sprengbarheten."

Den er utført i tidsrommet 1. sept. - 1. des. 1966.

Det er hele tiden stipendiatur Jan Bergh-Christensen's opplegg som er fulgt, og foredraget bygger for det meste på hans metoder og erfaringer.

Det er ialt tatt prøver fra ni forskjellige steder ved tunneldriften ved Rana-anleggene:

Prøve nr.	Sted
1	Kalvatn
2	Utløpstunnel
3	-- " --
4	Tilløpstunnel SITV (Åga)
5	-- " --      SIIH      "
6	-- " --      "      "
7	Tilløpstunnel SIV (Akersvatn)
8	Austerbukt
9	Sauvassåga H.

Samtidig med prøvetakingen ble det foretatt observasjoner og målinger av noen driftsdata, nemlig: Innendrift, borets salvelengde, sprengstoffforbruk, pakningsgrad og fragmentering. Dessuten er det kartlagt rundt prøvestedene.

### GEOLOGISK OVERSIKT

Området hvor prøvene er tatt ligger i den nord-norske glimmerskiferformasjonen. Bergartene er typiske for nordlandsfacies, som kjennetegnes av mye kalk og glimmer. Stort sett er det opprinnelige sedimenter som er omvandlet til glimmerskifre og gneis, foruten krystallinske karbonater, mest kalkstein eller marmor.

Mellom disse to hovedgrupper har vi også eruptiver som er trengt frem i forbindelse med den Kaledonske fjellkjed dannelse. Disse utgjøres av både sure granittiske bergarter og basiske gabbro- og hornblendebergarter, som opptrer både som sterre massiver og som små intrusjoner.

Ingen av prøvene er hentet fra disse eruptivene, en er hentet fra kalken og resten kommer fra glimmerskifer og gneisavdelingene. Det har ikke hatt noen betydning å skille mellom gneis og glimmerskifer og dette kan også være meget vanskelig, da det finnes alle mulige varianter, og overgangen er ofte jevn og umerkelig, men det antas at alle prøvene representerer gneisavdelingen.

Gneisen i det området hvor prøvene er tatt fører kvarts, feltspat og glimmer som de viktigste mineraler. Dessuten inngår ofte litt hornblende og også litt krystallin kalk. Forsvrig finnes mer eller mindre spredte granater.

### PRØVETAKING OG INNHENTING AV DATA

#### Generelt

Det er tatt to prøver fra hvert prøvepunkt. 1 à 2 blokker og en samleprøve på ca. 15 kg. av mindre stein tatt spredt fra hele tverrsnittet. Det er blokkprøven som brukes til å fremkaffe laboratoriedata, samleprøven blir det bare tatt sprøhetstall på, som så sammenholdes med sprøhetstallet for blokkprøven. Dette vil da gi et lite bilde av hvor representativ prøven er, samtidig hvor vekslende bergartsegenskapene er på stedet.

Borplanene som brukes er i grove trekk. meget like. Alle bruker kilkutt.

Observasjonene for inndrift, boret lengde, pakningsgrad og boreencyaktighet er stort sett hentet fra kutten. Dette fordi kutthullene er lettest å finne igjen etter skyting. Dessuten er stort sett kutten det eneste sted hvor det brukes samme sprengstofftype i hele hullet, slik at det er mulig å regne ut pakningsgrad.

Bedømmelse av fragmentering er tatt ut fra en visuell vurdering av stykksterrelsen, og noen nevneverdig forskjell fra sted til sted er ikke observert, nemlig ca. 20 - 30 cm. gjennomsnittlig sterrelse.

Opplysninger om fremkast er innhentet fra bare noen få salver da sammenskrapingen av salva ofte begynner umiddelbart etter skyting. Derfor er det vanskelig å komme inn p.g.a. røyken.

Når det gjelder utstyret, så kan det nevnes at alle drifter bruker halvsekund tennere, tyske av type HU.

Sprengstoffet som brukes er:

Type	Dimensjon	Patronvekt
Gummidynamitt	40 x 400 mm	700 g
Geomit	-- " --	550 g
Rør (geomit)	1 m lang	550 g

Det brukes ikke forladning.

Borutstyret er stort sett likt. Alle bruker 1 7/8" borkroner. Austerbukt bruker 12' stenger. Tillopstunnel SIIIV bruker 14' i kutten og 13' ellers, resten av driften bruker 13' stenger.

Alle unntatt Akersvatn bruker 4" bormaskiner. Akersvatn bruker 4 1/2".

#### Kartleggingen

Ved kartleggingen er det i første rekke lagt vekt på å måle

lagstillingen, stikk og sleppers stilling, karakter og tettet og bergartenes variasjoner.

Det har til sine tider vært vanskelig å systematisere stikkene, men stort sett har det gått bra å sette dem sammen i klare systemer.

I vurderingen av resultatene kommer det inn en faktor som er kalt sprekketall. Det kommer frem ved at man tegner opp den lengde av tverrsnittet som tilsvarer salvelengden. Ved å ta i betraktnsing sprekkenes strok, fall og tetthet, kan man så finne ut hvor mange sprekker som vil skjære det utsprengte volum av en salve. Dette blir da sprekketallet. Det regnes da bare med gjennomsettende stikk og ikke de små og lite utholdende.

#### VURDERING AV MARKOBSERVASJONER OG DRIFTS DATA

Vanskeligheten ligger først og fremst i å vite hvor mye man skal stole på driftsdataene fra tunnelrapporter. Boret salvelengde som er oppgitt i tunnelrapportene stemmer ikke, og derfor må inndriftsprosentene justeres.

Det vil i sammenstillingen av resultatene bli brukt de justerte verdier for inndriftsprosent fra tunnelrapporten, da disse bygger på et sterre gjennomsnitt og mere presise målinger av inndriften. Et gjennomsnitt av to observerte salver gir for dårlig grunnlag til å bestemme dette på, foruten at målingene blir upresise.

Likevel vil det selvsagt være en del feilkilder. De oppgitte verdier vil, som før nevnt, vanskelig kunne bli helt presise. En ting som kan nevnes i den forbindelse er at under boringen av kutten, hender det en gang iblant at noen av hullene treffer hverandre i bunnen. Dette fører da til at bare det ene hullet kan lades til bunns, noe som kan ha betydning for resultatet, og i alle fall vil det bli en feil ved utregningen av pakningsgraden.

En viktig feilkilde er utvilsomt også det at den uttatte prøve ikke er representativ. Spesielt er dette vanskelig for de bergarter som prøvene representerer. De aller fleste er båndet på en eller annen måte og da båndingen som oftest består i vekslende mineralinnhold, forstår man at en prøve på 20 x 20 x 30 cm lett kan bli litt forskjellig fra salva som gjennomsnitt.

Når det gjelder vurderingen av pakningsgrad, fragmentering, framkast og boreneyaktighet, så er det vanskelig å benytte disse opplysningene ved sammenstillingen av resultatene, da det er vanskelig å si hvor stor betydning de har. Forsvrig har det ikke vært mulig å se noen nevneverdig forskjell på fragmentering, fremkast og boreneyaktighet fra sted til sted.

Pakningsgraden vil heller ikke bli tatt med i vurderingene, men også her er det stort sett likt, bortsett fra et par tilfelle.

Ingen av driftene skulle være nevneverdig hemmet av en ueheldig lagstilling. Det eneste måtte i tilfelle være prøve nr. 1 fra Kalvatn, som har en lagning tilnærmet parallelt driftsretningen, men bergarten er til gjengjeld så isotrop og oppsprukket at det neppe har noen betydning.

Bergtrykket har muligens hatt innvirkning på resultatene ved prøvepunktene 2, 3 og 8. Ved prøvepunkt 8, Austerbukt, hadde man store bergtrykk som ga seg utslag i sprak og bergslag, og her har vel dette virket befordrende på sprengningsresultatet. Betydningen av bergtrykket for prøve 2 og 3 er derimot mere usikkert. Muligens har det her virket hemmende. Generelt er bergtrykkets innvirkning såpass usikker at den ikke vil bli tatt med i den videre behandling av resultatene.

Sammenstilling av driftsdata og markobservasjoner

Prove nr.	Tv. snitt i m <sup>2</sup>	Inn-dr. %	Spr. st. i kg/m <sup>3</sup>	Salvelengde i m	Born. pr. m <sup>3</sup>	Pakn.grai i kg/dm <sup>3</sup>	Fragm. i cm	Sprekkes tall	Berg trykk
1	27	94,0	2,07	3,75	1,72	1,09	20	65	Lavt
2	58	84,0	1,52	3,75	1,39	0,99	30	2	Middels
3	58	85,0	1,52	3,75	1,40	-	-	1	-"-
4	58	96,0	1,30	3,75	1,23	-	-	22	Lavt
5	58	90,0	1,30	3,75	1,23	-	-	12	"
6	58	91,0	1,30	3,75	1,44	1,16	30	12	"
7	65	89,0	1,38	3,60	1,42	0,97	30	10	"
8	39	86,0	1,62	3,45	2,13	-	-	1	Hoyt
9	39	81,0	2,02	3,75	2,01	1,04	30	3	Lavt

Laboratoriearbeidet

Laboratoriearbeidet er utført etter de retningslinjer som stipendiat Jan Bergh-Christensen bruker, og har bestått i målinger av sprohetstallene  $S_5$  og  $S_{20}$ , elastisitetsmåling ved måling av lydgjennomgangshastighet og strekkfasthet. Dessuten er provene mikroskopert i tynnslip for å finne innholdet av de viktigste mineraler, og for å få et bedre innblikk i bergartsstrukturen.

Sammenstilling av de viktigste laboratorieresultater.

Prøve nr.	Sp.v.	Blokk		$v_{41}$	$v_{\perp}$	$\sigma_{11}$	$\sigma_{\perp}$	Glimmer- innhold
		$S_5$	$S_{20}$					
1	2,70	23	51	3980	3940	55	38	1
2	2,91	37	66	2610	1650	57	42	29
3	2,80	41	66	3080	1880	110	54	14
4	2,70	29	63	2400	1650	74	49	19
5	2,84	31	58	4150	1520	70	34	57
6	2,78	38	66	2910	1790	81	52	18
7	2,76	37	59	3770	2130	83	61	40
8	2,79	36	65	2360	1710	57	38	28
9	2,97	41	72	2450	2590	70	64	1

SAMMENSTILLING AV MARKOBSERVASJONER OG  
LABORATORIERESULTATER

Sprengbarhetsindeksen i felt ( $S_i$  felt), finnes så etter stipendiat Bergh-Christensen's nomogram, og man får da:

Prove nr.	Innir.%	$\frac{e_{\text{prøve}}}{e_{\text{max}}}$	$S_i$ felt
1	94	1,17	1,60
2	84	1,13	3,47
3	85	1,14	3,40
4	96	1,09	1,10
5	90	1,03	2,07
6	91	1,04	1,90
7	98	1,15	2,57
8	86	1,0	2,80
9	81	1,18	4,25

Sprengbarhetsindeksen fra laboratorieresultatene er så funnet fra stipendiat Bergh-Christensen's formel:

$$\begin{aligned}
 S_i \text{ lab.} = & - 10,98 \\
 & + 4,222 \cdot \text{sp.vekt} \\
 & - 0,006 \cdot \sigma_{\text{max}} \\
 & + 2,374 \cdot V_{\text{max}}/V_{\text{min}} \\
 & - 0,028 \cdot \text{sprekketall}
 \end{aligned}$$

Det gir så følgende verdier for  $S_i$  lab.:

Prove nr.	$S_i$ lab.
1	0,61
2	4,66
3	4,04
4	2,74
5	6,33
6	3,80
7	4,09
8	3,71
9	3,58

Det er så forsøkt å finne en sammenheng mellom  $S_i$  felt og forskjellige lab.resultater, først og fremst da  $S_i$  lab., ved å sette opp forskjellige diagrammer.

Diskusjon av diagrammene følger til slutt.

Det er også forsøkt å sette opp andre diagrammer med andre variable, men punktene viser her en vilkårlig spredning.

Det gjelder:

Ordinat	Abscisse
$S_i$ felt	$V_{\max}/V_{\min}$
- " -	$V_{\min}$
- " -	$\sigma_{\max}$
- " -	$\sigma_{\min}$
- " -	$\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$
- " -	Glimmerinnhold

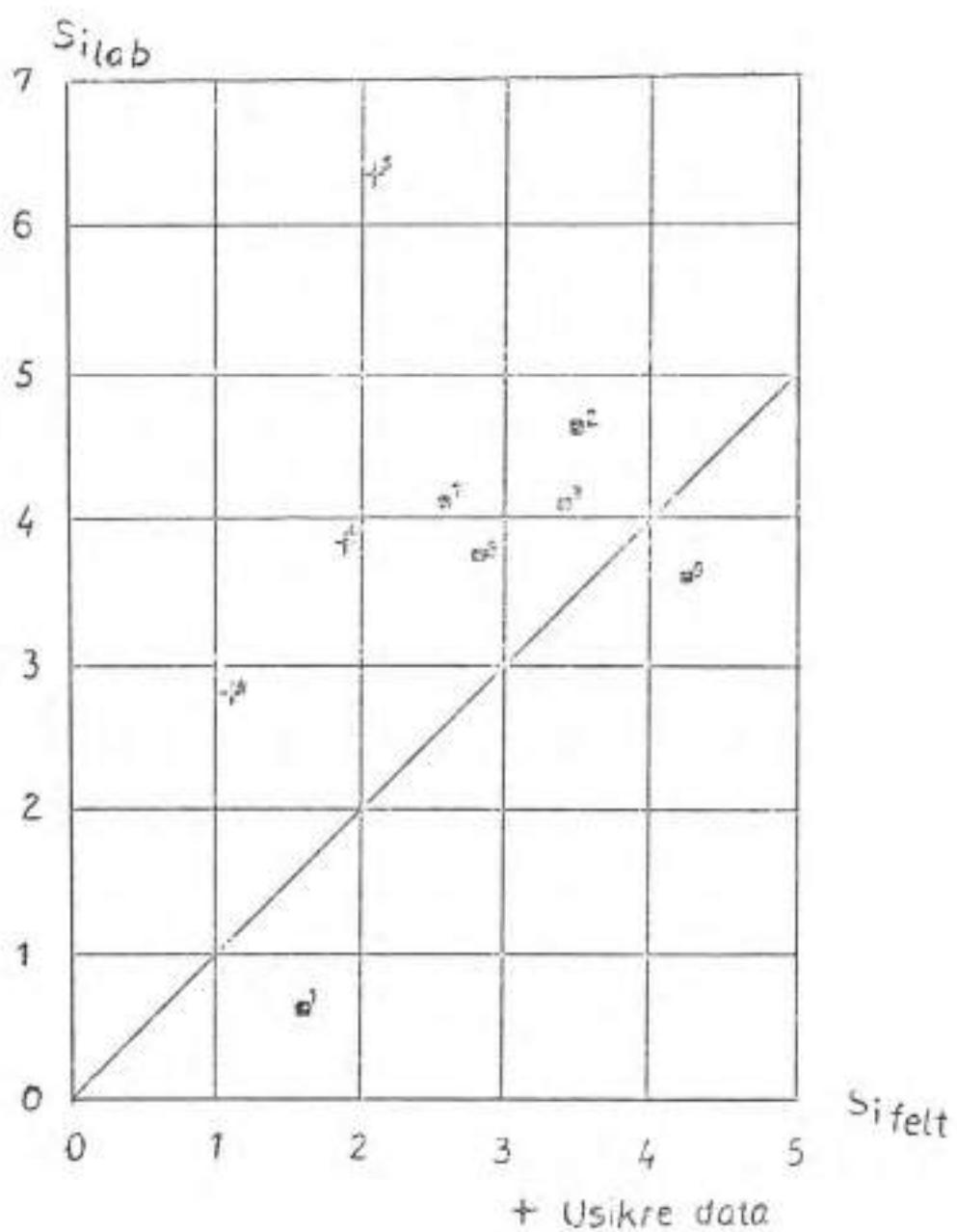


Diagram 1

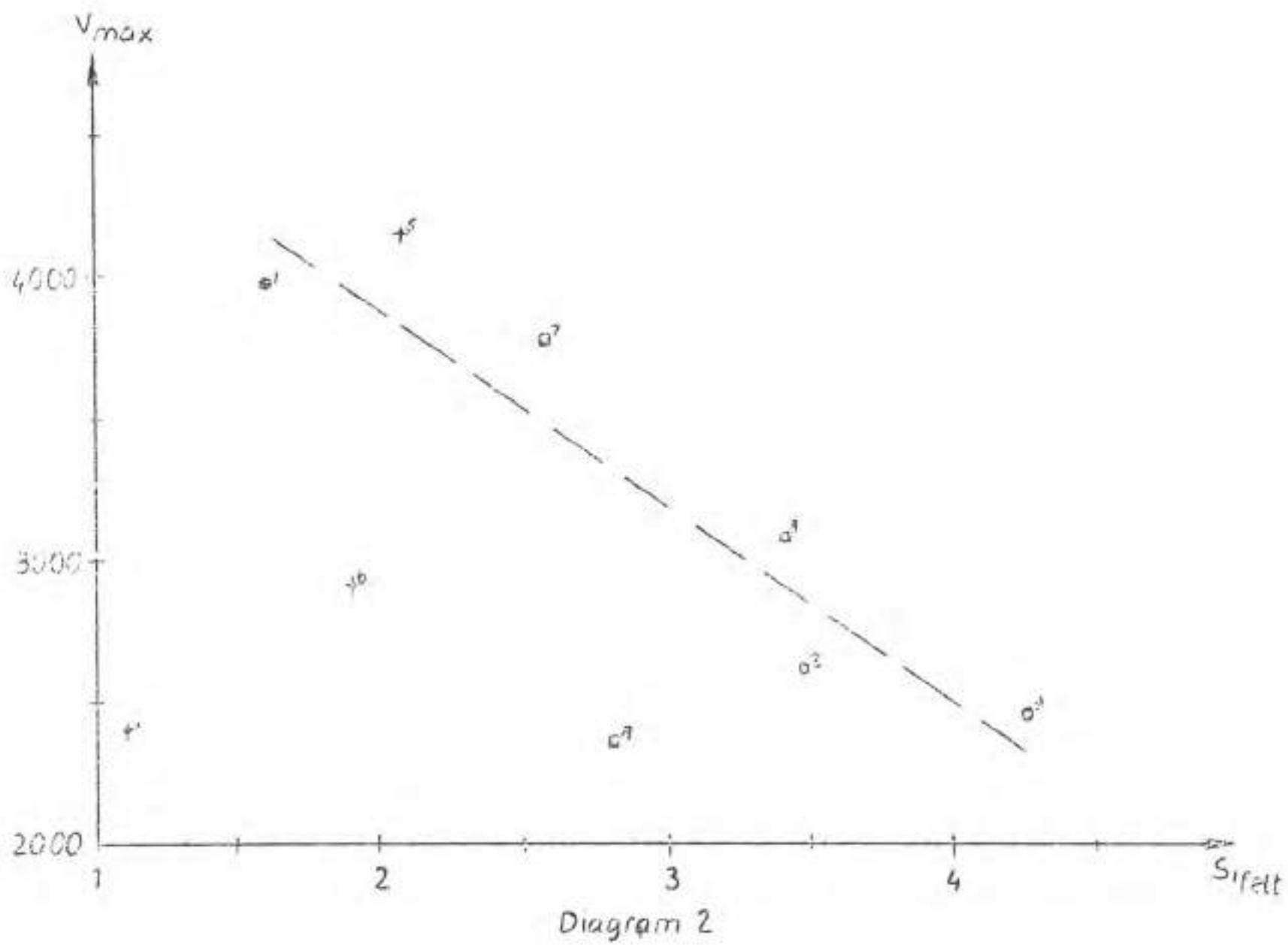


Diagram 2

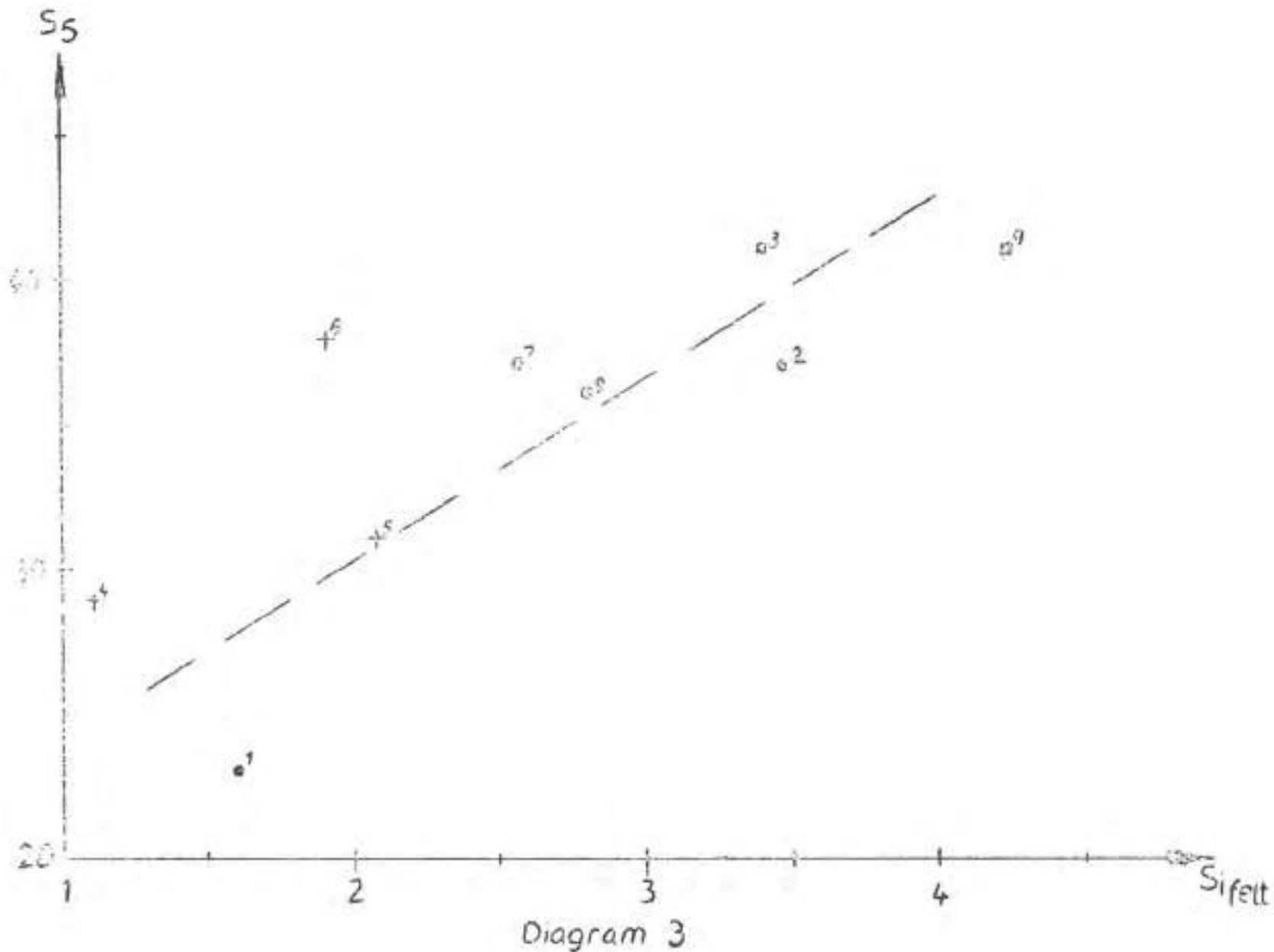


Diagram 3

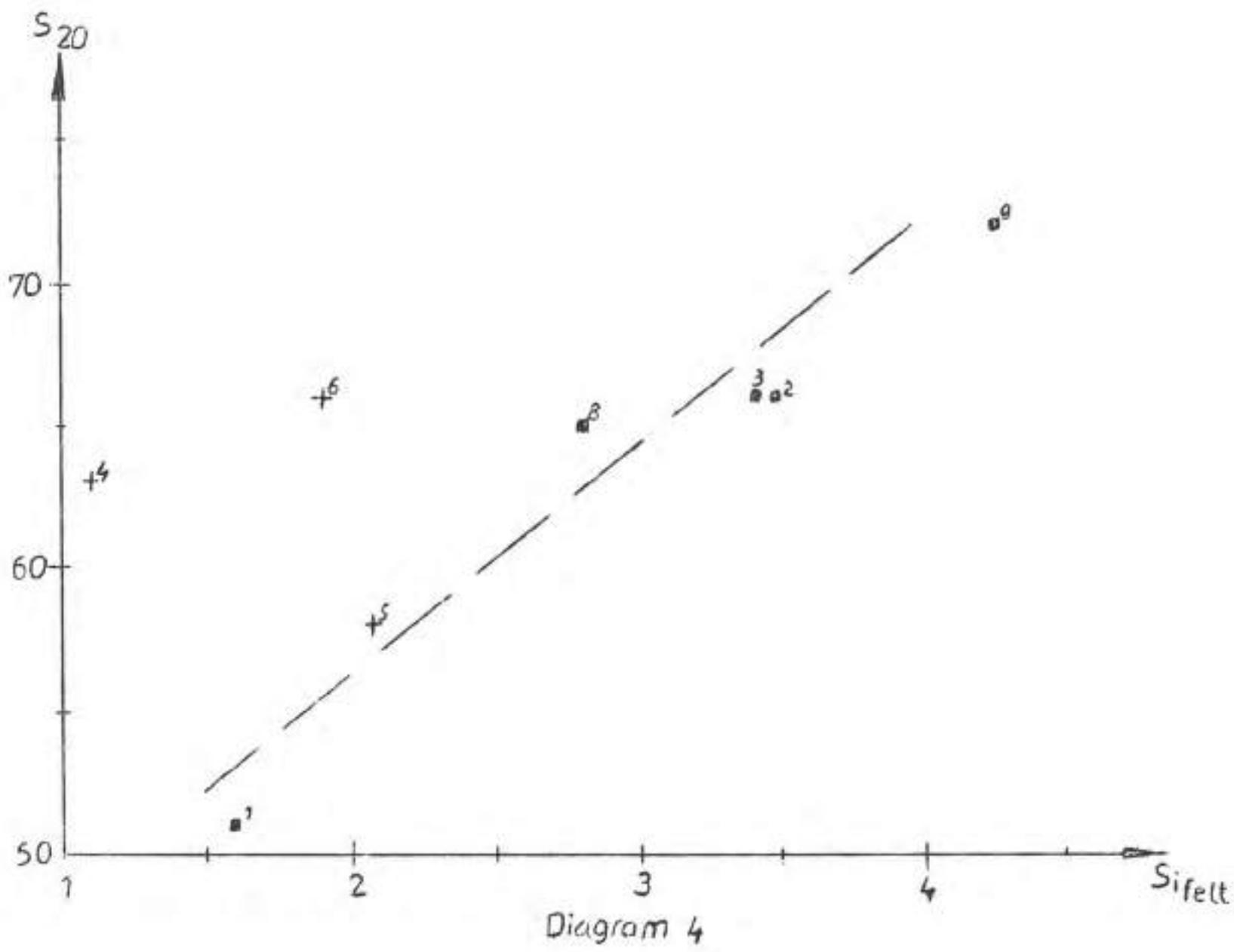


Diagram 4

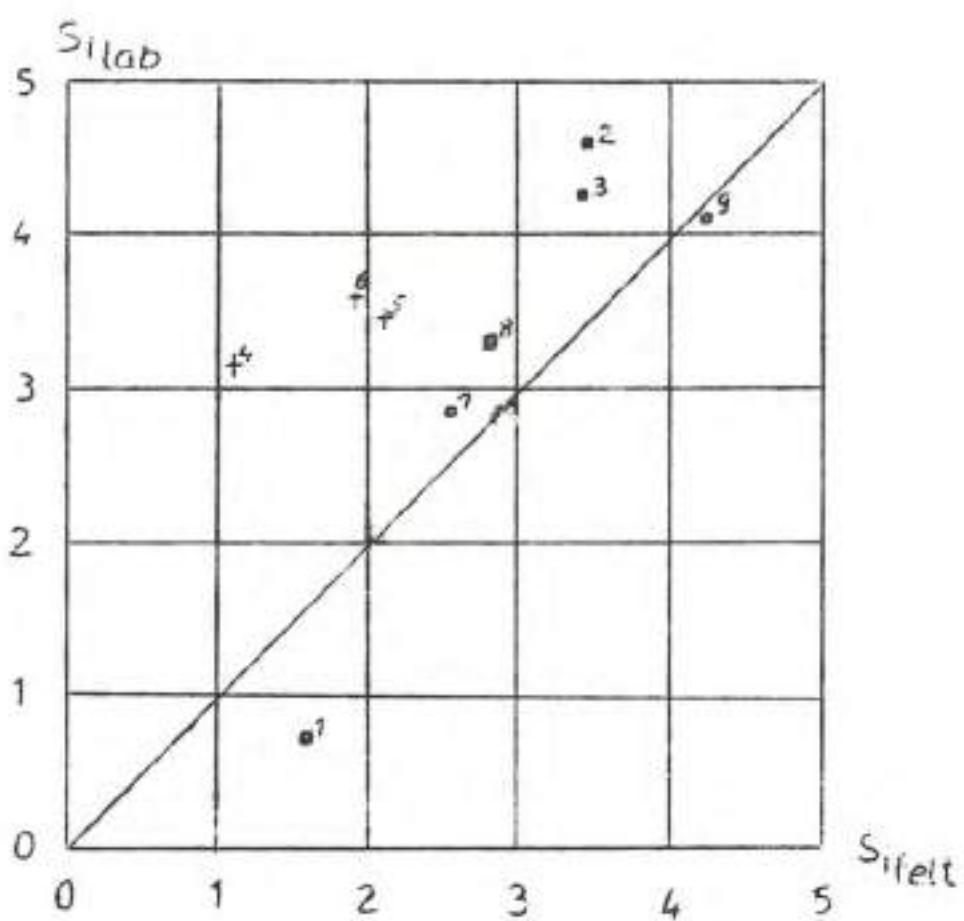


Diagram 5

DISKUSJON AV DIAGRAMMENE

I diagram 1 ser man sammenhengen mellom  $S_i$  lab. og  $S_i$  felt. Høst skulle jo punktene gruppere seg rundt den opptrukne linjen som halverer vinkelen mellom aksene, og man kan vel derfor ikke si at resultatet er særlig godt. Prøve nr. 5, som faller helt utenfor, er en meget glimmerrik og folgelig sterkt anisotrop bergart, slik at det ledet som inneholder  $V_{max}/V_{min}$  i formelen for  $S_i$  lab., får en uforholdsmessig stor vekt.

Ser man på prøvene i håndstykket, er det prøvene 1, 8 og 9 som er de mest isotrope, og som det dermed er best å ta representative prøver fra, og å få mest pålitelige resultater fra. De dårligste i så måte er prøvene 4, 5 og 6.

Selv om ikke punktene grupperer seg så godt rundt den ideelle linjen, så må man vel kunne si at det i hvert fall er en riktig tendens.

Diagram 2 viser også en tendens mot dårligere sprengbarhet med lavere lydgjennomgangshastighet, eller at sprengbarheten minker med skende elastisitet. Dette er jo i overensstemmelse med sprengningsteorien og praktiske erfaringer.

Diagrammene 3 og 4 viser at sprengbarheten blir dårligere med høyere sprøhetstall. Dette kan i første omgang synes å være i strid med teorien, men hvis man har klart for seg at disse bergartene representerer gruppen av "dode" bergarter, altså bergarter med høyt sprøhetstall og stor elastisitet, så viser dette diagrammet at sprengbarheten minker med skende "dødhet".

Diagram 5 viser sammenhengen mellom  $S_i$  felt og  $S_i$  lab. for en ny prøveserie som er tatt av vit.ass. Heldahl og stipendiat Bergh-Christensen på de samme prøvesteder som tidligere.

Denne prøveserie ble opprinnelig tatt for å se om det hadde noen betydning at prøvene ble tatt fra tunnelveggen,

hvor bergarten sannsynligvis gjennomgår mindre påkjenninger, enn fra salva, hvor påkjenningene muligens er større.

Med alle de variable og alle feilkildene man opererer med, viste det seg at det ikke var mulig å dra noen sluttninger om dette, men dette diagrammet viser stort sett det samme bildet som diagram 1.

Det er også her prøvene 4, 5 og 6 som gjør sterst utslag, og dette bekrefter inntrykket om at disse er vanskelig å få representative.

#### KONKLUSJON

Man må være meget forsiktig med å trekke for konsekvente sluttninger ut fra disse resultatene,

For det første er ni prøver altfor lite til å få noe godt statistisk grunnlag å bedomme dette på.

Dernest kommer at de bergartene som prøvene er tatt fra, er meget vanskelige å proveta. De er så båndet og uregelmessig i mineralinnhold og struktur at man står i stor fare for å ta prøver som ikke er representative. Man burde tatt en serie fra hvert proverpunkt for å få et bedre gjennomsnitt, men dette har ikke latt seg gjøre p.g.a. den strenge tidsramme om en slik diplomoppgave.

Andre faktorer som har betydning, men som er vanskelige å vurdere, er bl.a. bergtrykket og de tektoniske forhold. Å få uttrykt disse faktorer i tall er meget vanskelig, men man må hele tiden ha klart for seg at disse faktorer vil innvirke på resultatene.

Alt i alt er det mange feilkilder som gjør resultatene usikre, og de diagrammene som er vist, må bare tas som tendenser i den ene eller annen retning.

LUFTTRYKKBØLGER OG SKADER FORÅRSAKET AV  
LUFTTRYKKBØLGER

av

Kaptein Arnfinn Jensen  
F.B.T.

LUFTTRYKKBØLGER OG SKADER FORÅRSAKET AV LUFTTRYKKBØLGERInnledning

Etter hvert som avanserte sprengningsmetoder nytes stadig nærmere bebyggelse, broer og andre konstruksjoner øker også faren for at utilsiktede skader kan oppstå som følge av lufttrykkbølgepåkjenninger.

I steinbrudd og særlig i skog- og landbruk, nytes påleggsladninger i stor utstrekning. Lufttrykksbølgevirkningen fra disse er lite påaktet.

Ved sprengninger i tunnelssystemer som står i forbindelse med nye eller eldre bygningskonstruksjoner, kan man få overraskelser selv på store avstander. Skader på bebyggelse utenfor fjellanlegg forårsaket av salveskytning er relativt utforsket. Derimot er skader forårsaket av fritthengende ladninger i tunneler i den senere tid gjort til gjenstand for omfattende undersokelser og resultatene kan i noen utstrekning også overføres til salveskytning.

Sikkerhetsspørsmål i forbindelse med plassering av sprengstofflagre i tilknytning til arbeidsplasser under jord, er et stadig tilbakevendende problem.

Bygningsskader forårsaket av rystelser er tidligere gjort til gjenstand for undersokelser og sikkerhetskriterier og andre retningslinjer er utarbeidet og kjent. Virkninger fra lufttrykkbølger har vært lite påaktet og kvantitative informasjoner om lufttrykkbølger er lite kjent. Dette kommer bl.a. tydelig til uttrykk ved erstatningssaker.

I det følgende skal en forsøke å gi noen grunnleggende data om lufttrykksbolger og skader forårsaket av lufttrykksbolger slik at både den praktiske og planleggende ingeniør i hvert fall kan ha noe å holde seg til.

## 2. Sfærisk utbredelse av lufttrykksbolger

For sfærisk (kulesymmetrisk eller tredimensjonal) utbredelse av trykksbolger fra ulike store, men likt formede ladninger av samme sprengstoff, gjelder med meget god tilnærming enkle målestokklover. Dette forhold kan anvendes til en sammenfattende beskrivelse av detonasjonsforlopet fra ulike store ladninger ved å tilbakeføre forlopet til en enhetsladning.

Dersom en storrelse i trykksolgen måles i avstand R fra en ladning med vekt Q, skal denne storrelsen for sammenligning med den tilsvarende storrelsen fra en referanseladning med vekt  $Q_0$ , tilbakeføres til en avstand

$\lambda = \frac{R}{S}$  hvor S angir hvor mange ganger større lengdemål ladningen Q har enn ladningen  $Q_0$ .

Dersom lengdemålet betegnes med r er Q proporsjonal med  $r_Q^3$  og:

$$S = \frac{r_Q}{r_{Q_0}} = \frac{Q^{1/3}}{Q_0^{1/3}}$$

Derved fås:

$$\lambda = R \left( \frac{Q_0}{Q} \right)^{1/3}$$

Dersom referanseladningens storrelse velges lik en vektenhet (1 kg, 1 lb osv) fås:

$$\lambda = \frac{R}{Q^{1/3}}$$

$\lambda$  kalles vanligvis redusert avstand.

I det metriske system regnes normalt R i m og Q i kg.  
 Andre enheter nyttes en gang i blant og dette må en se opp for.

I likeverdige punkter, gitt ved at

$$\lambda_1 = \frac{R_1}{Q_1^{1/3}} = \lambda_2 = \frac{R_2}{Q_2^{1/3}} = \lambda_n = \frac{R_n}{Q_n^{1/3}}, \text{ er}$$

fronthastigheten

(w) og maksimaltrykket (p) i lufttrykksbolgen like store.

Karakteristiske tider (positiv varighet, gangtid, osv) er i likeverdige punkter gitt ved:

$$t = t_\lambda \cdot Q^{1/3}$$

Impulser gitt ved:

$$I = I_\lambda \cdot Q^{1/3}$$

Avstand for likeverdige punkter er gitt ved:

$$R = \lambda \cdot Q^{1/3}$$

Bøvegelsen av massepartikler bak trykkfronten (vind) forårsaker et dynamisk trykk som er gitt ved:

$$q = \frac{5}{2} \cdot \frac{p^2}{7P_0 + p}$$

der  $P_0$  betegner atmosfæretrykket.

Ved en trykksbolges vinkelrette innfall ( $\alpha = 0$ ) mot en reflekterende flate er det maksimale refleksjonsovertrykk gitt ved:

$$P_r = 2p \cdot \frac{7P_0 + 4p}{7P_0 + p}$$

Figur 1 - figur 5 gir grunnleggende data for sfæriske

lufttrykksølger fra TNT med spesifikk vekt 1,54.

Figur 2 - 4 er hentet fra /1/. Andre forfattere har noe avvikende kurver, men i regelen er avvikene små og uten betydning i praksis.

Figurene gjelder for en temperatur på 20°C og et omgivende lufttrykk på 1 atm.

Hvis registreringen er foretatt under andre betingelser, nyttes følgende korreksjonsfaktorer (Sachs) for normalisering av observasjonene:

$$\text{Trykk: } s_p = (1/P_o)$$

$$\text{Avstand: } s_d = (P_o/1)^{1/3} \cdot (1/Q^{1/3})$$

$$\text{Tid: } s_t = (T/293)^{1/2} \cdot (P_o/1)^{1/3} \cdot (1/Q^{1/3})$$

$$\text{Impuls: } s_i = (T/293)^{1/2} \cdot (1/P_o)^{2/3} \cdot (1/Q^{1/3})$$

Normalt har en ikke en kulesymmetrisk utbredelse. Hvis ladningen detonerer på en idealreflekterende flate, multipliseres ladningsvekten med 2, deretter beregnes  $\lambda$  på vanlig måte og avlesning kan foretas direkte i de gitte figurene.

Av praktiske multiplikasjonsfaktorer kan nevnes:

For betongflater: 1,8

For snedekket mark:  $\angle 1,5$

For sumpområde og skog:  $\sim 1,5$

### 3. Plan utbredelse av lufttrykkbolger

Plan eller endimensjonal utbredelse av lufttrykkbolger får en ved sprengning i rør eller tunneler. (Bortsett fra området nærmest ladningen).

Skalingsloven i dette tilfelle er som følger:

$$\frac{L_1 \cdot D_1^2}{L_2 \cdot D_2^2} = \frac{Q_1}{Q_2}$$

Der  $L_1$  og  $L_2$  angir avstand mellom ladning og registreringssted,  $D_1$  og  $D_2$  angir tunneldiameter (ved ekvivalent sirkulært tverrsnitt) og  $Q_1$  og  $Q_2$  de samhørende ladningsvekter.

Når denne likning er oppfylt, skulle en teoretisk måle samme fronttrykk i avstandene  $L_1$  og  $L_2$ . Hvis en for referansesret setter  $L_1 \cdot D_1^2 = 1$  kan en innføre en ekvivalent ladningsvekt:

$$Q_E = Q_1 = \frac{L_1 \cdot D_1^2}{L_2 \cdot D_2^2} \cdot Q_2 = \frac{Q}{L \cdot D^2}$$

Viskose effekter gjør at denne enkle skalingslov ikke holder for registreringer på store avstander (store L/D verdier). En har imidlertid funnet en grenseverdi oppad for trykket  $\Delta p_s$  ved en bestemt verdi for ekvivalent ladning  $Q_E = \frac{Q}{L \cdot D^2}$  når en lar  $L/D \rightarrow 0$ , dvs en lar  $L$  gå mot 0.

Dette er vist i figur 6. Dette kan nytties som referansekurve når en ikke har viskose effekter med i bildet.

Preliminære forsøksdata viser at en får samme statiske overtrykk  $\Delta p_s$  når ekvivalent ladning

$$Q_E = \frac{Q}{L \cdot D^2} \quad \text{er den samme og såfremt } L/D \text{ er den samme.}$$

En har funnet at innvirkningen av L/D som skalingsparameter som en første approksimasjon kan beskrives ved:

$$P_s = P_{so} \cdot \exp (-5,9 \cdot 10^{-3} L/D)$$

(Q i gram og L, D i cm)

Der  $P_{so}$  er verdien tatt for figur 6.

Denne skalingslov er påvist for D fra 5 cm til ca 6cm og for L/D fra 5 til 750.

Den positive varigheten har en funnet kan uttrykkes med følgende empiriske uttrykk:

$$t_+ = 11 + (0,465 \cdot \lg Q + 0,7 \cdot \lg D + 0,142) \cdot L$$

$t_+$  i ms

Q i g

D i m

L i m

Disse data er basert på resultater fra forsok utført ved Forsokskontoret, Forsvarets bygningstjeneste.

Fyldige rapporter om endimensjonal utbredelse blir publisert i den nærmeste fremtid.

#### 4. Utbredelse av lufttrykkbolger i kompliserte geometrier

I de to foregående avsnitt ble ren tredimensjonal og ren endimensjonal utbredelse behandlet. I disse tilfelle er det mulig å nytte redusert avstand eller ekvivalent ladningsvekt og la en kurve eller et uttrykk beskrive trykkipuls osv. Det er ikke alltid en kan tilbakeføre utbredelsen til tre - eller endimensjonal utbredelse.

Ofte vil en ha overgangsformer - fra en - til tredimensjonal utbredelse eller omvendt. Dette er tilfelle ved overgang fra utbredelse i tunnel til utbredelse i fri luft. I et trangt dalføre vil en kunne ha en meget komplisert utbredelse av en, to og tredimensjonale bolger. For slike geometrier er det ikke mulig ved hjelp av noen få figurer å beskrive utbredelsen generelt. Hvert enkelt tilfelle må gjøres til gjenstand for en separat underskelse. Ved hjelp av moderne modellteknikk og tilsvarende registreringsutstyr lar dette seg gjennomføre med en meget beskjeden økonomisk innsats. Ved Forsokskontoret, Forsvarets bygningstjeneste er det i løpet av de senere år gjennomført forsok i skala 1:10, 1:25, 1:50 og 1:92. Overensstemmelsene med fullskalaundersøkelse er meget gode. Såfremt en er pinlig nøyaktig med å overholde modellteknikkens første bud for slike forsok - geometrisk similaritet - kan en uten vanskelighet oppnå resultater som avviker mindre enn 10% fra tilsvarende fullskalaundersøkelse. I U S A er modellforsok utført i så liten skala som 1:960 med ganske godt resultat.

Under forutsetning av geometrisk similaritet er modelllovene enkle. Ved linær skalingsfaktor M - dvs skala 1:M er :

- Alle geometriske avstander skalet lineært.

$$L_F = M \cdot L_M$$

Indeks M = modell

Indeks F = full skala

- b. Ladningsvekten er skalet med skalingsfaktoren i tredje potens:

$$Q_F = M^3 \cdot Q_M$$

- c. Impuls og karakteristiske tider er skalet lineært:

$$I_F = M \cdot I_M$$

$$t_F = M \cdot t_M$$

- d. Maksimumstrykk er ikke skalet:

$$P_{\max F} = P_{\max M}$$

Ved tunneldrift lagres normalt sprengstoff inne i selve tunnelen. I slike tilfelle melder spørsmålet seg om hvilke sikkerhetsavstander en skal regne med og hvor egne brakker m.v. sikrest kan plasseres. Dette er undersøkt for et anlegg som fremgår av fig. 7.

For en ladning på 2190 kg fremgår isobarer av fig. 8 og ekviimpulslinjer av fig. 9.

I fig. 10 er gitt formler for beregning av forskjellige avstander. Med kjennskap til at dampningen av trykket ved endimensjonal utbredelse er liten, kan en uten større feil nytte de samme formler for anlegg hvis størrelse og geometri avviker noe fra den i fig. 7.

Ladningens plassering er heller ikke kritisk for overslagsberegninger. For trykksulger fra salveskyting gir fig. 8 og 9 kvalitative informasjoner.

### 5. Bygningsskader

Når en lufttrykksbolge treffer en bygning, blir bolgen reflektert og bygningen blir belastet med et refleksjonstrykk. Ved lave overtrykk ( $p$ ) blir det reflekterende overtrykk ( $p_r$ ) ca 2  $p$  (kfr. pkt. 2). Varigheten av belastningen blir som angitt i figur 2. En "bygning" er et dårlig definert begrep styrkemessig sett, og dersom en har behov for å kjenne en bygnings motstandsdyktighet mot lufttrykksbelgebelaastning med stor nøyaktighet, er en detaljert og tidskrevende studie av bygningen påkrevet. En kan da for de enkelte elementer i bygningen konstruere såkalte "skadekurver". Et eksempel på en slik er vist i vedlegg 11. Av denne fremgår at en parameter (eks trykk) ikke alene er tilstrekkelig til å beskrive elementets styrke. Erfaring har imidlertid vist at man får en ganske god indikasjon bare ved å nytte statisk overtrykk. Fig. 12 a angir hvilken skade som kan forventes ved forskjellige trykk-nivåer. Spredningen er som man ser ganske stor og dette skyldes forskjellig strukturell styrke ved bygningen. Generelt kan man si at en "bygning" ikke bør utsettes for sterre trykk enn 10 mbar hvis man vil ha stor sikkerhet for ikke å få strukturelle skader.

### 6. Skader på vindusglass

Et "vindu" er styrkemessig sett enda dårligere definert enn en "bygning". Dette medfører at også spredningen i skadenivå er større, hvilket bl.a. fremgår av fig. 12 b. For å være ganske sikker på ikke å få knust vinduer, bør de ikke utsettes for sterre trykk enn 2-3 mbar. Dette tilsvarer  $\lambda \sim 300 \text{ m/kg}^{1/3}$ .

## 7. Personskader

Alvorlige fysiske skader som er direkte forårsaket av lufttrykksbolgen begynner å oppstå ved ca. 500 mbar ( $\lambda = 4 \text{ m/kg}^{1/3}$ ). Dette er et meget høyt lydnivå (100 mbar = 174 d B) og ved gjentatte eksponeringer bør en holde seg under 10 mbar (154 d B) tilsvarende  $\lambda \sim 90 \text{ m/kg}^{1/3}$ .

Ved engangseksposering kan en nok tillate høyere trykk - forslagsvis 25 mbar tilsvarende  $\lambda = 40 \text{ m/kg}^{1/3}$ .

Dette gjelder ved sprengning av enkeltladninger i fri luft. Ved salveskyting i tunnel blir varigheten betydelig større og et overtrykk på 10 mbar der er meget ubehagelig og ubetinget skadelig for hodeskallen.

Ved ulykker er det som oftest de indirekte virkningene som forårsaker flest skader. Personell blir truffet av splinter av forskjellig slag eller blir kastet overende eller mot skarpe gjenstander og kan slik pådra seg livsfarlige skader eller endog bli drept selv om den direkte virkning av lufttrykksbolgen ville være ufarlig.

## 8. Ekvivalent ladningsvekt

Diagrammene i figur 1, 2, 4 og 6 gjelder for TNT. Ved å innføre en TNT ekvivalent ladningsvekt, kan en nytte de samme kurvene også for andre sprengstoffer. For vanlig forekommende dynamitter kan en for praktisk bruk og overslagsberegninger nytte en "ekvivalentfaktor" på 0,9 (dvs 1 kg dynamitt tilsvarer 0,9 kg TNT). Denne ekvivalentfaktoren kan variere med trykknivået. Det kan også være forskjellige faktorer for trykk og impuls.

Sprengstoff-fabrikken bør kunne gi detaljerte opplysninger om dette.

Vedlegg til:

"Lufttrykkbølger og skader forårsaket av lufttrykkbølger"

LITTERATUR

- /1/ Granstrom, Sune:  
 "Loading Characteristics of Air Blasts from Detonating Charges".  
 Acta Polytechnica 3 nr. 100 (1956).
- /2/ Broberg, B:  
 "Theoretical Studies on Plane Shock Wave Propagation".  
 Kungl. FortF, Rapport nr 103:5, oktober 1950.
- /3/ Eriksson, S:  
 "Fronttryck och impuls hos endimensjonell støtvåg vid detonation i tunnel".  
 Kungl FortF, Rapport nr. 103:35, mars 1964.
- /4/ Langhaar, H.L.:  
 "Dimensional Analysis and Theory of Models".  
 (John Wiley & Sons)
- /5/ Berring, Warran, W:  
 "Investigation of the Propagation of Blast Waves over Relatively Large Distances and the Damaging Possibilities of such Propagation".  
 Ballistic Research Laboratory Report no 675, November 1948.
- /6/ Skjeltorp, A og A. Jenssen:  
 "An Investigation of scaling laws for Air blast Patterns in straight Tubes and Tunnels caused by Detonation of TNT Charges".  
 Forsvarets bygningstjeneste, 1967.
- /7/ Filler, Rossi and Welsh:  
 "Barricade Effectiveness Evaluated from Records of Accidental Explosions".  
 Armed Services Explosives Safety Board, 1966.
- /8/ Olsen, I:  
 "Utbredelse av trykksbølger i luft I"  
 Fortifikatorisk notat nr. 24/63.  
 Forsvarets bygningstjeneste 1963.

/9/ Sølvberg, A:

"Modellundersøkelser over sjokkbolger i luft ut fra eksplosjonskammer med åpning".  
Norges Tekniske Høgskole og Forsvarets bygningstjeneste 1963.

/10/ Jenssen, A:

"Sterste sprengladning som kan bringes til å detonere ved skytebanen tilhørende Raufoss Ammunisjonsfabrikker uten at det oppstår skade på bebyggelsen i nabølaget."  
Fortifikatorisk notat nr. 33/66.  
Forsvarets bygningstjeneste 1966.

/11/ Jenssen, A, Sølvberg A og H, Michalsen:

"Sikkerhetsspørsmål ved ammunisjonslagre.  
Modellundersøkelse av trykkforplantning i fjellanlegg".  
Fortifikatorisk notat nr. 26/65.  
Forsvarets bygningstjeneste 1965

/12/ Sølvberg, A og Michalsen H:

"Sikkerhetsspørsmål ved ammunisjonslagre.  
Trykkforhold i undergrunnsanlegg. Empiriske formler basert på modellforsok".  
Fortifikatorisk notat nr. 27/65.  
Forsvarets bygningstjeneste 1965.

/13/ Skjeltorp, A:

"Forackssprengning i 80 cm Premoror ved A/S Dalen Portland - Cementfabrikk".  
Fortifikatorisk notat nr. 31/66.  
Forsvarets bygningstjeneste 1966.

/14/ Curren, D. R.:

"Air-shock overpressure outside tunnels in which detonations have occurred".  
Intern rapport X-117.  
Forsvarets forskningsinstitutt 1967.

/15/ Skjeltorp, A:

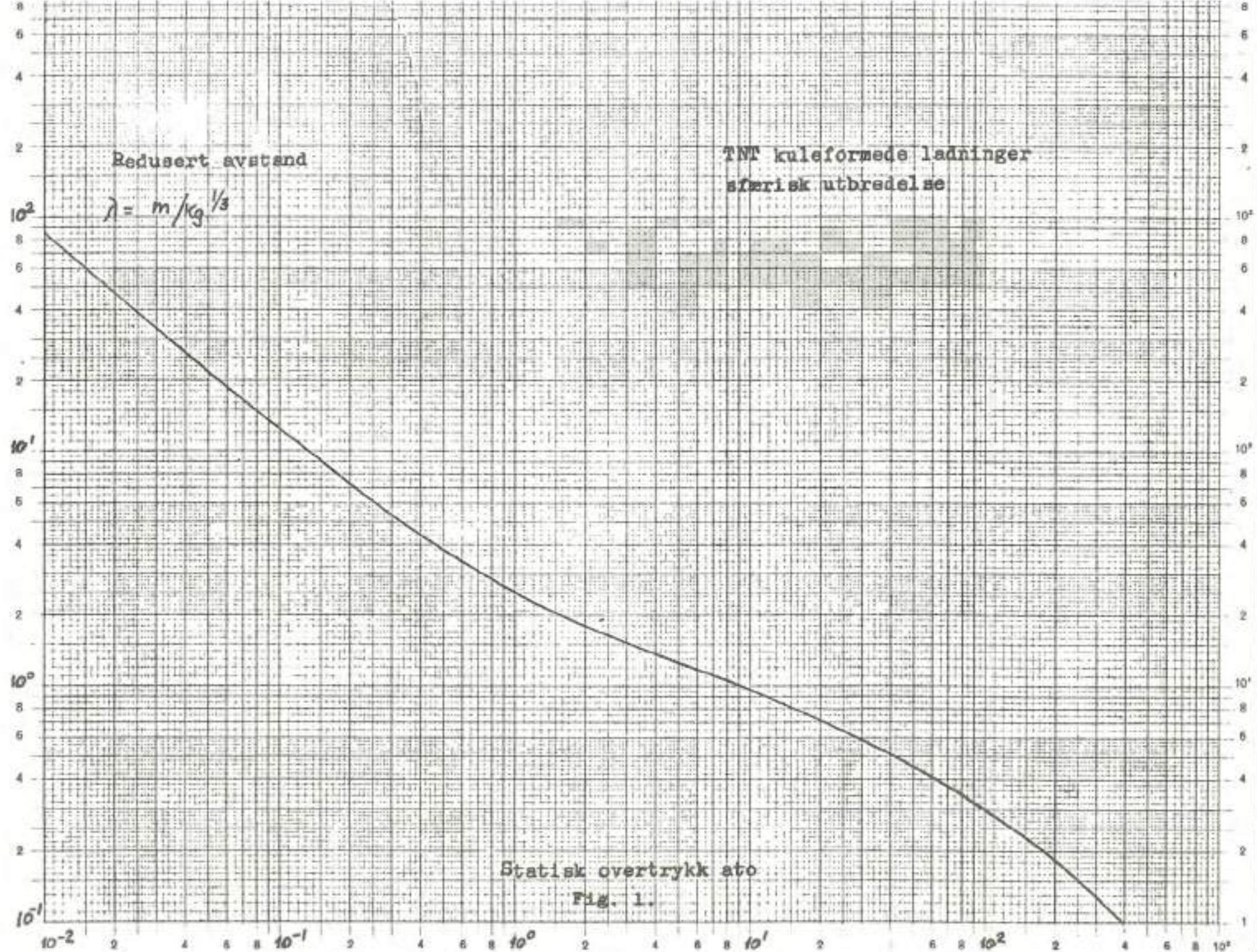
"Underground ammunition storage model tests to investigate external safety distance." Fortifikatorisk notat nr. 36/67  
Forsvarets bygningstjeneste 1967.

/16/ Janssen, A og Skjeltorp A:

"Modellundersøkelse i skala 1:10 av krutt-  
pressehus ved Raufoss Ammunisjonsfabrikker  
ved detonasjon og brann".  
Fortifikatorisk notat nr. 35/67.  
Forsvarets bygningstjeneste 1967.

/17/ Skjeltorp, A:

"TNT ekvivalenten for gummidynamitt".  
Fortifikatorisk notat nr. 37/67.  
Forsvarets bygningstjeneste 1967.



$$10^0 \quad t = \frac{5}{\lambda g}^{1/3}$$

Redusert overtrykkvarighet  
og gangtid som funksjon av  
redusert avstand

(sfærisk utbredelse)

$10^{-1}$

Gangtider for trykkgolgens  
front

$10^{-2}$

$10^{-3}$

$10^{-4}$

Overtrykkets varighet

Fig. 2.

$$\lambda = m/kg/s$$

E B  $10^{-1}$  2 4 6 8  $10^0$  2 4 6 8  $10^1$  2 4 6 8  $10^2$  2 4 6 8  $10^3$  2 4 6 8  $10^4$

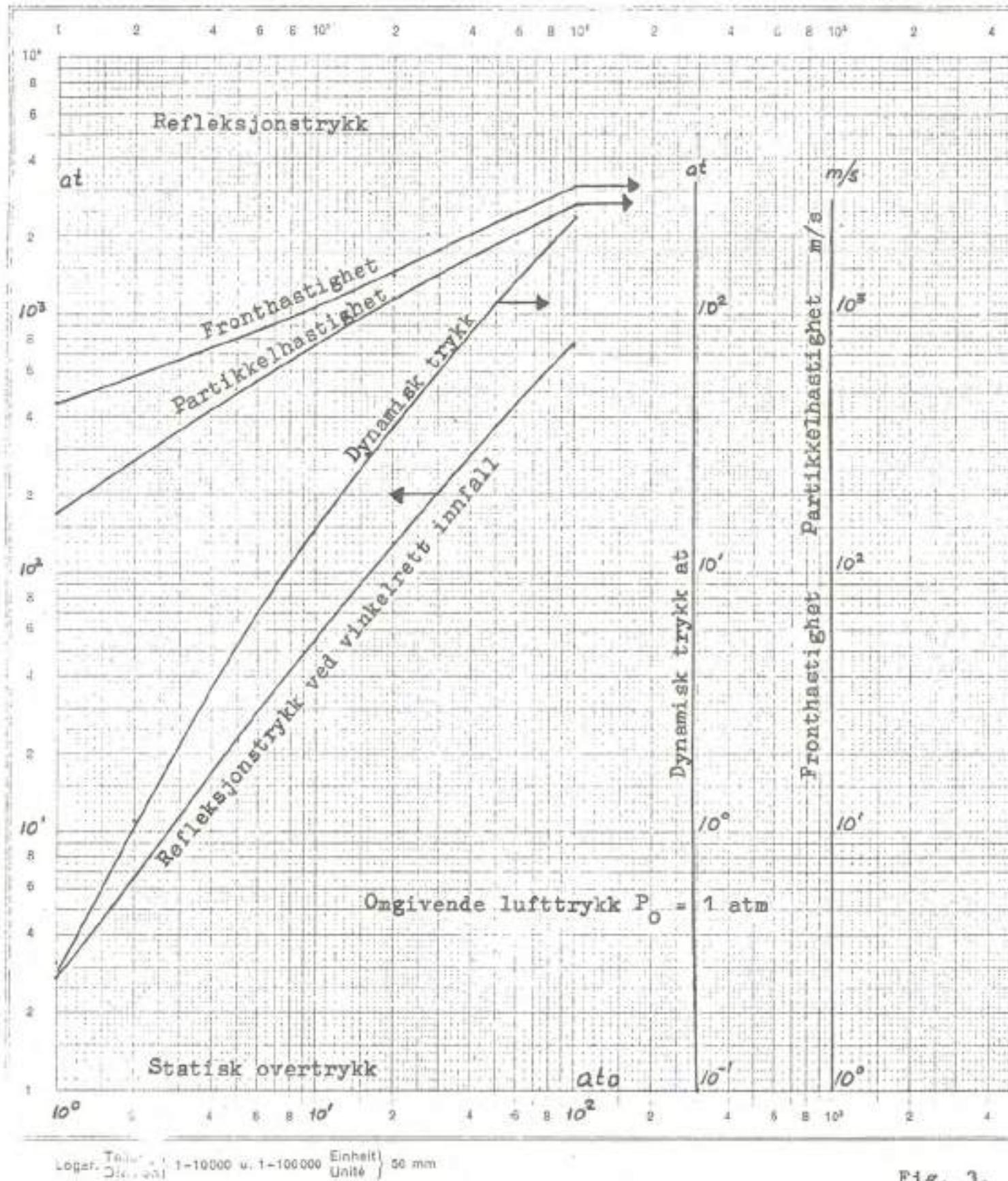


Fig. 3.

Logar. Diagram f=10000 u. 1-100000 Einheit  
Unité } 50 mm

$10^2 \cdot \frac{1}{Q^{1/2}} = g t^2 / \rho \pi^2 / g^2 / 3$

Einduert refleksionsimpuls som  
funktion av reducere areal

$10^1$

Refleksjonsimpuls i N. N. T. (N. N. T. = Nett areal)

$10^0$

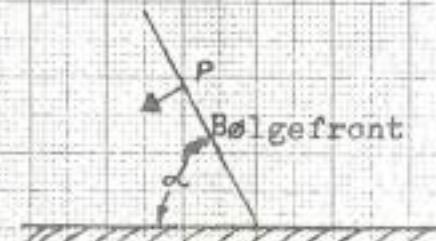
$10^{-1}$

$10^{-2}$

$\lambda = m/\mu g/s$



Reflektert overtrykk som funksjon av innfallsvinkel  
for forskjellige side-on overtrykk.



$P_r$  = refleksjonstrykk

$p$  = statisk overtrykk

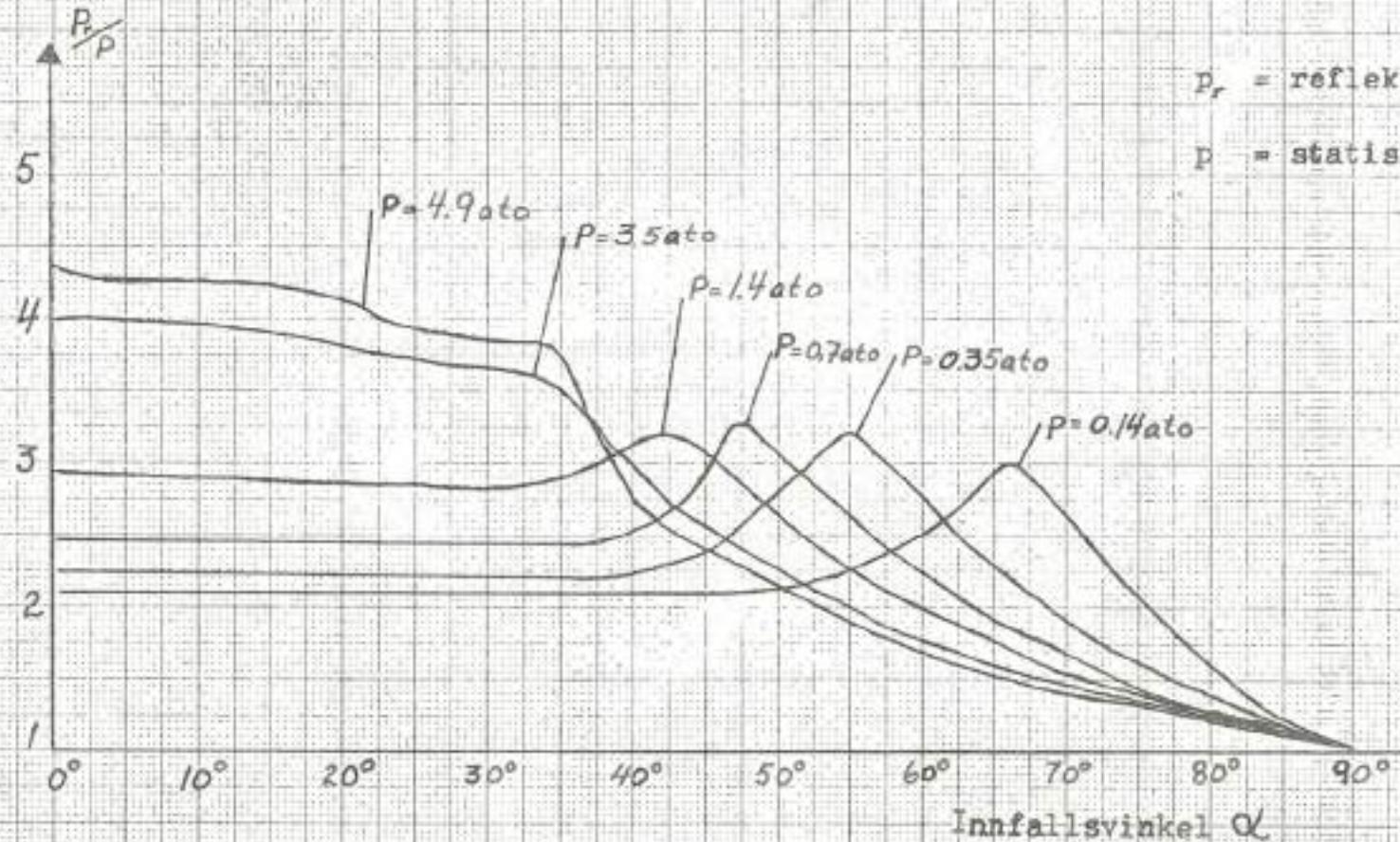


Fig. 5.

$P_{30}$  at 0

/0'

/0<sup>0</sup>

/0<sup>-1</sup>

/0<sup>-2</sup>

10<sup>-7</sup>

10<sup>-6</sup>

10<sup>-5</sup>

10<sup>-4</sup>

10<sup>-3</sup>

Lim L/D → 0



FIG. 6.

$$Q_E = Q/LD^2 \text{ (gram/cm}^3\text{)}$$

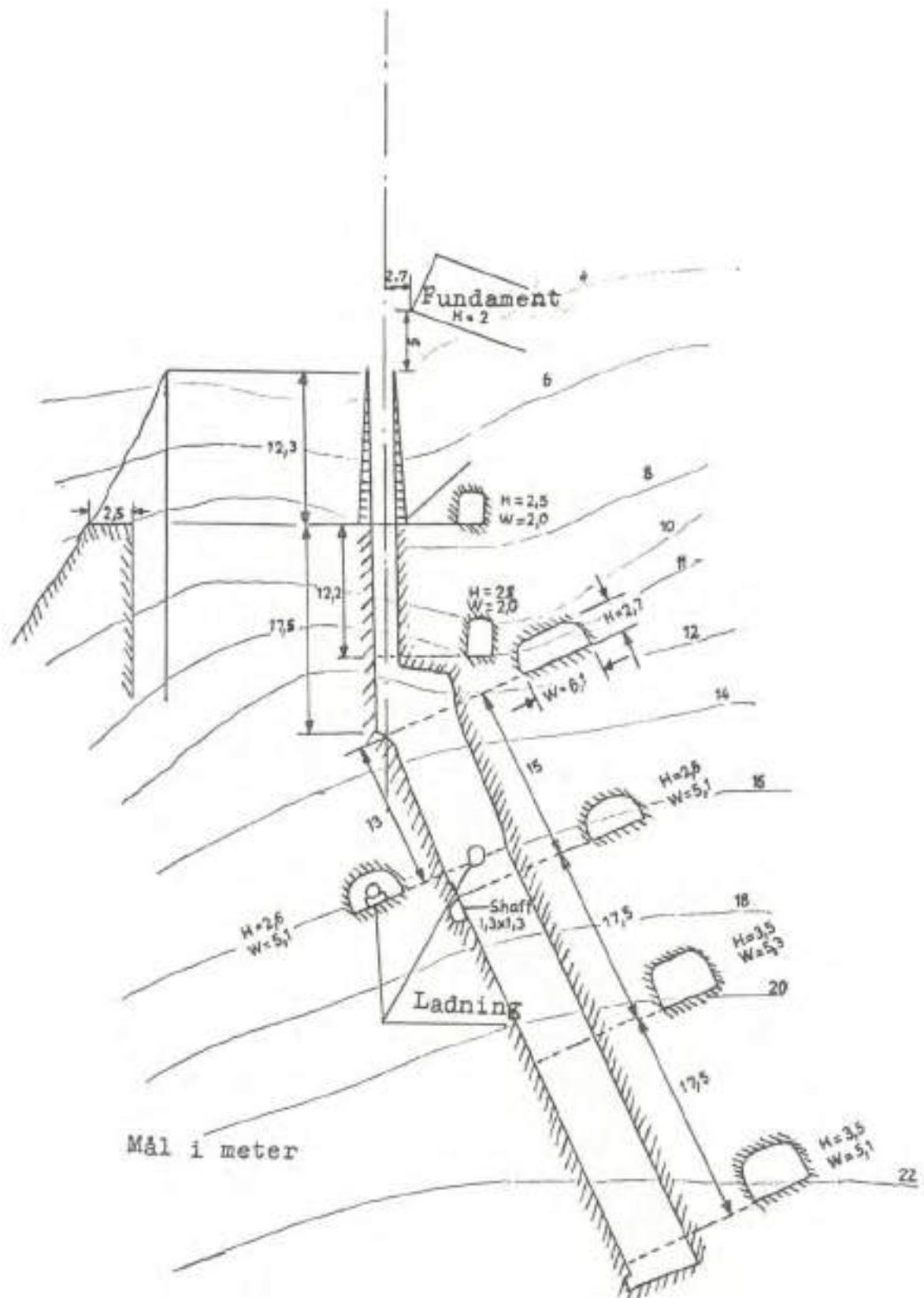


Fig. 7.

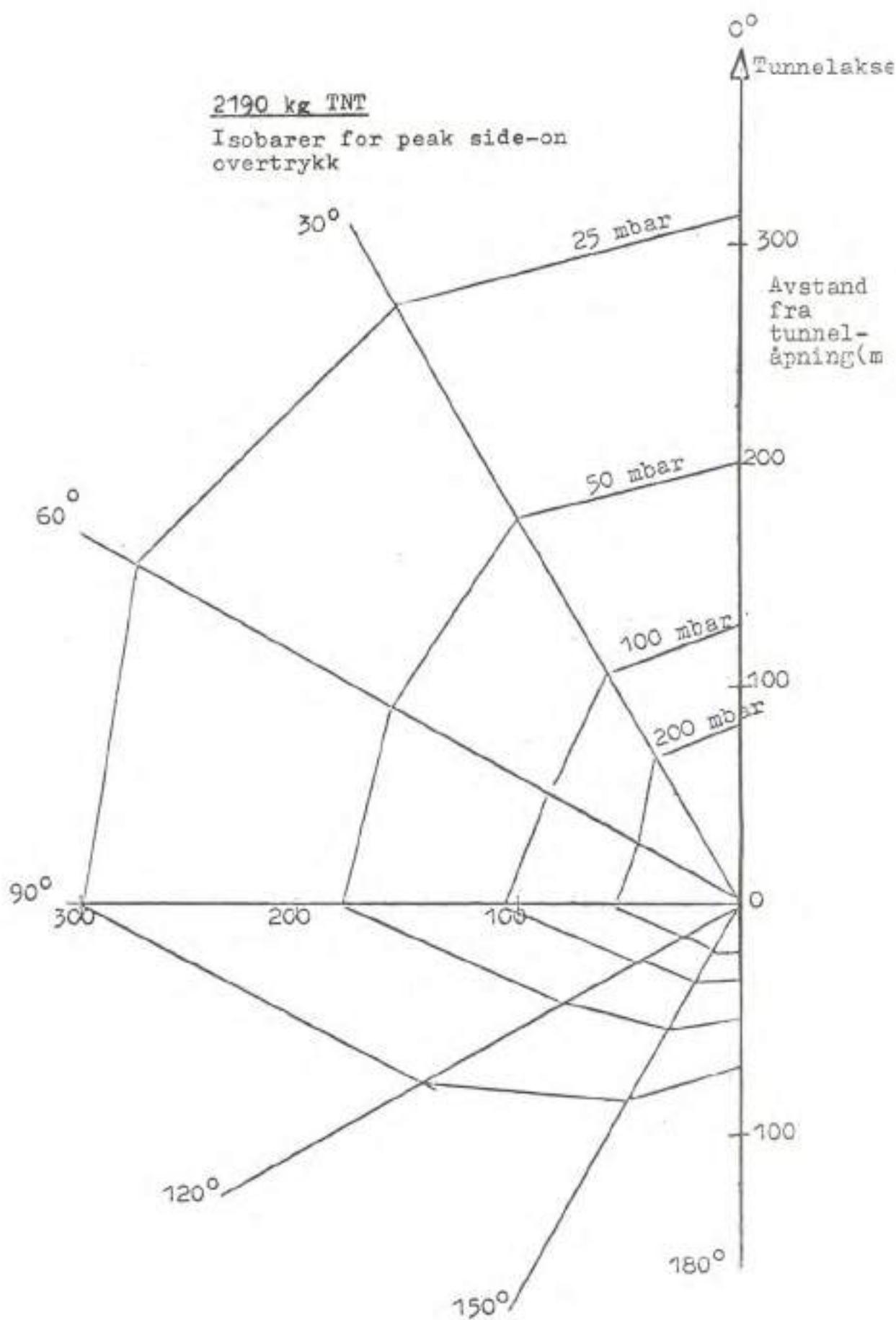


Fig. 8.

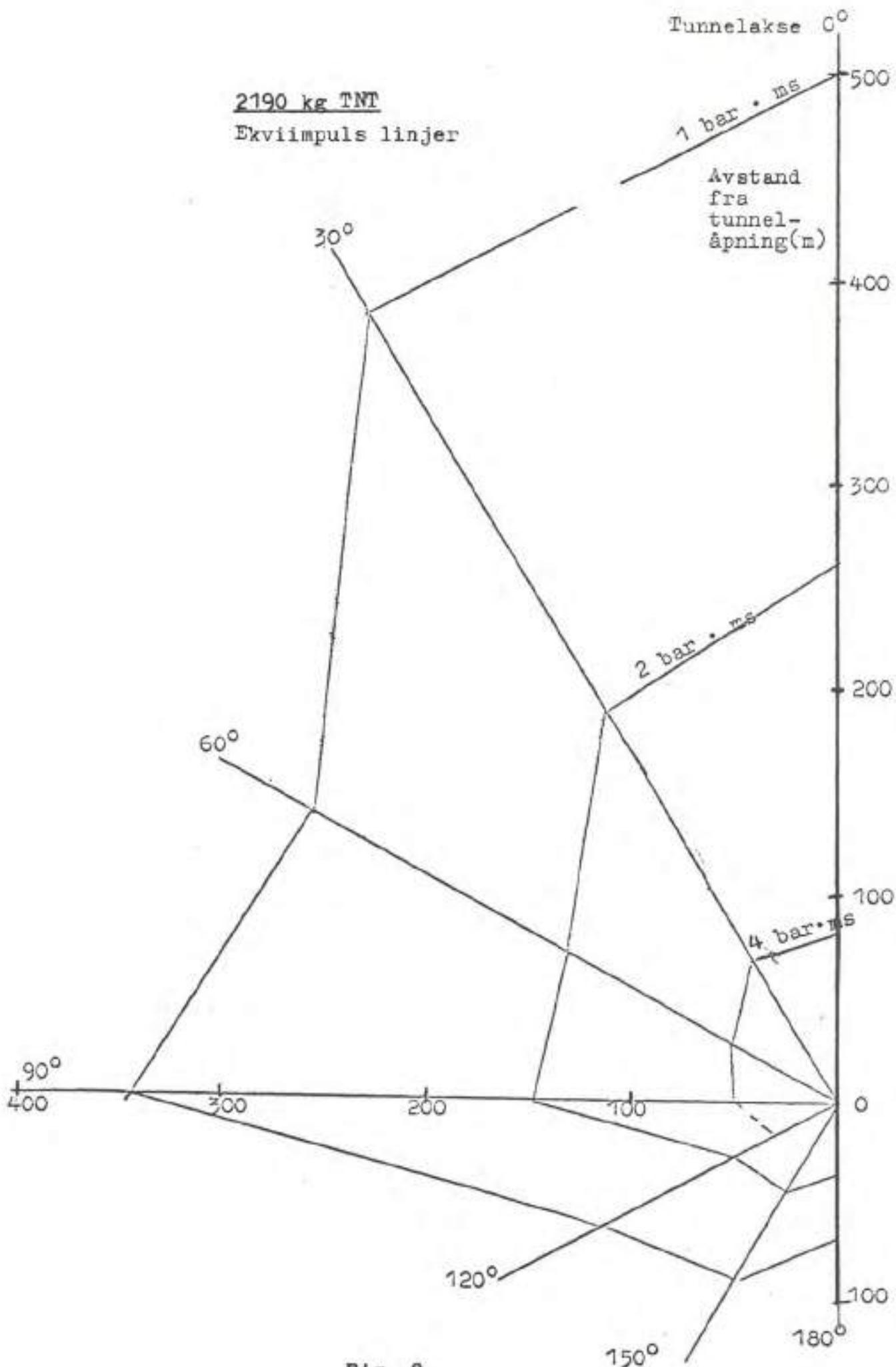
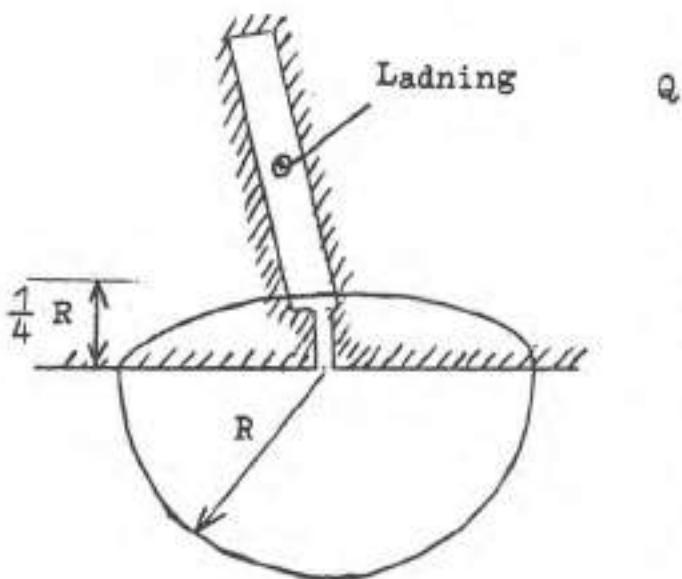


Fig. 9.

Forslag til ytre sikkerhetsavstander basert  
på modellforsøk.



Front trykk

$$R(10 \text{ mbar}) = 50 \cdot Q^{1/3}$$

$$R(25 \text{ mbar}) = 20 \cdot Q^{1/3}$$

$$R(50 \text{ mbar}) = 15 \cdot Q^{1/3}$$

$$R(100 \text{ mbar}) = 9 \cdot Q^{1/3}$$

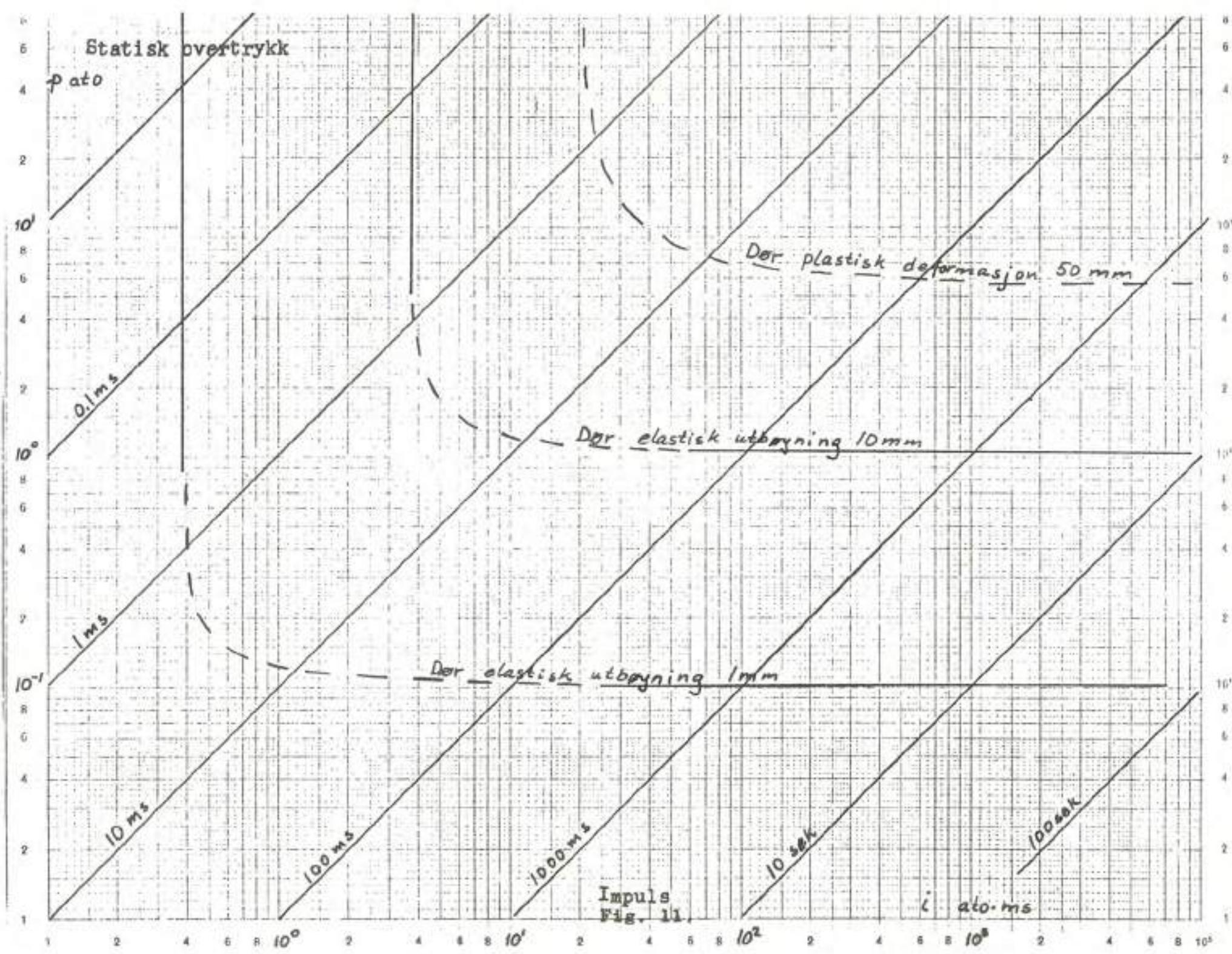
Positive impuls:

$$R(0,25 \text{ bar} \cdot \text{ms}) = 10 \cdot Q^{2/3}$$

$$R(0,5 \text{ bar} \cdot \text{ms}) = 5 \cdot Q^{2/3}$$

$$R(1 \text{ bar} \cdot \text{ms}) = 2 \cdot Q^{2/3}$$

Fig. 10.



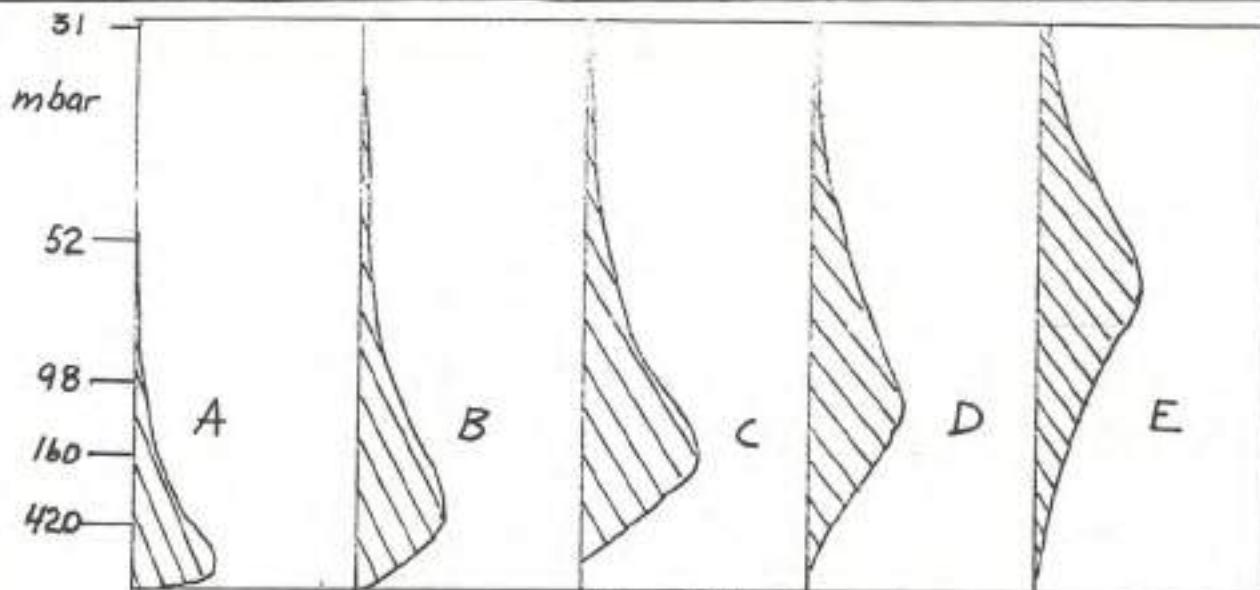
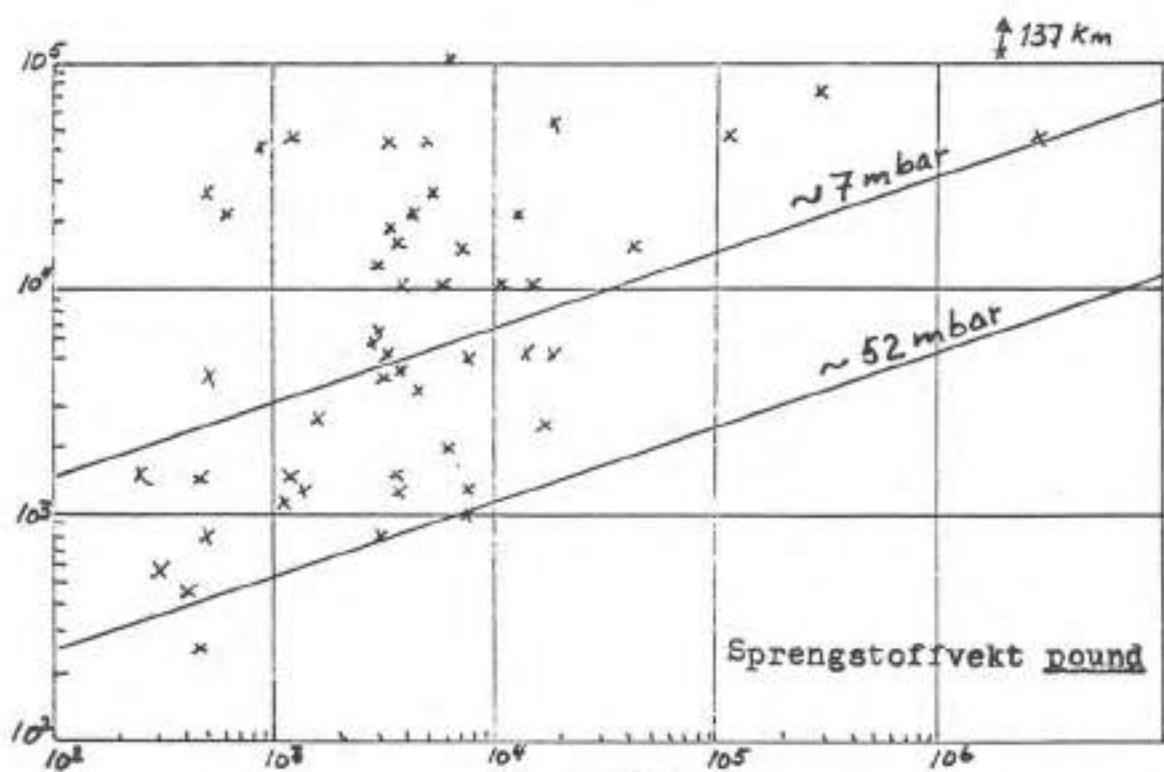


Fig 12 a

- A - Totalskadet. Bygningen blåst overende.
- B - Alvorlig skade. Noen vegger blåst ut/inn.
- C - Moderat skade. Tak- og bærekonstruksjoner skadet.
- D - Lett skade. Dører, vindusrammer etc ødelagt.
- E - Minimal skade. Mesteparten forårsaket av glassfragmenter.

Maksium avstand for skade av vindussglass feet



Figur 12 b

MÅLING AV SJØKKFORPLANTING I BERGARTER

av

Sivilingeniør Georg Lambach  
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

### MÅLING AV SJOKKFORPLANTING I BERGARTER

Virkningene av våpengenererte grunnsjokk på anlegg i fjell har i de siste desennier fått en stadig mer økende interesse for militære planleggere. Det har i den forbindelse vært utført en rekke teoretiske arbeider, samtidig som det i en viss utstrekning har vært foretatt praktiske forsøk, særlig i USA.

Som et ledd i undersøkelser over dempningsforholdene i forskjellige bergarter har NORCONSULT A/S som oppdrag foretatt en rekke målinger over sjokkforplanting i fjell. Parallelt hermed er problemet også belyst fra den teoretiske side. Det vises til Acta Polytechnica Scandinavica, Nr. Ci 39, 1966, hvor prof. Leif N. Persen har skrevet om dette emne i en avhandling med tittelen "Über die theoretische Unterlage für die analytische Beschreibung der Wellenausbreitung im Felsen". De rapporter som forevrig er skrevet om disse målinger er gradert og således ikke alment tilgjengelig.

Jeg skal i det følgende kort omtale måleutstyr og måleteknikk samt fokusere en del måleresultater som antas å ha interesse innenfor denne forsamling.

Ved disse forsøksserier har en generert sjokkbølger i fjellet ved hjelp av sprengladninger hvis vekt har variert mellom 50 gram og 1500 kg. Den videre omtale av måleresultater vil begrense seg til sprengninger med 0,5 kg sprengstoff og en geometri som vist på fig. 1. Det skal her tilføyes at resultatene fra sprengninger med større ladninger har indikert berettigelsen av å ekstrapolere fra 0,5 kg til de ladningsmengder og avstander som er vanlige ved normale sprengningsarbeider. På fig. 1 er A - H sprengstoffhull og 1 - 5 sondehull. Samtlige hull har 50 mm diameter.

Det sprenges i ett og ett hull om gangen og fra største avstand og innover. Avstandsvariasjonen blir således fra 0,75 til 8,0 meter for denne geometri.

Målesonden er utviklet ved NORCONSULT's forskningsavdeling og er hittil også produsert og kalibrert ved denne avdeling. Sonden inneholder strekkklapper som koblet over dynamisk bro og forsterker, registrerer strain/tid signalet på oscilloscope eller på magnetbåndopptaker. Videre kan sonden være forsynt med piezoelektrisk aksellerometer ved hvilket man på tilsvarende måte registrerer aksellerasjon/tidsforløpet.

Fig. 2 viser sondens oppbygging. Sonden er stept i polyester tilslatt blymønje for å oppnå en bedre akustisk impedansetilpasning til fjellet. Sondene faststøpes i ønsket posisjon og retning med en gips som kalles Hydrostone (innføres fra USA). Denne gips har meget høy trykkstyrke og har vist seg fullt brukbar også under meget vanskelige innstøpningsforhold med vannføring i hullene.

Registreringsutstyret er plassert i en overbygget lastebil som er meget rommelig. Bilen har firhjulstrekk og vinsj og kan således ta seg frem under vanskelige veiforhold. På fig. 3 ser man en del av interiøret i instrumentbilen. Her ser vi øverst til venstre en Ampex magnetbånd-opptaker for 14 kanaler. Derunder en 18 kanals CEC lysskriver. Øverst til høyre 3 stk. Tektronix 4 kanals oscilloscopene med kamera. I panelet under oscilloscopene befinner det seg attenuator for magnetbåndkanalene, koblingspanel, fjernstyringspanel, galvanometer forsterkere til lysskriver, samt en elektronisk programstyringsenhet.

Programstyringenheten gir 1) impuls til oppkjøring av magnetbåndopptaker 2) referansesignal for senere lokalisering av signal på bånd 3) kalibreringspuls for hvert skudd 4) avfyringspuls til avfyringsapparatet 5) triggepuls til oscilloscopene 6) stoppsignal til magnetbåndopptaker.

I fig. 4 er vist et forenklet blokkskjema over målekjeden.

Et typisk strainsignal er vist på fig. 5. Her er registrert signaler fra 2 sonder med 2 strekklapper i hver. På figuren er antydet definisjonene på pulsens stigetid, varighet av pos. puls samt maks. amplitude. Amplituden angis vanligvis i mikrostrain eller millionedels meter tøyning pr. meter. De angitte målestokker er spesielle for dette opptak. Fellesomheten kan varieres slik at man får en hensiktsmessig størrelse på registreringen.

Vi skal være oppmerksom på at vi foreløpig betrakter de avleste strainverdier som relative størrelser. Vi har nemlig forstyrret fjellet med et borhull, ført inn en sonde som er i et annet materiale enn fjell; og stept denne fast med et tredje materiale. Så lenge man skal drive sammenlignende forsøk betyr dette lite. De forsøk som er gjort med forskjellige sondematerialer samt de teoretiske beregninger som er utført i denne sammenheng, har gitt som resultat at de absolutt strainverdier vil ligge lavere enn de målte.

Ved siden av strain/tidsforløpet gir det her viste opptak opplysning om lydhastigheten i fjellet. Tidsforskjellen mellom pulsens ankomst til de to sonder kan avleses og sondenes avstand er gitt. I dette eksempel var sondenavstand 0,75 meter og tidsforskjellen ca. 140  $\mu$ sek. som skulle gi en lydhastighet på  $c = 5350$  m/s.

Alle disse kurver er overført til digital magnet-tape. Det samme gjelder alle log-data som instrumentinnstillinger, geometri, dato og klokkeslett, operator osv. Denne lagertape kan kjøres direkte i de sterre regneanlegg og vi kan således når som helst trekke ut de opplysninger som måtte ønskes.

I det følgende skal vi se på plott av maksimal strainamplitude. På disse plott er kurvene trukket for best tilpassing til måleresultatene. Middelfeilen for de enkelte forsøk varierer fra  $\pm 9\%$  til  $\pm 15\%$ .

Fig. 6 viser maksimal radiell strainamplitude som funksjon av avstand i forskjellige bergarter. Som trykkgenerator er

nyttet 0,5 kg pentritt/voks (PV) bortsett fra forsøkene i Reiteralpe i Ober-Bayern hvor vi p.g.a. de lokale regler for bruk av sprengstoff i fjellanlegg, var henvist til å nytte et vanlig sivilt sprengstoff. Det ble da nyttet Ammon-gelite 1 med en ca. 10 gr. primer (pentritt) hvorved vi oppnådde samme detonasjonshastighet i borhull som med PV.

Pentritt/voks eller sprengdeig er et militært sprengstoff som har vist seg meget velegnet til disse forsøk bl.a. på grunn av god lagringsstabilitet. Pentritten er her flegmatisert med voks hvilket også gjør sprengstoffet plastisk formbart.

Kurvenes fall på fig. 6 gir et mål for sjokkbølgens demping med avstand. Jo steilere kurven faller, jo sterkere er dempingen. Dempingen sammensettes av følgende komponenter:

1. Geometrisk divergens

som ville være den eneste form for demping hvis materialelet var fullkommen elastisk, homogen og isotrop.

2. Energidissipasjon på grenseflater

Lagdeling og sprekkelanner gir opphavet til akustiske grenseflater som fører til refleksjon og refraksjon av sjokkbølgene og dermed spredning av energien.

3. Absorbsjon gjennom inelastisitet

Denne type demping kan deles i viskoelastisitet som er frekvensavhengig og plastisitet som medfører energitap som vil bli forholdsvis sterre ved høye trykk enn ved lave.

Kurve 4 faller sterkest hvilket også skulle forventes idet denne bergart var den mest oppsprukne av samtlige. Den minst oppsprukne bergart var Gardnosbreksien og her faller kurven minst, altså minst demping.

I hvert av disse forsøk er det nyttet samme sprengstoffmengde d.v.s. samme energiinput. Årsaken til at amplitudeverdiene varierer, må søkes i varierende energi-forbruk i det nærmeste

område omkring sprengladningen hvor det oppstår ikke-elastiske effekter som knusning og plastisering.

Vi har for bergartene 1, 2 og 3 målt grytevolumene etter sprengningen og funnet at det synes å være omvendt proporsjonalitet tilstede mellom grytevolum og maksimal strain-amplitude.

Bergartenes respons på sprengningssjokket er tydelig forskjellige både m.h.t. dempningsforhold for den genererte sjokkbølge og med energiforbruket i knusnings og plastiseringsområdet.

Det kan også være at interesse å se på en bergarts respons på forskjellige sprengstoffer. Slike forsøk ble i 1966 utført i fyllitten i Stavanger. Det ble her utført forsøk i kun 2 rekker og sprengstoffhullene måtte derfor nytties flere ganger. Repeterbarheten var allikevel ikke så verst.

Rekken var plassert nede i en trang tunnel og skulle normalt være boret loddrett, men p.g.a. nærmest artesisk brennvirkning fra de første hull som ble boret i sålen, ble hullene ansatt et stykke opp på tunnelveggen og boret med en helling på  $25^{\circ}$  med horisontalen.

Resultatene for pentritt/voks, 60 % Dynamitt og Geomitt er vist på fig. 7. Disse kurver ligger helt parallelle. D.v.s. at dempningen av sjokkbølgen i en bergart er den samme for forskjellige sprengstoffer. Forevrig ligger kurvene i den rekkefølge en rent intuitivt skulle vente seg. En korrelasjon med forskjellige sprengstoffparametere gir ikke noe linjært forhold til de her viste kurvers relative amplitudeverdier. Det er alt for få forsøk av denne type til å prøve å trekke noen vidtgående konklusjoner, men det er sannsynlighet for at denne målemetoden skulle kunne nytties for å utføre sammenlignende forsøk med forskjellige sprengstoffer.

Det å kunne foreta en bestemmelse av dempningsforholdene i en bergart, vil som man kan skjønne, ha ganske stor betydning ved valg av beliggenhet for militære fjellanlegg,

slik at den praktiske nytte av en slik makroskopisk materialprøving skulle være ganske innlysende på dette felt.

Spørsmålet er om ikke denne type målinger også skulle kunne få en videre betydning innen fjellmekanikken.

Ved måling av hastighet på longitudinalbølge og transversalbølge har en tilstrekkelig materiale til beregning av Poissons tall og dynamisk elastisitetsmodul. Longitudinalbølgen har størst hastighet og lar seg lett identifisere på oscillogrammet. Transversalbølgens ankomsttid er noe vanskeligere å bestemme. Jeg antar at den best kan identifiseres ved hjelp av aksellerometer.

Ved måling av strain ser det ut som om en kan få utsagn om sprengbarhet idet det har vist seg at sprengstoff-forbruket ved praktisk sprengning har vært omvendt proporsjonalt med de amplitudeverdier som er vist på fig. 6.

For 3 av de her omtalte bergarter har bergingeniør Heltzen tidligere foretatt presplittforsk. Disse forsök er bl.a. omtalt under fjellsprengningskonferansene i 1964 og 1965 som et middel til undersøkelse av sprengbarhet. Jeg har tillatt meg å sammenstille de av bergingeniør Heltzen fundne verdier som gir rett split med de relative maksimale strain-amplituder for disse tre bergarter.

Bergart	Presplittforsk		Rel. strain-amplitude
	cm	rel.verdi	
Granitt	70	1,0	1,0
Gardnosbreksie	45	0,64	0,64
Fyllitt	12	0,17	0,22

Overensstemmelsen her må betraktes med forsiktighet. Det må gjøres langt flere forsök før en kan trekke noen konklusjoner.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk arbeider med et opplegg for å komme videre med slike fjelldynamiske forsøk, og har tatt skritt til å anskaffe en målekjede som blir adskillig enklere enn den som er beskrevet her.

Vi tenker i første omgang på forsøk innen følgende felter:

1. Sprengbarhetsundersøkelser

Disse vil kreve et visst samarbeid med velvillig innstilte entreprenører og byggherrør.

2. Bestemmelse av fjellkonstanter

Dette blir forsøk som det er hensiktsmessig å koble sammen med de spenningsoptiske målinger som foretaes av kontoret.

3. Forsøk som tar sikte på å undersøke energikoblingen til fjellet for forskjellige sprengstoffe og konfigurasjoner.

De første skritt er tatt når det gjelder fjelldynamiske målinger av den art som her er omtalt. Det er å håpe at interessen for slike målinger vil øke og at det forskningsmessige arbeide støttes, slik at de praktiske anvisninger og resultater ikke lar vente på seg.

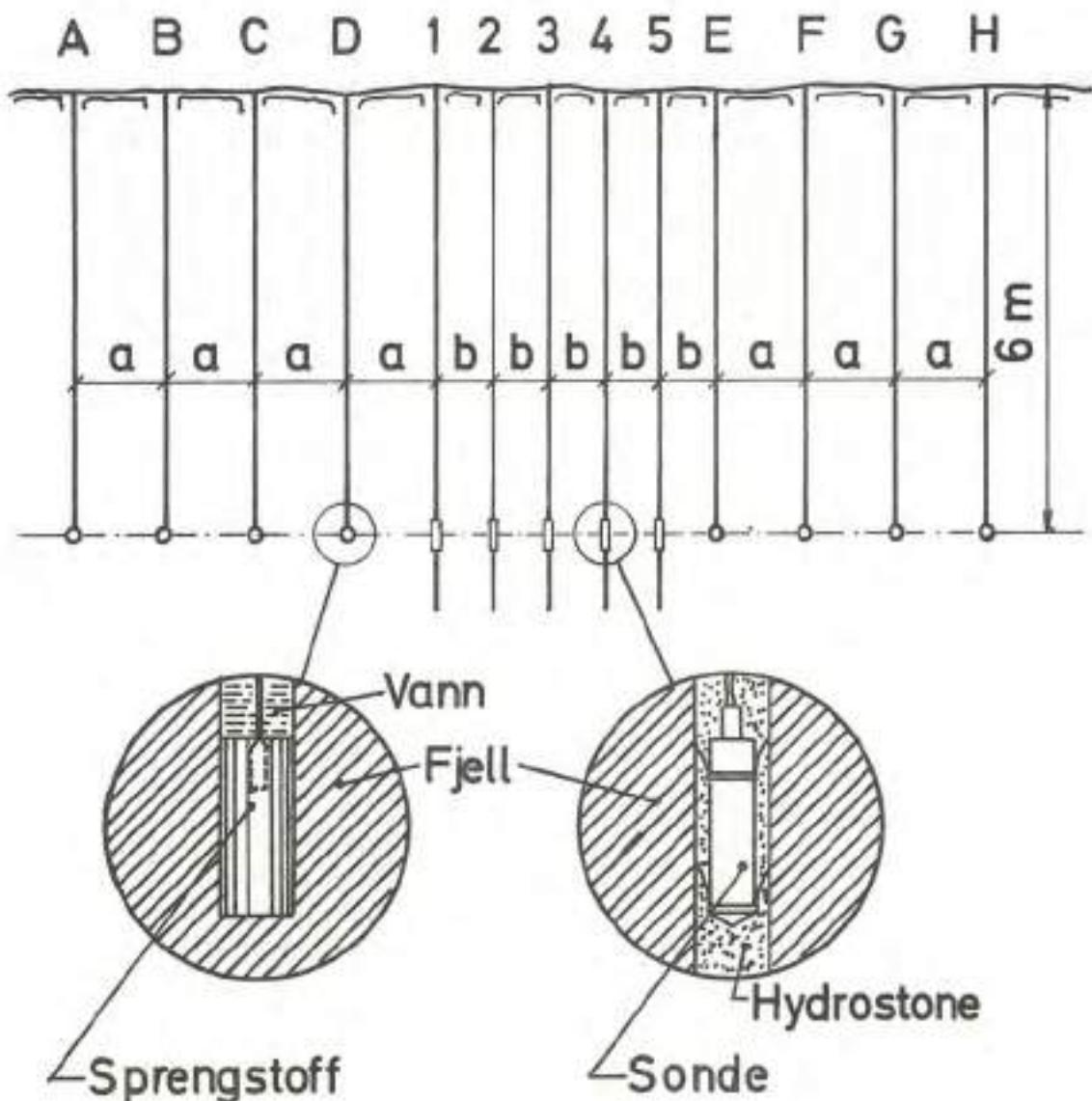


Fig.1. Forsöksgeometri, rekkeforsök.

$$a = 1,25 \text{ m} \quad b = 0,75 \text{ m}$$

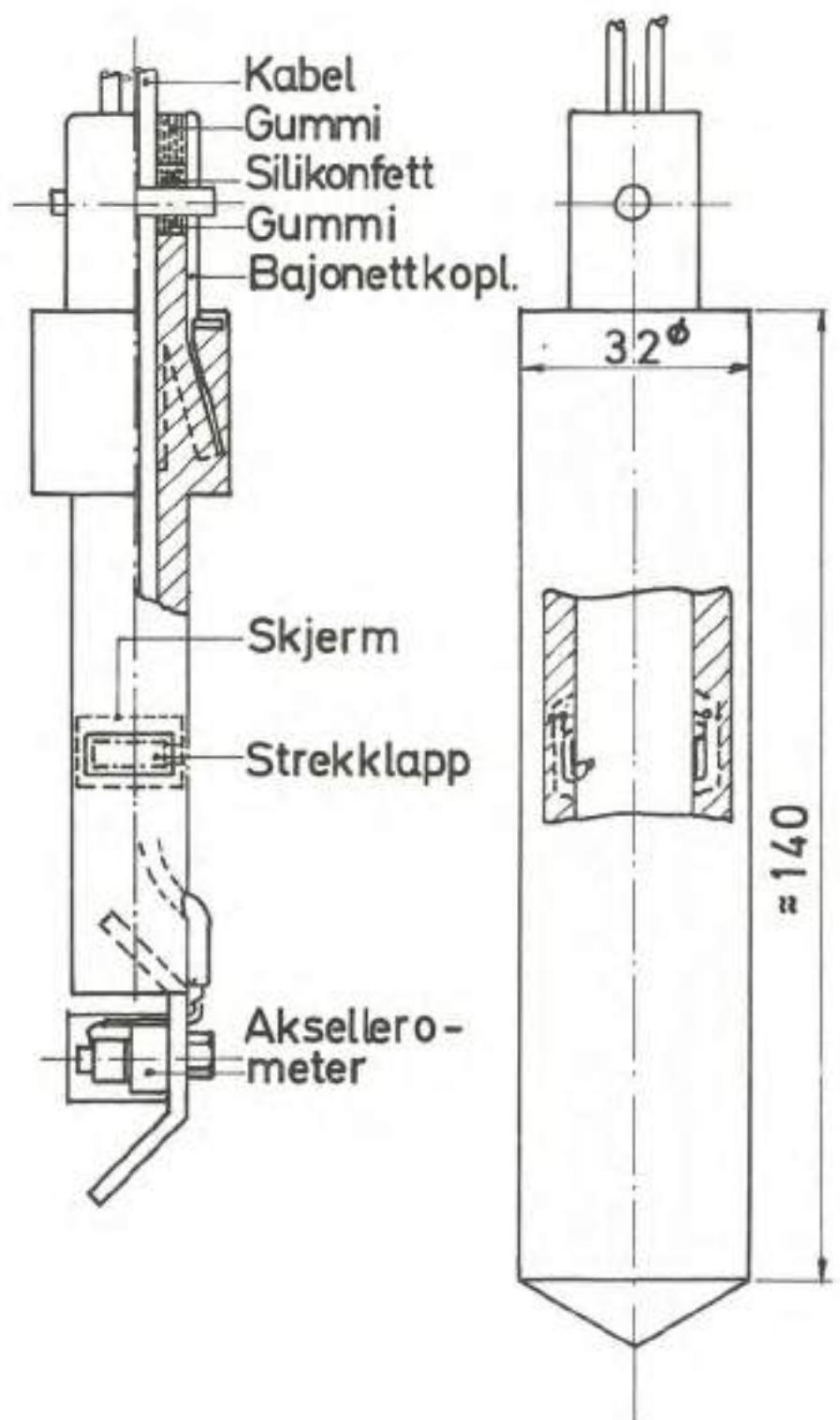


Fig. 2. Målesonde

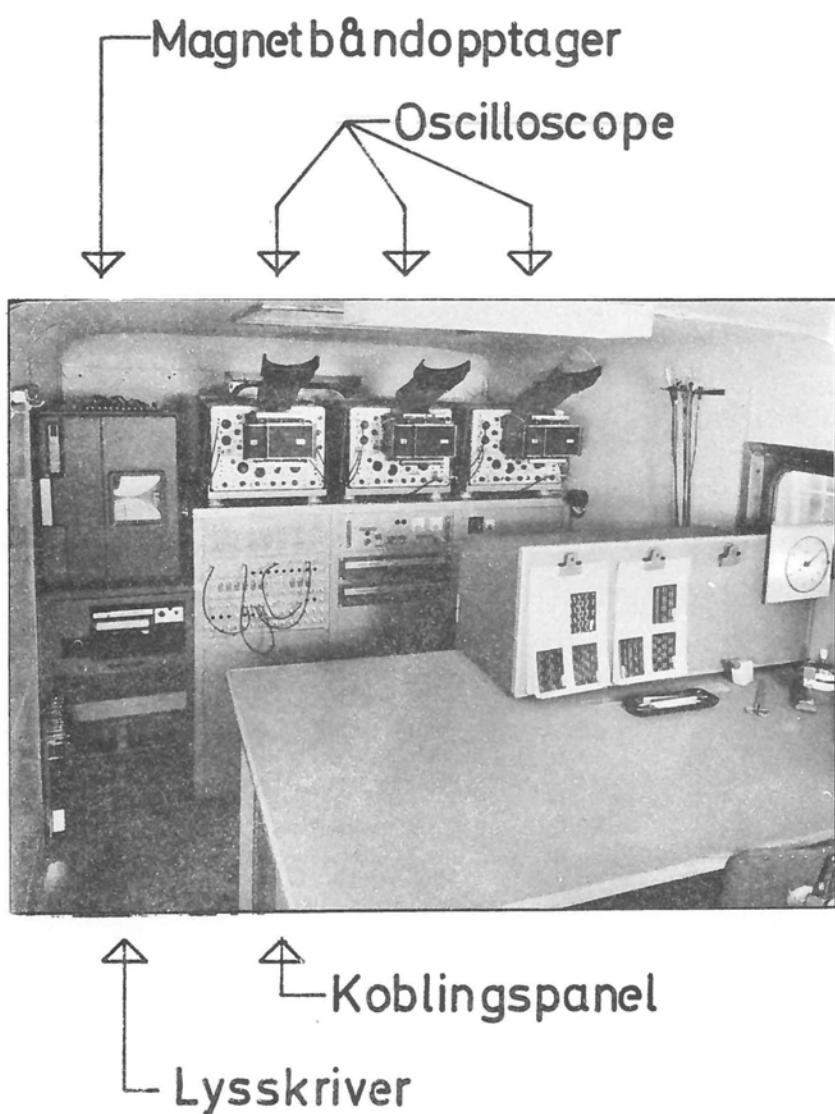
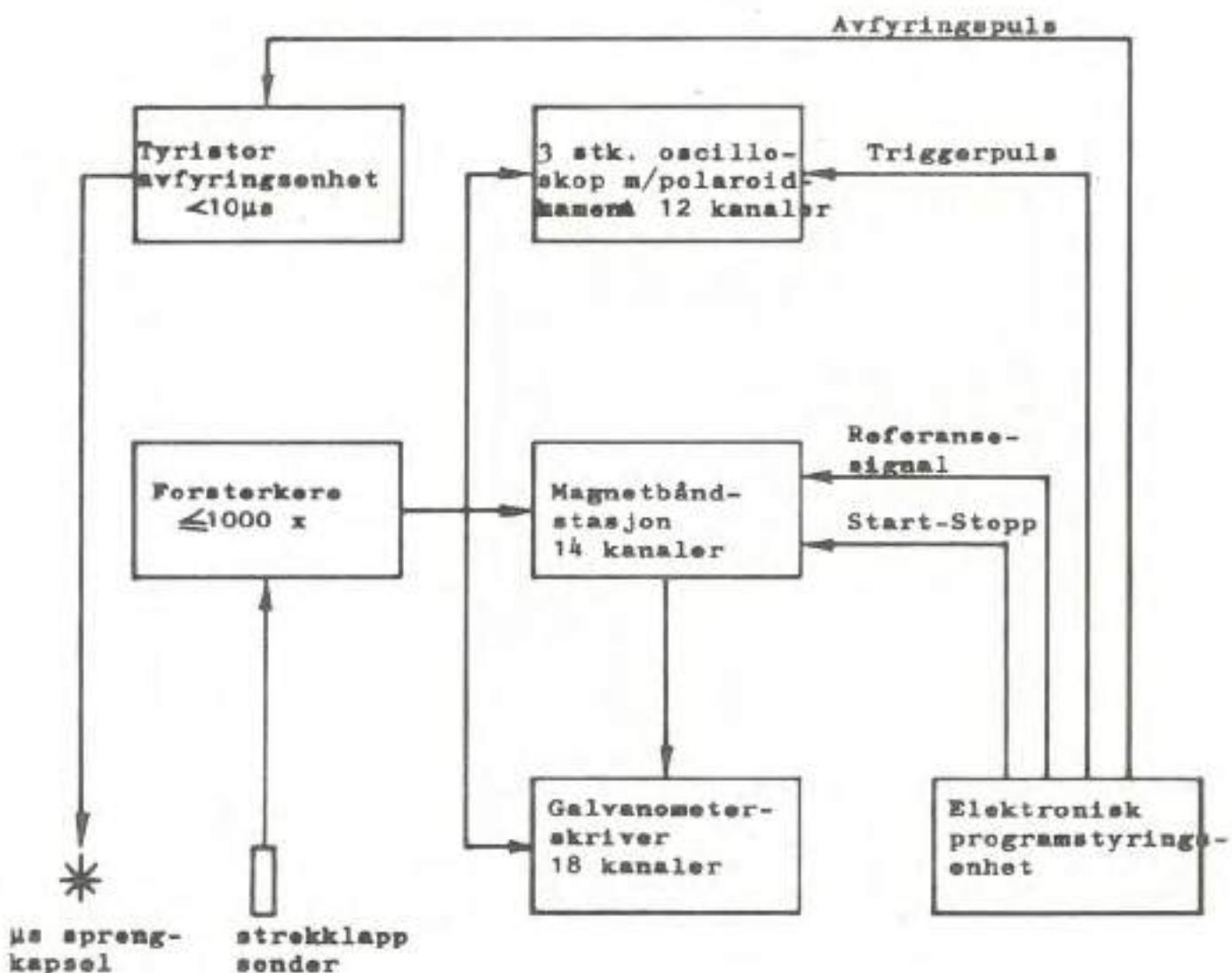


Fig. 3. Interiör fra instrumentbil.



FORENKLET BLOKKSKJEMA OVER MÅLEKJEDEN

Fig. 4

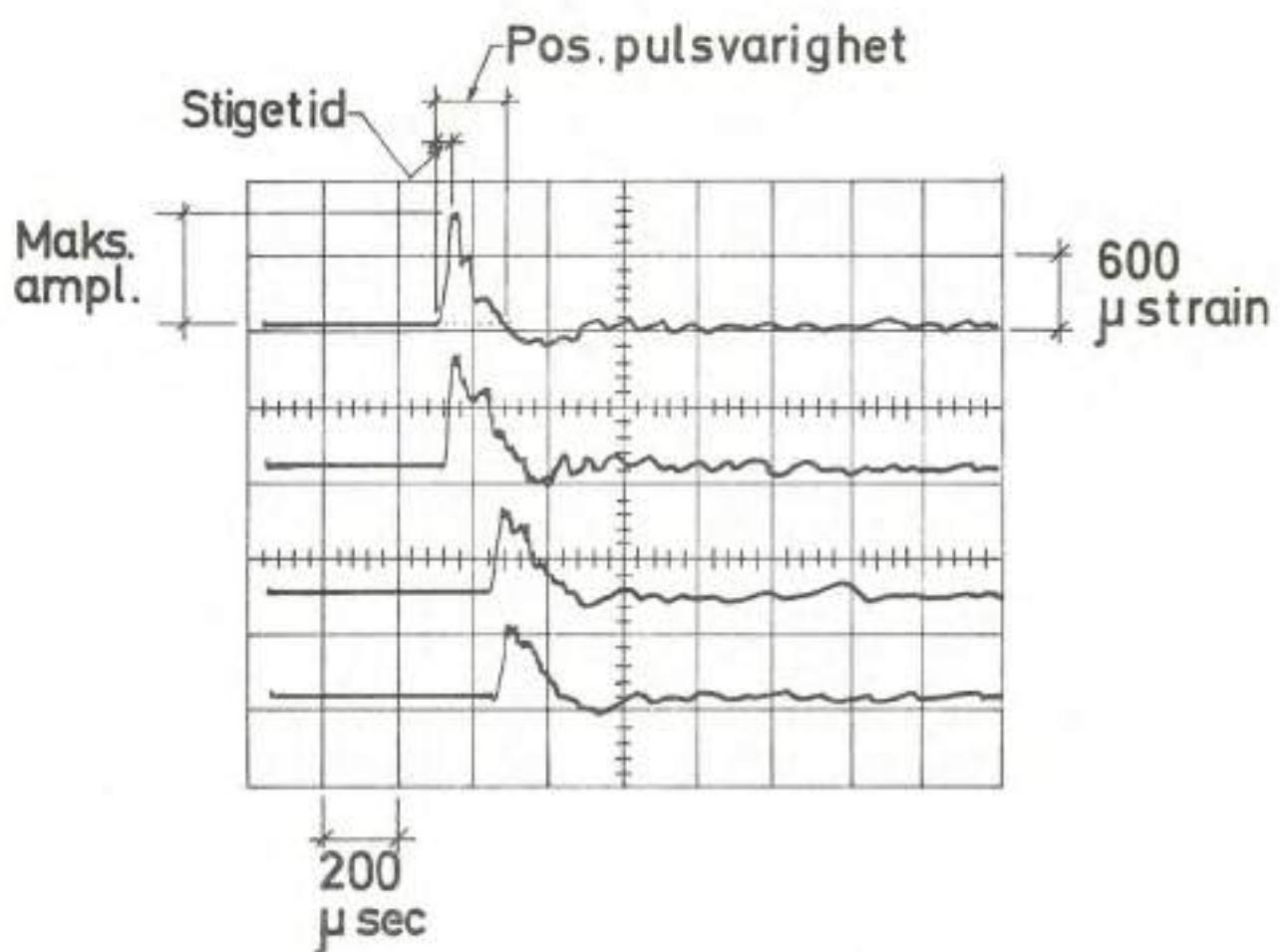


Fig. 5. Typisk strainpuls registrert på oscilloscope.

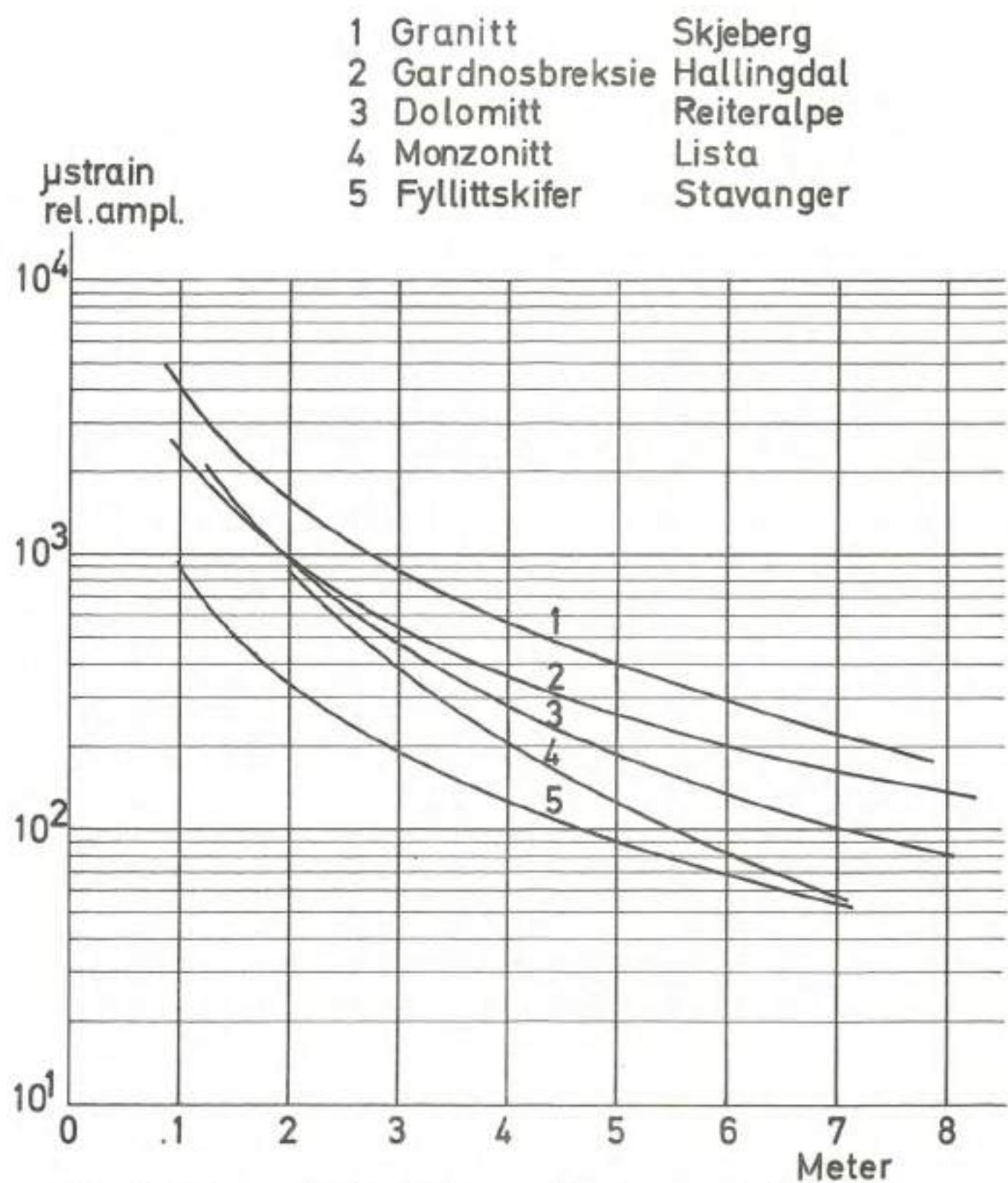


Fig. 6. Maks. radiell strainamplitude vs. avstand  
for 0,5 kg. PV i forskjellige bergarter.

BERGSLAGSFORDELINGEN OG BERGARTENES STREKYM  
FASTHET - ORIENTERENDE UNDERSØKELSER

av

Sivilingeniør Erland Heldahl  
Norges tekniske høgskole

BERGSLAGSFORDELINGEN OG BERGARTENES STREKKFASTHET –  
ORIENTERENDE UNDERSØKELSER

Hensikten med denne undersøkelsen var å finne en eventuell sammenheng mellom bergartenes strekkfasthet og bergslagsfordelingen i et begrenset område i et anlegg. Foruten at strekkfastheten ble målt, ble også sprøhetstallet ( $S_5$  og  $S_{20}$ ) og elastisiteten bestemt for hver prøve. Strekkfasthet og elastisitetsforhold ble målt på 1" borkjerner boret ut av orienterte uttatte blokker. Elastisitetsmodulen ble ikke målt direkte, men lydhastigheten i den aktuelle retning. Til dette nyttet man en "Ultrasonic Concrete Tester", hvor man sender ultralyd gjennom kjernene og mäter gjennomgangstiden. Ultralyden består av longitudinelle bølger med frekvens  $50 \text{ cs}^{-1}$ .

Elastisitetsmodulen kan bestemmes hvis man kjenner Poisson's tall  $\gamma$ , tettheten  $\rho$  for bergarten,  $\lambda$ : masse pr. volumenhet og lydhastigheten  $v_p$  for de longitudinelle bølger:

Følgende formel gjelder:

$$E = v_p^2 \frac{(1 - 2\gamma)(1 + \gamma)}{1 - \gamma} \quad (0 \leq \gamma \leq 0,5)$$

Da man ikke kjenner  $\gamma$ , kan man ikke regne ut verdien av  $E$ , men som det fremgår av formelen, vil ikke variasjonen i verdien av  $\gamma$  gi noen stor variasjon av  $E$ .

Ved å nytte bare den målte verdi  $v_p$ , har man en egnet parameter for elastisiteten.

Strekkfastheten ble målt indirekte. Den lab.metode som

ble nytte, består i at borkjernen blir presset til brudd mellom to stålskinner som er gitt en bestemt sylinderutforming. Fig. 1. På basis av disse trykkspenninger mobiliseres strekkspenninger vinkelrett trykkretningen. Strekkspenningene er gitt generelt ved formelen

$$\sigma_t = K \frac{P}{d^2}$$

K = konstant

P = tilført last

d = diameter i borkjernen

Ved 1" borkjerner er  $K \approx 0,96$ . Dette gir

$$\sigma_t \approx 0,1535P$$

altså en direkte proporsjonalitet mellom  $\sigma_t$  og P.

Prøvene som er lagt til grunn for undersøkelsene, er samlet inn fra Rana Kraftanlegg og Matre Kraftanlegg, Matredal.

Når det gjelder elastisitetsforhold og strekkfasthet, er disse bestemt i retning vinkelrett og parallelt tunneloverflaten på det sted tangentialspenningen er sterkt, dvs. på det sted hvor man har varierende grad av avskalling i tunnelprofill. Det ble derfor tatt orienterte prøver både fra de ustabile områder og like utenfor disse der hvor man har stabilt fjell av annen type. På den måten kan man sammenligne bergartsegenskaper fra prøvesteder hvor spenningsfordelingen er lik.

I overføringstunnelen mellom Stordalsvatn og Årsdalsvatn ved Matredal hadde man i gneisen en rekke parallele lag av en meget glimmerrik gneisbergart. Mektigheten av disse soner var fra 2 til 10 m. Strekkretningen dannet en vinkel på  $15 - 20^\circ$  med tunnelretningen og faller  $70 - 80^\circ$  mot driftsretningen. I disse lag av glimmergneis kunne man observere at det hadde vært tildels sterke bergslagsfenomener. Utenfor denne lagserie var fjellet stabilt. Bergartsprøver ble tatt både i de ustabile lag og utenfor. Dessuten ble

også avskallingsdybden målt. Denne ble da et mål for hvor kraftig bergslagsaktiviteten hadde vært. Området som undersøkelsene ble koncentrert om, hadde en lengde på ca. 170 m og det ble i alt tatt 8 prøver, 4 prøver i glimmergneisen og 4 prøver fra stabilt fjell. Da det er et begrenset område og topografien ikke tilslirer annet, kan man slutte at det primære spenningsfelt er det samme overalt i hele området hvor prøvene ble tatt, og da man heller ikke har sprekker eller slepper som skjærer over anlegget i det aktuelle området, kan man regne at spenningsbildet rundt tunnelprofilet ikke varierer fra prøvested til prøvested.

De fremkomne sprøhetstall for prøvene fra Matredal er satt opp i et diagram som vist i fig. 2. Som abscisse er valgt  $S_5$  og som ordinat  $S_5/S_{20}$ . Av diagrammet fremgår det at prøvene fra sprakefjell og berglagsområdene grupperer seg opp til høyre i diagrammet, mens prøvene fra de stabile områder ligger noe nede til venstre på diagrammet. Dette indikerer at det er de spesielt sprø bergarter som har vært utsatt for sprak.

Fig. 3 gjelder også for prøvene fra Matredal. Figuren viser den gjennomsnittlige avskallingsdybde som funksjon av bergartenes strekkfasthet i retning vinkelrett tunneloverflaten på det sted tangentialspenningen er størst. Diagrammet viser at jo lavere den målte strekkfasthet er, jo større avskallingsdybde ble målt. Videre ser man at bare de svake bergarter med lav strekkfasthet (ca.  $55 \text{ kg/cm}^2$  og nedover) har vært utsatt for bergslag. De middels sterke bergarter med strekkfasthet  $70 \text{ kg/cm}^2$  og oppover har ikke vist avskallingsfenomener i det aktuelle spenningsfelt. Dette tyder på at selve bergtrykket er relativt lavt, noe som også er sannsynlig ut fra topografien.

Når det gjelder prøvene fra Rana-anleggene, synes undersøkelsene derfor å bekrefte det som allerede er nevnt, nemlig at det er en sammenheng mellom berglagsfordelingen og bergartenes strekkfasthet vinkelrett største hovedspenning. På grunn av systematisk bolting av heng var det ikke mulig

å måle avskallingsdybden og sammenholde denne med bergartenes strekkfasthet. Imidlertid kan man skille mellom områder der man har hatt kun sprakefjell uten nevneverdige avskallinger, områder der man har hatt sprakefjell med en del avskallinger, og til slutt områder der man har hatt stor bergslagsaktivitet. Fig. 4 viser de fremkomne resultat. På diagrammet er også plottet inn resultatet av to prøver fra Siso-anlegget der man har meget høyt bergtrykk. Figuren viser at det er i de svakere bergarter med lav strekkfasthet at man har hatt stabilitetsvansker. Jo større bergartenes strekkfasthet er i retning vinkelrett største hovedspenningensretning, jo bedre er stabiliteten. De enkelte prøvestedene er for oversiktens skyld avsatt i en rekkefølge etter antatt stigende tangentialspenninger, men målinger som bekrefter dette, er ikke utført. Man har således ikke mulighet for å finne noen sikker relasjon mellom strekkfastheten og tangential-spenningen. Imidlertid synes undersøkelsene å vise at det eksisterer en sammenheng.

Sammenholder man bergslagsfordelingen med bergartenes strekkfasthet i retning parallelt største hovedspenning, finner man ingen sammenheng. Den samme mangel på sammenheng får man når man studerer elastisiteten (lydhastigheten) i de to aktuelle retninger (parallelt og vinkelrett største hovedspenning).

Konklusjonen på undersøkelsene fra Rana-anleggene og Matredal må derfor bli at bergartenes strekkfasthet i retning vinkelrett største hovedspenning viser en god sammenheng med bergslagsfordelingen under like spenningsforhold. Jo høyere strekkfastheten er, jo bedre er stabiliteten i anlegget. Dessuten vil også sammenhengen mellom  $S_5$  og  $S_5/S_{20}$  kunne gi en pekepinn om eventuelle stabilitetsvansker p.g.a. bergtrykket, idet disse faktorer indikerer om bergarten er særlig disponert for avskalling ved lave bergtrykk.

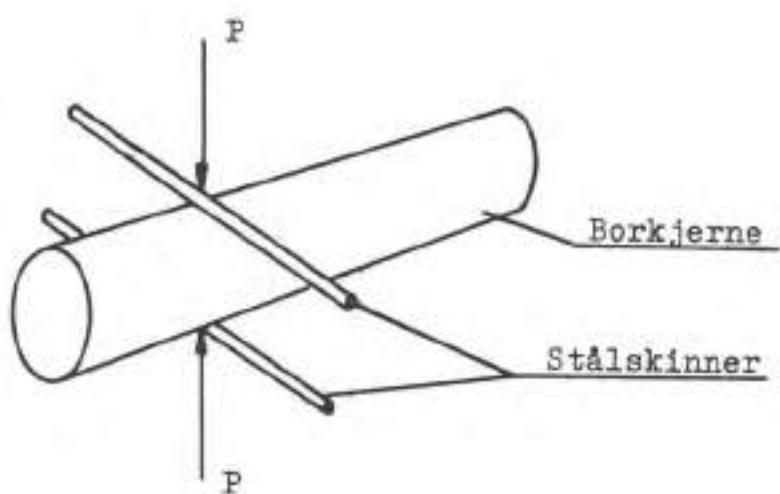
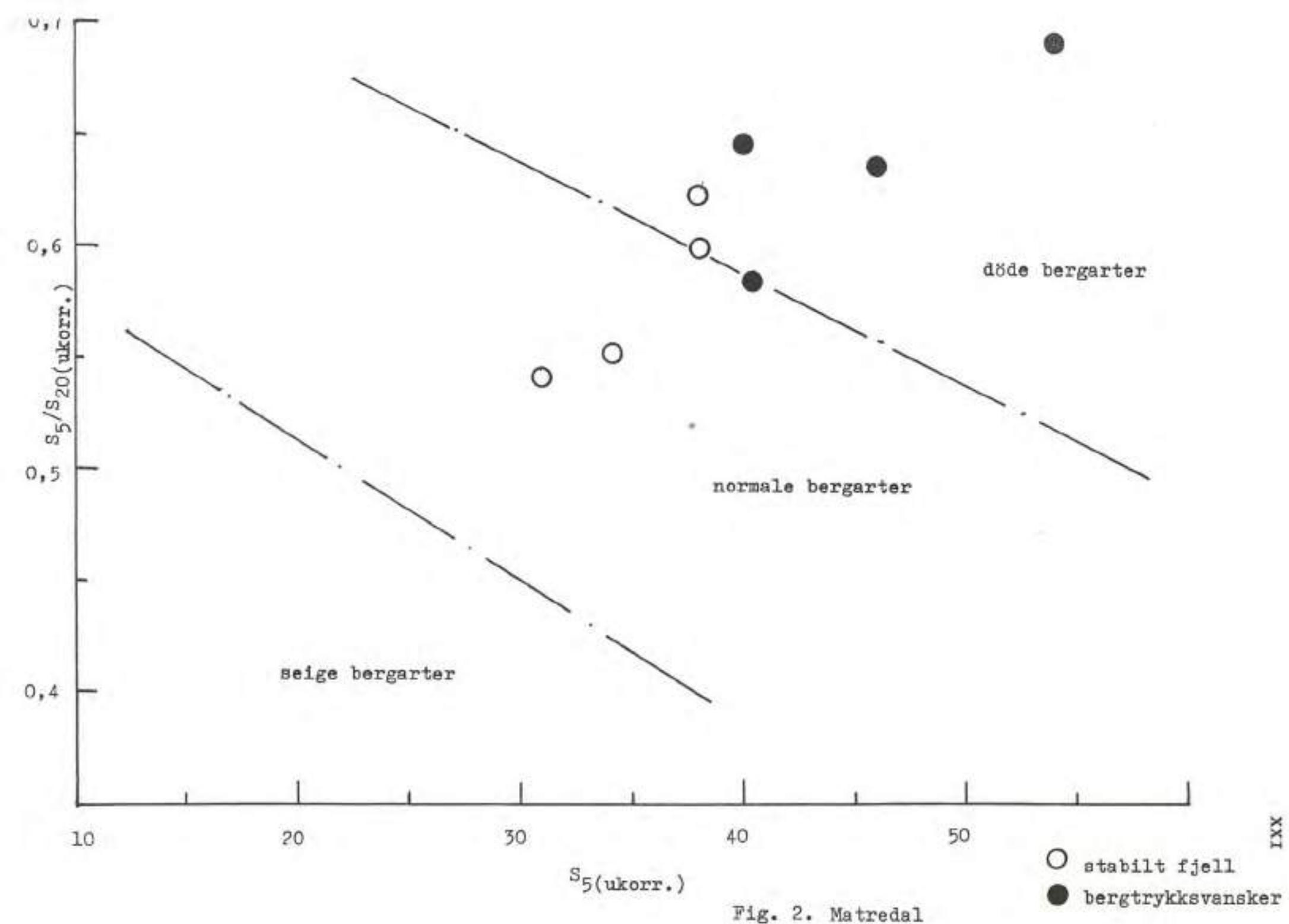


Fig. 1. Prinsippskisse for måling av strekkfastheten  
på borkjerner.



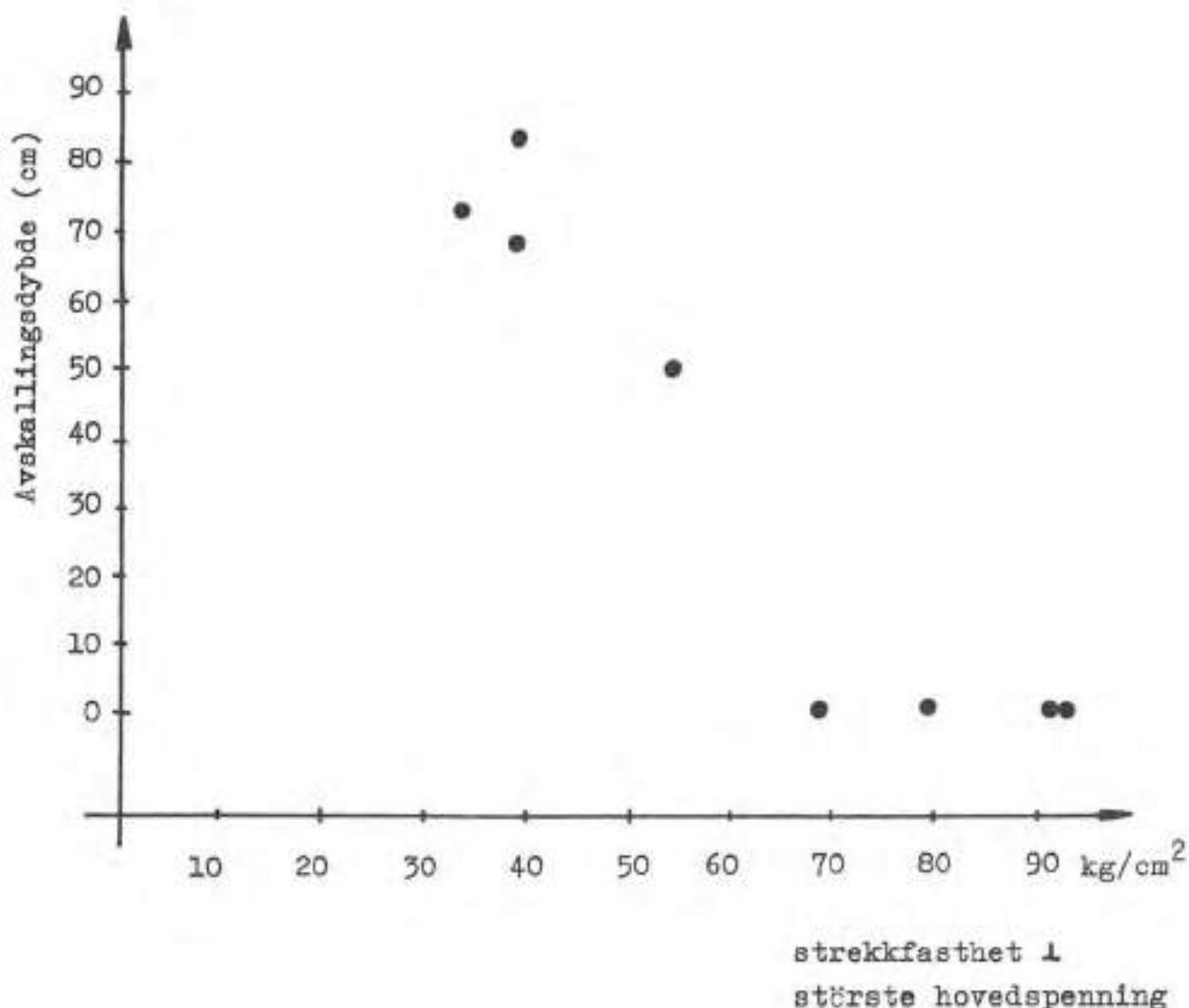
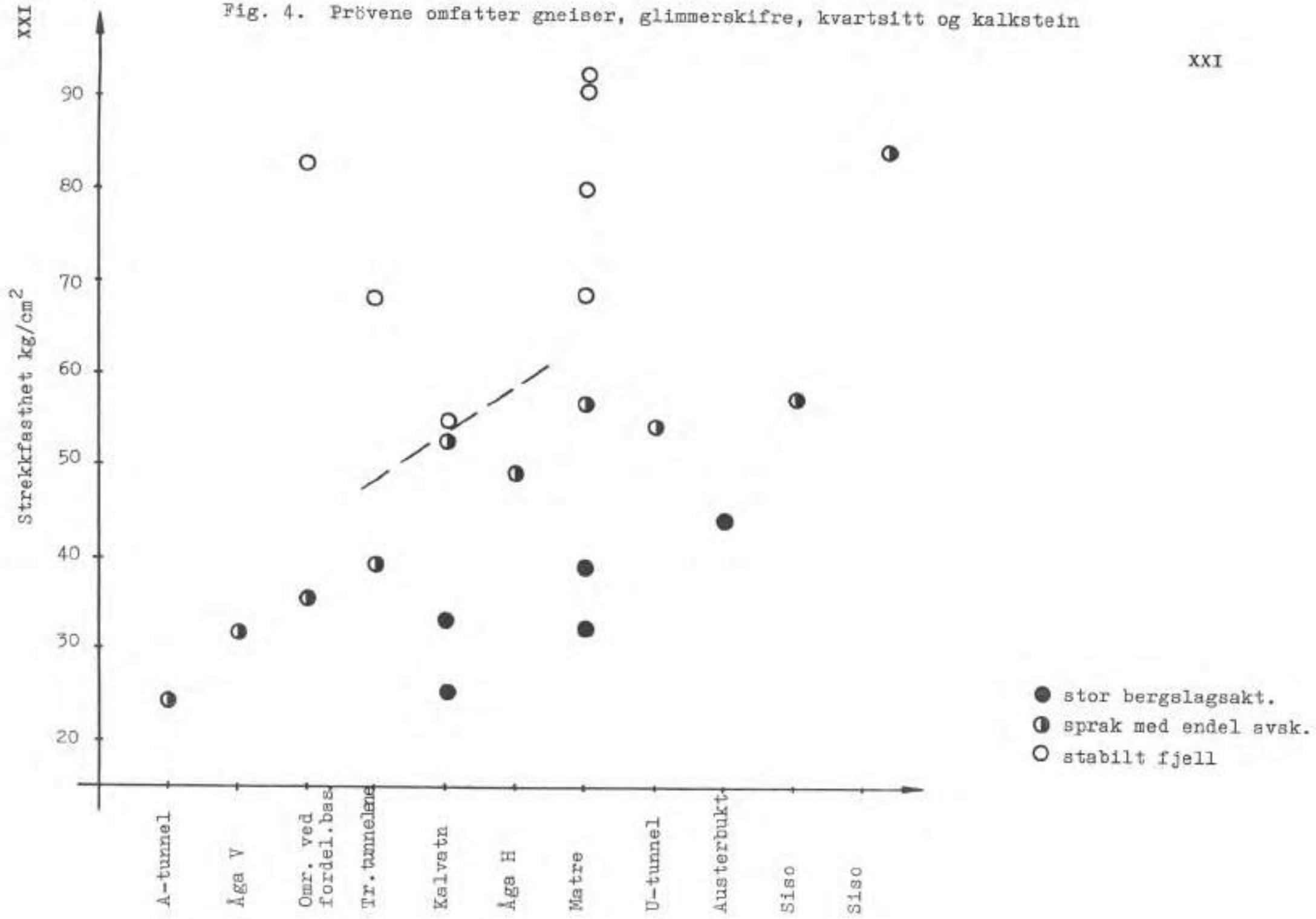


Fig. 3. Avskallingsdybde som funksjon av strekkfastheten  
(Matredal).

Fig. 4. Prøvene omfatter gneiser, glimmerskifre, kvartsitt og kalkstein



NYERE ERFARINGER FRA MÅLING AV FJELLTRYKK

av

Bergingeniør Stuart Moxon  
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

NYERE ERFARINGER FRA MÅLING AV FJELLTRYKK

Vi kan ta som utgangspunkt ing. Bjerkans foredrag på konferansen i fjor. Det er kanskje best at jeg minner dere om resultatene som ble fremvist. Fig. 1 viser en skisse over tunnelene i Rana Kraftstasjon og de tre ortogonale måleplan dekket med tre hull. Soner hvor sprakefjell ble observert er også tegnet inn. Bergarten var granat-glimmerskifer med strekretning N  $75^{\circ}$  Ø og  $30^{\circ}$  fall mot nord. Måleresultatene viste at største hovedspenning var i retningen N  $25^{\circ}$  Ø med  $15^{\circ}$  nordlig fall. Når man tegner disse resultatene inn på kartskissen får vi et bilde som Fig. 2. Det er klart at det er noen sammenheng mellom spenningsellipsoidens orientering og sprak. I horizontal projeksjon viser det seg at det i tunneler innen  $\pm 40^{\circ}$  fra retningen av største hovedspenning ikke var observert sprakefjell, mens det utenfor dette området har forekommet sprak. I det vertikale plan finner vi også en direkte sammenheng. Sprakefjell dannet seg bare fra tunnelens tak og ned over bueseksjonen på nordre side, og vi finner at hovedspenningen har  $15^{\circ}$  fall i denne retning. Riktignok har selve bergarten  $30^{\circ}$  fall i samme retning, så ut fra disse resultatene kan man ikke si at det er bare spenningsfordelingen som er årsaken til sprakefjellets utvikling i denne form.

Det var uventet at hele  $160^{\circ}$  skulle ha vært utelukket fra sprak, og dette kan ha tilknytning til de spesielle forholdene i dette anlegg. Men så langt er vi kommet at vi kan si at det er et visst område på hver side av største hovedspenningsretning hvor sprakefjell ikke er observert, og det synes også mulig at helningen av denne aksen har noe innvirkning på sprakefjell-utviklingen.

Vi skal nå se på et annet anlegg hvor målinger er tatt i

adkomsttunnelen til en ny kraftstasjon. Det var bare den ene tunnel i drift, og den var kommet inn ca. 400 meter fra dagen. Bergarten var beskrevet som granitt, men det viste seg at det var en biotitt-granitt og at biotitten lå som plater parallelt med stuffen. Adkomsttunnelen gikk nesten vinkelrett inn i dalsiden og under driften var sprakefjell observert kun i selve stuffen. Hvis man bruker resultatene fra Rana Kraftstasjon kan man vente at spenningsellipsoidens hovedakse ligger horisontalt og parallel med tunnelaksen. Hvordan kommer man frem til dette? En fant sprakefjell i stuffen, men ikke antydning til sprak hverken i tak eller veger. Derfor kunne en fastslå at retningen på største hovedspenning måtte være parallel tunnelaksen så vel i vertikal- som i horisontal-planet.

Tre hull ble boret, et i stuffen, et vertikalt, og et horisontalt i veggjen. De to siste ble boret fra en nisje sprengt ut i tunnelens side. Det viste seg at retningene av tsyninger i hvert hull var horisontale og vertikale med horisontalen som hovedakse. Når resultatene var sammensatt og spenningsellipsoiden beregnet fikk vi resultat som ventet, det vil si spenningsellipsoidens hovedakse var parallel med tunnelen og horizontal. P.g.a. et sleppesystem som kom inn fra venstre side og også av økonomiske grunner var hallens lengdeakse lagt  $10^{\circ}$  over mot høyre. Ifølge erfaringer fra Rana skulle dette ikke skaffe noen store vansker. Det må her nevnes at de korte veggene i hallen vil ligge i den ugunstigste retning m.h.t. spenningsfordelingen, og at man her vil få samme problemer som på stuffen i adkomsttunnelen. Nesten alle tunneler i dette anlegg ligger parallelt med adkomsttunnelen, og det er derfor ikke mulig å si om vinkelfordelingen av sprakefrie områder.

Det er kanskje av interesse å nevne at vi tror det er første gang et stort anlegg i fjell har vært orientert etter en

målt spenningsellipsoide.

Videre kan vi ta en måling som nettopp har vært gjennomført på Vestlandet. Igjen var det bare en tunnel, adkomsttunnelen, i drift og meningen var å ta to ellipsoider, en utenfor og en innenfor et område 100 meter framaskinhallen. Fig. 3 viser et snitt av området og det ble bestemt at sistnevnte måling skulle tas når tunnelen var kommet inn under skråningen. Dette for å vise forholdene i nærheten av maskinhallen, og for å bruke denne målingen for orientering av hallen. Bergarten her er en devonsk sandstein med strøk tilnærmet nord-syd og ca.  $20^{\circ}$  østlig fall. Massivet er delt av et sleppesystem med strøk ca. N  $65^{\circ}$  V og plasseringen av adkomsttunnelen er gunstig m.h.t. dette. Første måling foregikk i august-september i år og sprak hadde ikke vist seg på dette tidspunkt. Tre hull ble høret fra en nisje sprengt ut i tunnelens vestvegg. Hull I var parallelt med lagdelingen, hull II vinkelrett på lagdelingen og hull III i samme plan som hull I men vinkelrett på dette.

Resultatene viste at i dette området var tøyninger og spenninger relativt lave, men beregnet spenningsellipsoide hadde hovedaksse N  $79^{\circ}$  V i horisontal projeksjon. Ut fra disse målingene skulle maskinhallen orienteres parallelt med denne retningen, men i dette anlegg er det muligens sleppesystemet som vil ha den største betydning. Første måling var relativt langt fra hallens område, men retningene stemmer med det som var utarbeidet fra geologiske undersøkelser for maskinhallens plassering. Fra neste måling skulle vi få et bilde av spenningsfordelingen i hallens område og se om skråningen vil skaffe større problemer.

Man vil kanskje ha lagt merke til at jeg har snakket om spenningsellipsoiden, men for å være korrekt skulle jeg bruke uttrykket tøyningsellipsoiden. Beregninger som gir tøyningsellipsoiden og retningene av aksene er akkurat de samme som for spenningsellipsoiden, men forholdet mellom spenningsverdiene er forandret p.g.a. Poissons tall.

Det er ennu vanskelig å måle bergartenes elastiske egenskaper slik at vi er sikre på at verdiene vi får representerer "in situ" egenskaper av fjellmassivet. Årsaken til at vi bruker spenninger er flere. For det første mener vi at vi må samle så mange data som mulig i håp om å finne forholdet mellom spenninger, bergartens fysiske egenskaper, sprakefjell og lignende effekter. For det andre tror ingeniørene ute i felt at de forstår betydningen av spenningsverdiene, mens tøyningene kun er av vitenskapelig og teoretisk interesse. Vi håper å gå videre med forskningen og beregne tøyningsellipsoider for orientering av viktige utsprengninger i fjell, og vi fortsetter med laboratorieprøver og spenningsverdier for ordens skyld, slik at de er tilgjengelige for bruk når utviklingen av bergmekanikk har funnet frem til regler som binder sammen alle de forskjellige faktorer.

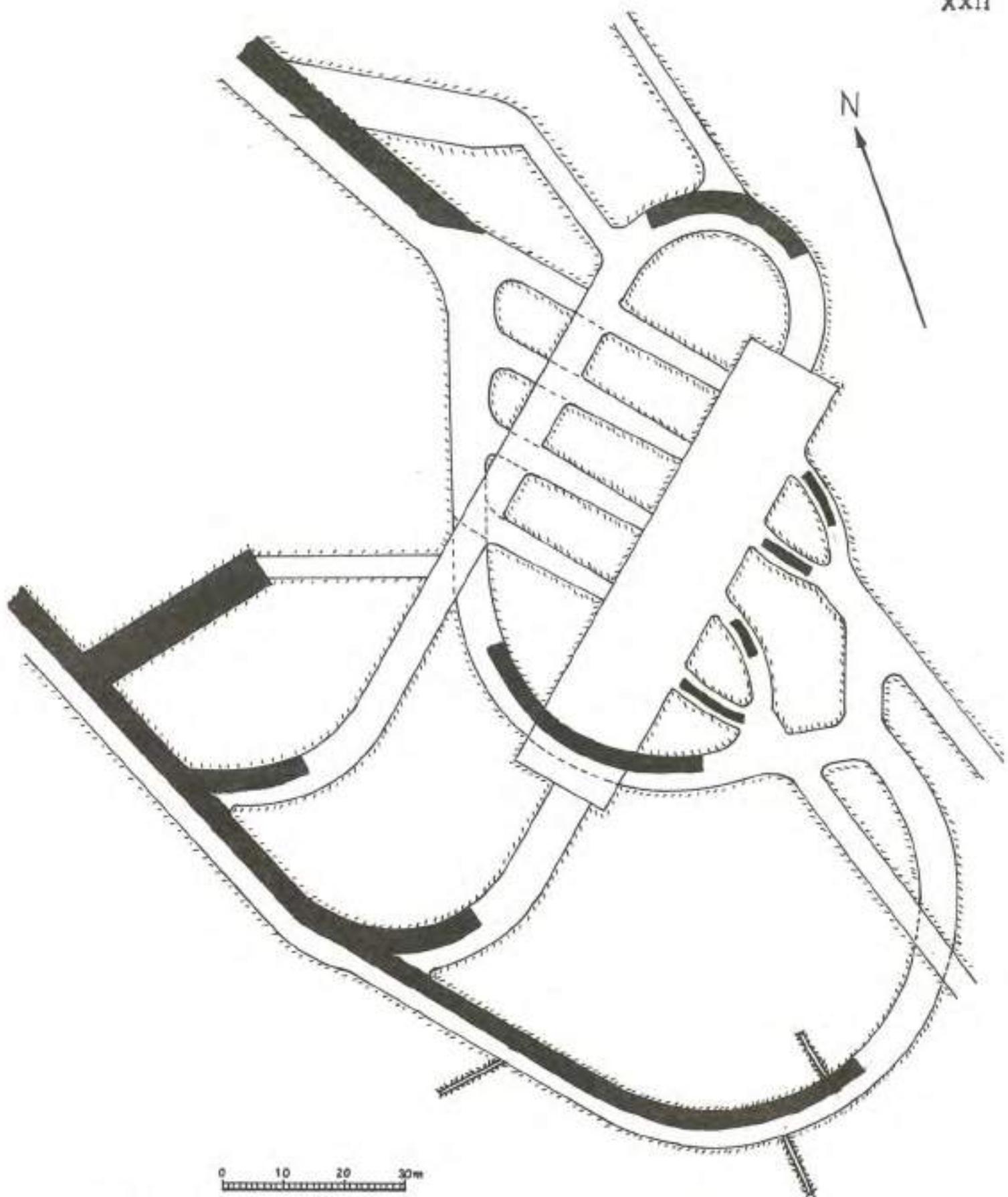
Det er holdt seks foredrag på denne konferansen om erfaringer med borriger og jeg tror at det kan være av interesse at jeg også gir en kort beskrivelse av borutstyr, mannskap og tid som trengs for bergtrykkmålinger. Diamantborutstyret som vi bruker er standard T-75 kjernerør med 42 mm borer, men det som er av interesse er selve maskinen. Man kan bruke de vanlige trykkluft eller hydrauliske diamantbormaskiner som kan kjøpes, men Kontor for Fjellsprengnings-teknikk har konstruert og fått laget en maskin som er lettere både å transportere og å bruke. Maskinen med elektrisk drift er vist i fig. 4. Stativet er 2,30 m. langt og er festet med en trekant til fjellveggen v.hj.a. tre fjellbolter. Maskinen selv er montert slik at den kan kjøres frem og tilbake av en hydraulisk matting som drives av en liten pumpe med kraftoverføring direkte fra motorens aksling. Mattingen kan justeres med en ventil opp til 2,4 tonns trykk som er den største belastning en kjernekronen tåler. Den elektriske motor krever 3 faset strøm med 220 v. og man har 7,5 hk til disposisjon. Da ikke alle anlegg har 3-faset strøm, men alltid har trykkluft, har vi også konstruert et system for trykkluftdrift slik at motorene kan byttes.

Dette er vist i fig. 5. Maskinen kan bore i hvilken som helst retning, og for vertikale hull kan stativet enten bli festet til hengen eller maskinen kan snues og stativet festes til sålen. Det øvrige utstyr som vi bruker er beskrevet av Bjerkan i fjer og total vekt som må fraktes er ca. 700 kg.

Etter at maskinen er montert på fjellbolter kan den kjøres av en mann, men for å trekke rør osv. kreves to menn. Til et horisontalt hull brukes tre skift med to menn = 6 mannskift. Dette passer også for hull opp til  $45^{\circ}$ , men mellom  $45^{\circ}$  og  $90^{\circ}$  trenges 8 mannskift.

Når vi måtte bore i stuffen måtte dette gjøres i helgen da tunneldriften stod, og boringen måtte gjennomføres mellom kl. 14.00 lørdag og kl. 06.00 mandag. Vi har alltid klart å bore ferdig i dette tidsrom, og det kan nevnes at en gang kunne vi ikke komme i drift før kl. 14.00 på en sondag p.g.a. strømbrudd, men likevel var vi ferdige ved midnattstid. For en normal måling av tre hull, to horisontale og et vertikalt bruker vi 20 mannskift med noe tillegg til transport og montering. Det kan av og til oppstå vanskeligheter av forskjellig art så man må regne med 14 dager totalt. Som det fremgår av Bjerkans foredrag er beregningene tidskrevende, og det kan ta opp til 3-4 dager for å beregne spenningsellipsoiden fra måleresultatene.

Til slutt vil jeg si at vi i Kontor for Fjellsprengnings-teknikk tror at vi har gjort, og at vi gjør, en verdifull tjeneste på dette området, men ut fra vårt synspunkt er det uheldig når en oppdragsgiver vil ha målinger med en gang fordi han har fått vanskeligheter under driften. Det er sjeldent at byggherrer setter av penger til disposisjon for slike undersøkelser før vanskelighetene melder seg. Ved å offentliggjøre resultatene av våre målinger på disse konferanser kan vi vise at de er et brukbart hjelpemiddel som vel kan bli tatt med i diskusjonen under prosjektering av anleggsarbeidet.

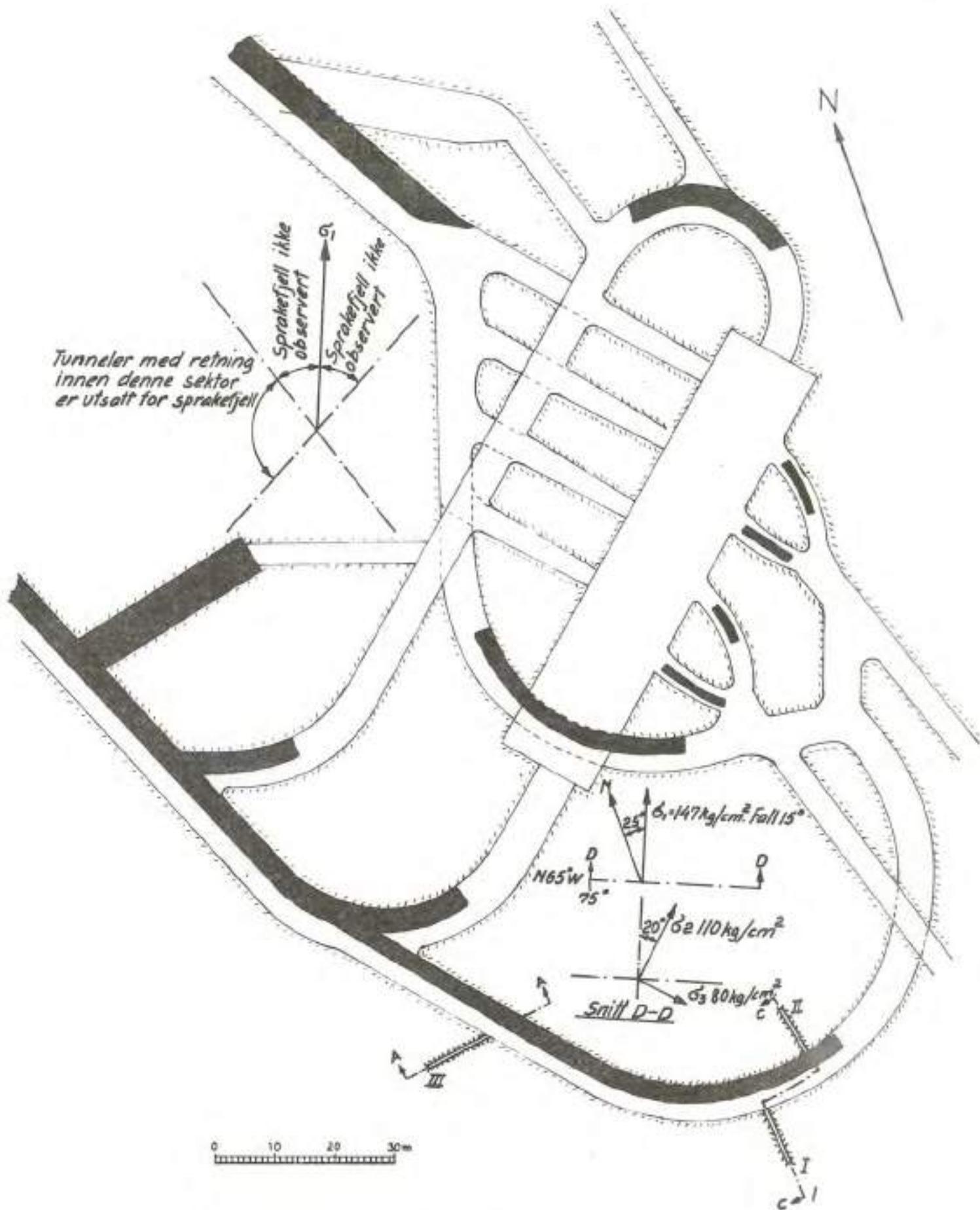


Sprakefjellsområder

RANA KRAFTSTASJON

Fordeling av sprakefjell

Fig. 1

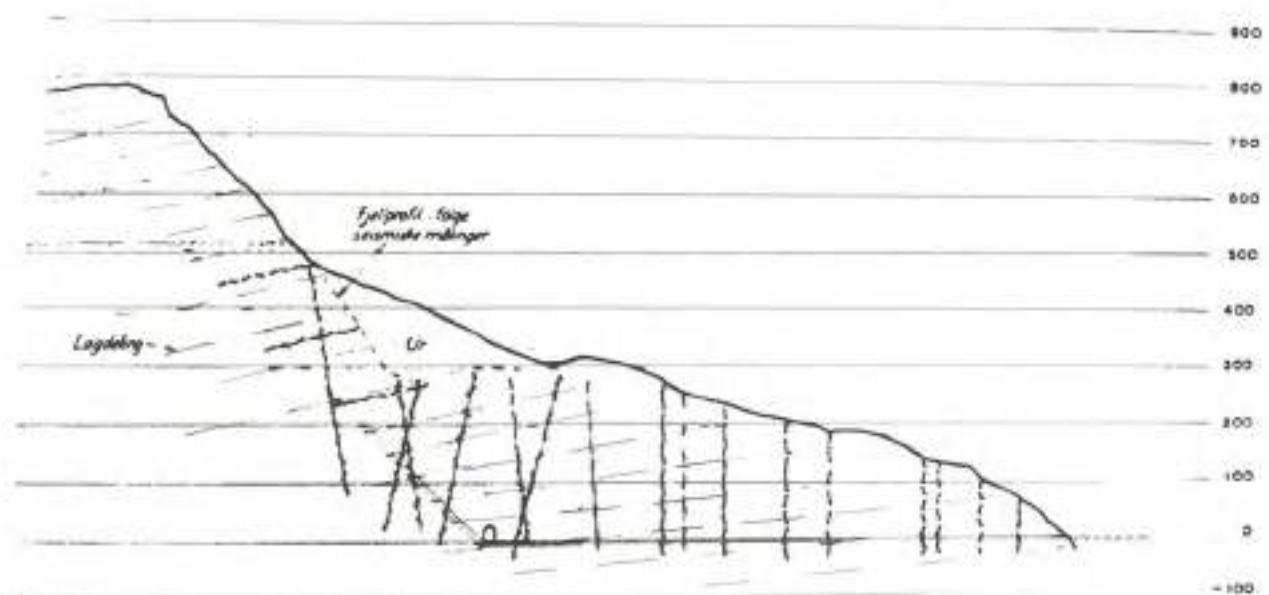


### RANA KRAFTSTASJON

Plassering av målehull.

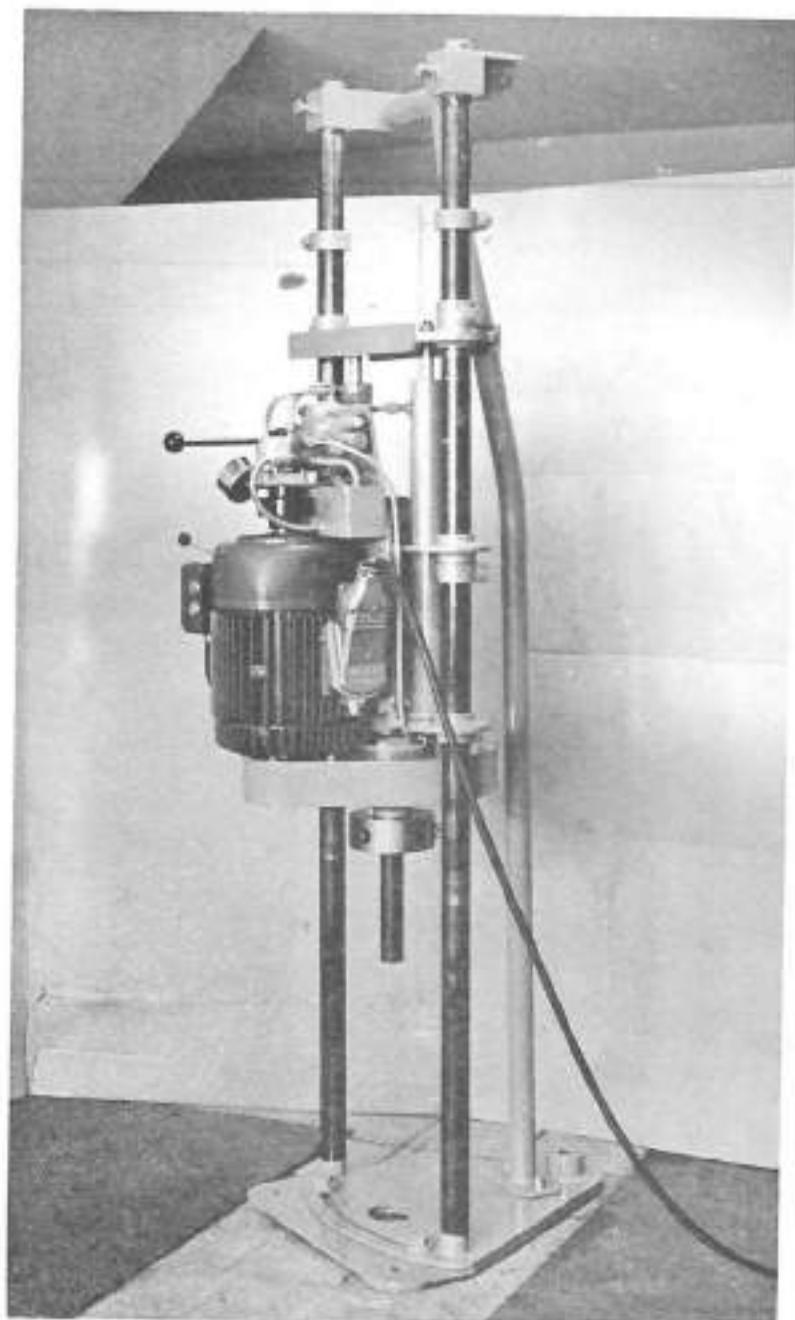
Måleresultater.

Fig. 2

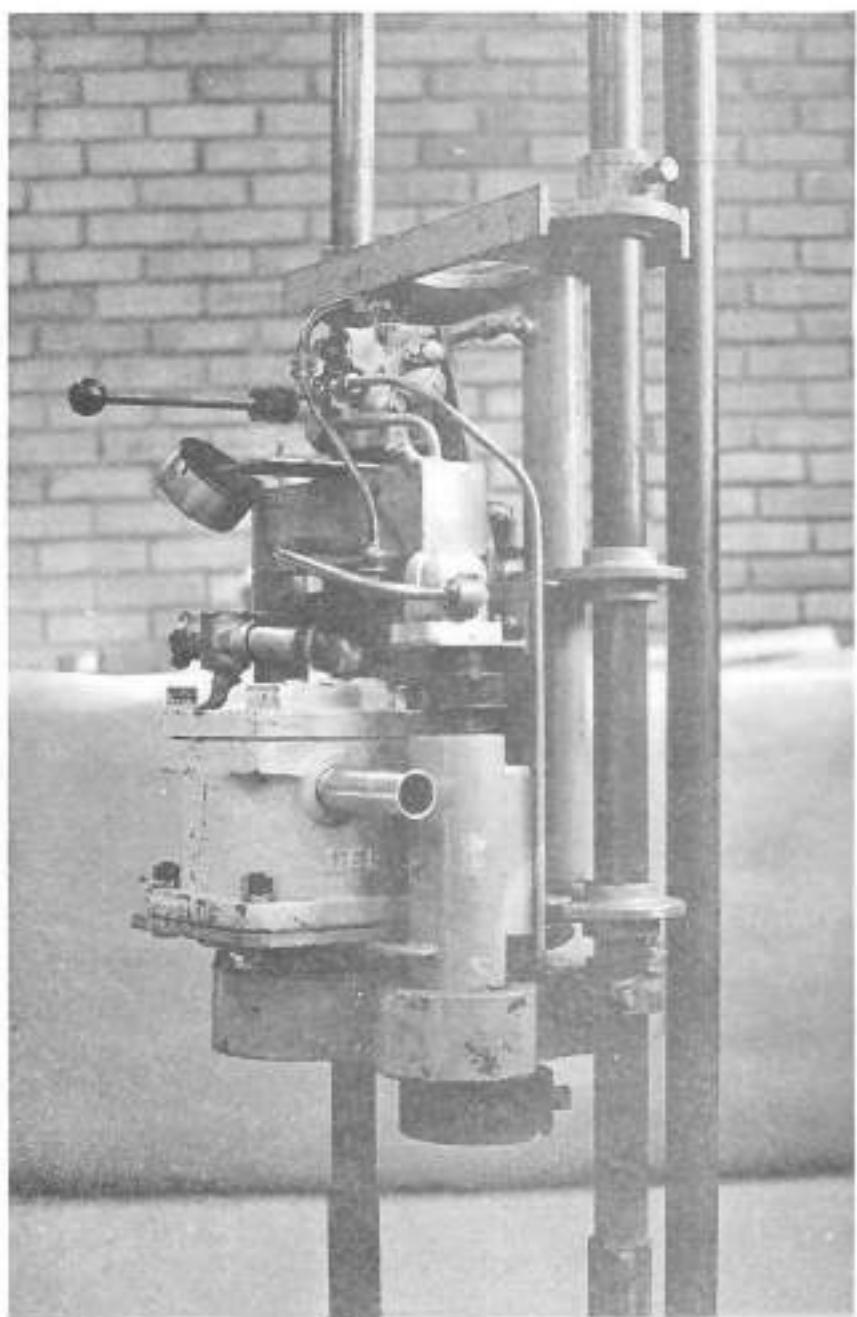


Snitt av anleggsområdet.

Fig. 3.



Elektrisk diamantbormaskin,  
Fig. 4.



Trykkluft bormaskin.

Fig. 5.

MÅLING AV PILARBELASTNINGER VED KJØRHOLT  
KALKSTENSGRUVE

av

Bergingeniør B. Li  
Norges tekniske høgskole

MÅLING AV PILARBELASTNINGER VED KJØRHOLT KALKSTENSGRUVE

Spanningstilstanden i pilarer ved Kjørholt kalkstensgruve er fastlagt ved to forskjellige målemetoder.

- Måling av den diametrale deformasjon av borhull idet et parti rundt dette spenningsavlastes ved overboring.
- Måling av tøyningstilstanden i den flate enden av et diamantborhull.

Ved begge metodene ble det målt med jevne mellomrom inn mot sentrum av pilaren, hvorpå de vertikale og horisontale spenningsverdier ble plottet mot hullengden. Ved å anta at spenningsfordelingen over pilartverrsnittet er symmetrisk om midtaksen, ble kurvene over spenningsverdiene planimetert for å finne den totale pilarbelastningen.

Det har vært vanlig å beregne den gjennomsnittlige, vertikale pilarspenningen,  $\sigma_p$ , teoretisk. Beregningsgrunnlaget har da vært følgende: Hver pilar bærer lasten av et bergprisme med en høyde lik overdekningen og et tverrsnitt lik ( $\frac{1}{4}$  pilarlengde +  $\frac{1}{4}$  tverrlagsbredde) x ( $\frac{1}{4}$  pilarbredde +  $\frac{1}{4}$  rombredde) (fig. 1.)

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \cdot \sigma_v \quad (1)$$

hvor  $A_t$  - totalt areal

$A_p$  - pilarareal

$\sigma_v$  - opprinnelig vertikalspenning.

Eller uttrykt ved utvinningsforholdet,

$$R = \frac{A_t - A_p}{A_t} \quad (2)$$

$$\sigma_p = \frac{1}{1 - R} \sigma_v \quad (3)$$

Nå har det som regel vist seg at de målte spenninger ligger vesentlig lavere enn de teoretisk beregnede. Dette kommer først og fremst av at en ikke tar hensyn til den innflytelsen pilarenes høyde har på belastningen. Dessuten vil et opprinnelig horizontaltrykk og også forskjell i elastisitetsmoduler for pilarer og tak spille en viss rolle.

D.F. Coates, Dep. of Min. and Techn. Surv., Ottawa, Canada har kommet frem til en bedre formel for  $\sigma_p$  enn (3). Han betrakter de forskjellige reaksjoner hver på seg, hvorpå han adderer dem sammen ifølge superposisjonsprinsippet: (Fig. 2).

Først betraktes hele feltet som utdrevet (fig. 2 a). Taket vil nå bøyes ned og beskrive linjen C - D i stedet for som tidligere A - B. Dersom pilarene settes inn, vil disse p.g.a. deres motstand mot elastisk deformasjon, bevirke et midlere mottrykk,  $\sigma_m$ , på taket (fig. 2b). (Dette blir lavere i tallverdi jo større pilarhøyde en har). Taket beskriver nå linjen E-F som ligger en plass mellom A-B og C-D. (Fig. 2c). Reaksjonen fra pilarene er imidlertid konsentrert til lokaliteten over pilaren. Denne lokale deformasjonen finnes ved å ta differensen mellom pilarspenningen,  $\sigma_p$ , og den midlere pilarreaksjon,  $\sigma_m$ , (fig. 2d). Til slutt, som et resultat av at rommene blir drevet ut, vil pilaren frigjøres fra et visst horizontaltrykk. Dette tilsvarer at det blir påført en strekkraft i lateral retning med samme tallverdi. (fig. 2e).

Teorien er blitt etterprøvet i praksis med modellforsøk hvor det er brukt modellmaterialer som gelatin, araldit og stål. Samsvaret mellom teori og forsøksresultater hevdes å være god. – Dog viste det seg at hypotesen "ikke tar hensyn til alle mekanismer som har innflytelse på det endelige resultat."

Den endelige formel er derfor modifisert noe ad empirisk vei.

Dersom en plasserer origo midt på rom- og pilarfeltets bredde og kaller halve bredden  $l$  og x-koordinaten  $x'$ , får vi følgende formel for belastningen når  $h'$  er halve pilarhøyden og  $B$  er pilarbredden:

$$\sigma_p = \left( \frac{2R(l - x/5 + h) - kh(l + v(n - 1))}{hn + 1,8(1 - r)(l + h) + 0,5Rb} \right) \sigma_v + \sigma_v \quad (4)$$

$R$  = totalt utvinningsforhold

$r$  = lokalt utvinningsforhold, dvs. det arealet som er "skattepliktig" til den spesielle pilaren.

$x$  =  $x'/l$  (dimensjonsløs x-koordinat)

$h$  =  $h'/l$  (dimensjonsløs pilarhøyde)

$k$  =  $\sigma_v/\sigma_n$  (forholdet mellom opprinnelig vertikal og horisontalspenning)

$v$  = poissons tall

$n$  =  $E_t/E_p$  (forholdet mellom E-moduler for tak og pilarer).

Foruten utvinningsforholdet (totalt og lokalt) ser en at spesielt høyden av pilarene har stor betydning for  $\sigma_p$ . Jo høyere pilar, jo lavere belastning, idet en større del av vekten av de overliggende masser opptas gjennom takets motstand mot nedbøyning. Videre ser en at pilarens beliggenhet har stor innflytelse. De sentrale pilarer får en større del av belastningen enn de pilarene som ligger nært feltets ytre grenser. Dette fenomenet har også tidligere vært kjent og beror på en avbøyning av spenningsfluksen. Dvs. en stor del av vekten av de masser som ligger over rom- og pilarfeltet nært dets grenser, blir opptatt av berget som omgir feltet.

Målingene på Kjærholt gir svært god overensstemmelse med den ovenfor skisserte teori i de aller fleste tilfeller.

Fig. 5 a-c viser tre eksempler hvor den teoretisk beregnede og den målte midlere  $\sigma_p$  er anført. Som en ser, er det temmelig stor forskjell på spenningsverdiene for de tre pilarene, men god overensstemmelse mellom målte og teoretiske middelverdier. Kurvene som er vist i fig. 5 a og b, gjengir

spenninger i to pilarer med samme høyde, 18 m, og samme tverrsnitt. Grunnen til den forholdsvis store forskjellen i  $\sigma_p$  er at de to pilarene har forskjellig beliggenhet. Den pilaren som har lavest  $\sigma_p$  (fig. 3a) står ytterst ved grensen av rom- og pilarfeltet, mens den andre står praktisk talt i origo. Målemetoden i disse to pilarene er tøyningsmålinger i den flate enden av et diamantborhull.

Den tredje kurven som er vist, (fig. 3c) er plottet på grunnlag av målinger av diametrale deformasjoner av borhull etter friboring. Pilaren det er målt i står ca. 25 m fra origo. Både teoretisk og målt middelspenning er imidlertid høyere enn de verdier som er gitt i fig. 3 b. Dette kommer av at denne pilaren har en høyde på bare 8 m mot de øvrige 18 m.

Vanligvis er pilarene på Kjærholt noe oppsprukket ytterst. Stort sett kan en regne med et ytre skall, 0.50 - 0.75 m dypt, som ikke kan bære trykk. Imidlertid er enkelte av pilarene blitt presplittet. Man håpet derved å unngå oppsprekningen, slik at man oppnådde et sterre effektivt pilarareal. For å bekrefte dette, ble trykket i et par presplittede pilarer målt inn til ca. 1 m dyp.

Resultatene er vist i fig. 3 d. En ser at den ytre sonen i disse pilarene er belastet med et forholdsvis stort trykk, hvilket skulle vise at presplittingen har virket etter sin hensikt.

Konklusjonen av disse underskelsene skulle bli følgende:

- Dersom en ikke har geologiske eller brytningsmessige anomalier i nærheten, kan den midlere spenningsbelastningen i de enkelte pilarer beregnes av ligning (4).
- Hele pilararealet kan betraktes som bærende dersom en presplitter pilarene.

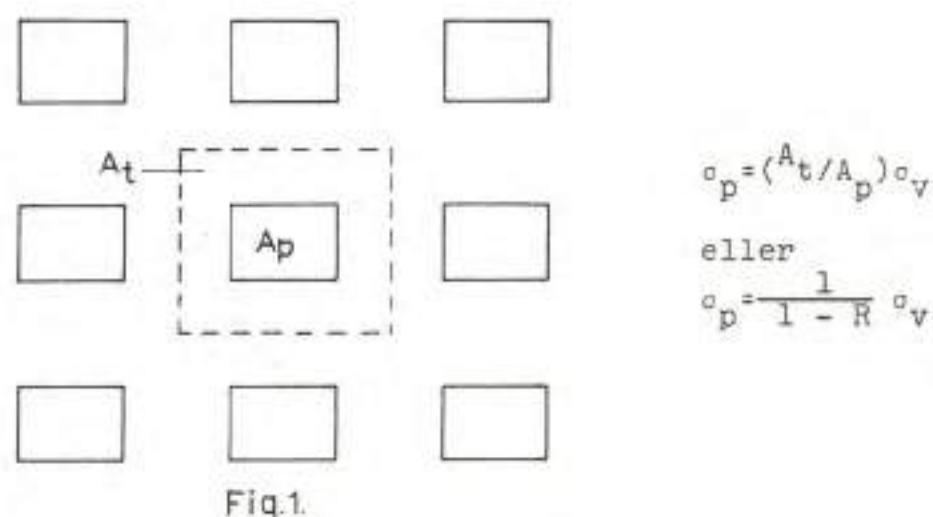


Fig. 1

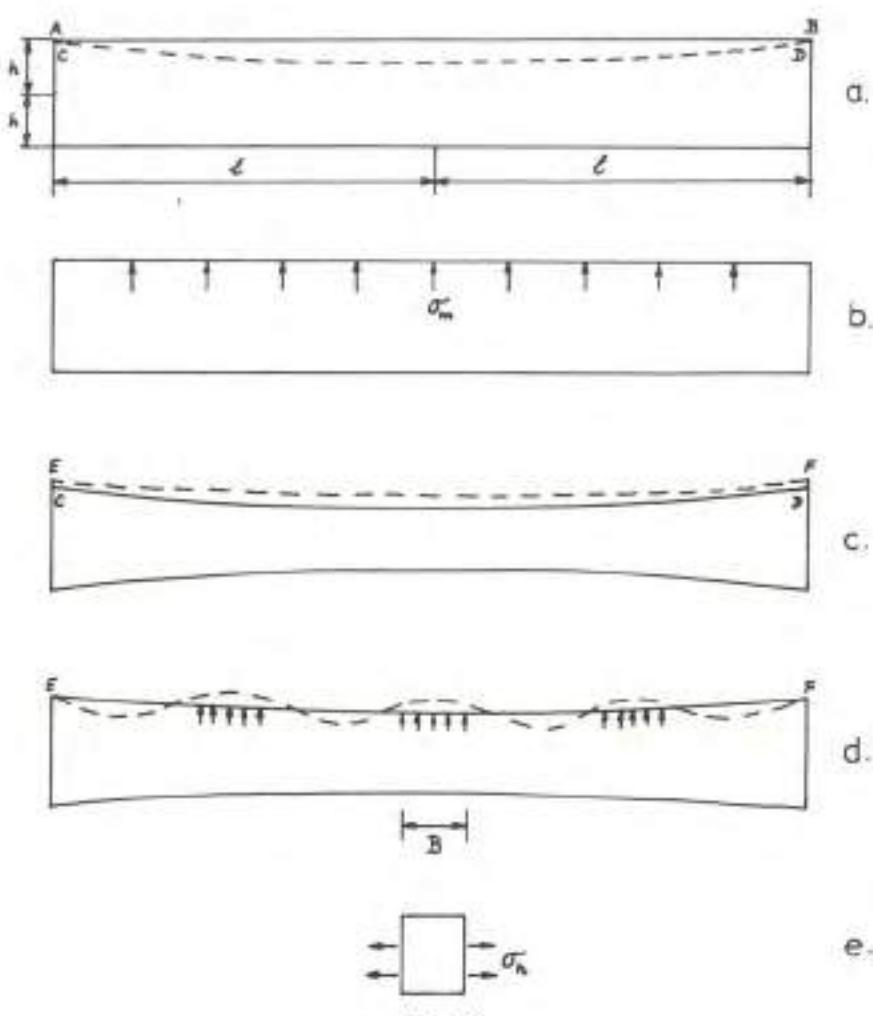
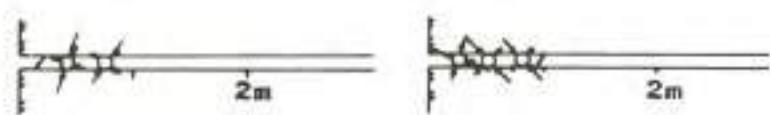
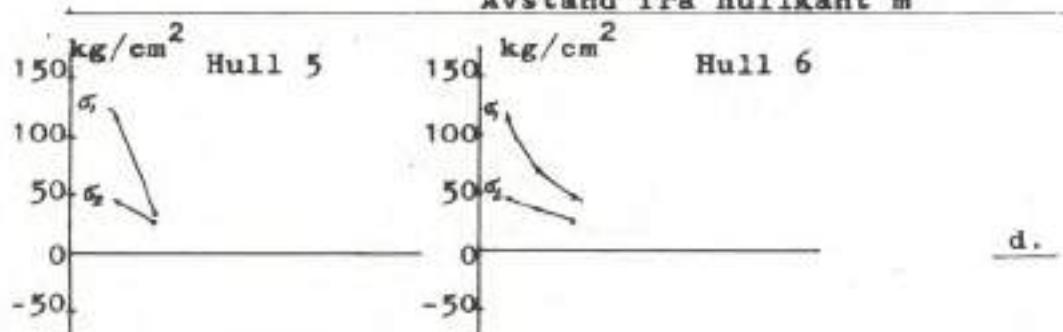
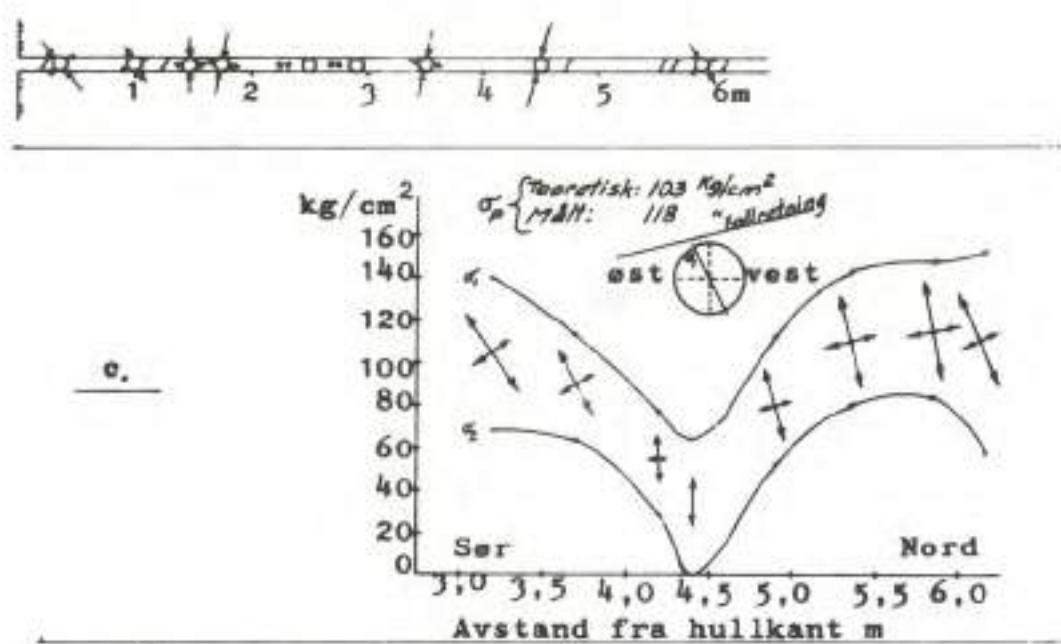
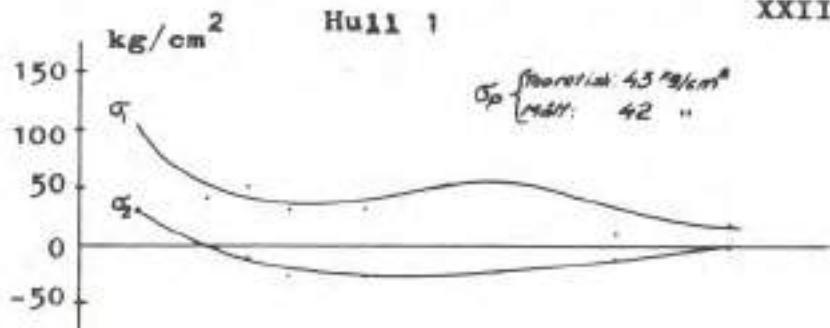


Fig. 2

$$\sigma_p = \left( \frac{2R(1 - x/5 + h) - kh(l + v(n - 1))}{hn + 1,8(1 - r)(l + h) + 0,5Rb} \right) \sigma_v + \sigma_v$$

Fig. 3a.

FORSØK MED FULLPROFILBORING

av

Sivilingeniør Hallvard Holen  
NVE Statskraftverkene

### FORSØK MED FULLPROFILBORING

Innen NVE har en den senere tid vært interessert i å få prøvet metoden med fullprofilboring. Denne metoden blir nå benyttet i ganske stor utstrekning bl.a. i Tyskland, men har ikke vært prøvd her i landet.

Som prøvested ble valgt Vådalen ved Tokke-anleggene der bekkeinntaket lå godt til rette for en prøve. Fjellet på dette sted er fast gneis-granitt slik at en skulle få forsøkt metodens brukbarhet i en hård bergart. Sjakten som skulle bores var 73 m lang med helling  $50,4^{\circ}$  og diameter 1 m. Selv tunnelen er  $8,5 \text{ m}^2$  og borestedet lå ca. 800 m innenfor påhugget.

Det ble etablert kontakt med det tyske firma Edelstahlwerke Söding & Halbach via Globus Stål og Maskiner i Oslo. Etter forhandlinger ble det inngått avtale som i korthet gikk ut på følgende:

Söding & Halbach holder alt utstyr for boringen + 1 borer på hvert skift og en reparatør. For dette betales en fast leie pr. skift + en fast pris pr. m for kroneforbruk. Dersom kroneforbruket oversteg et visst beløp pr. m skulle den overskytende del deles likt mellom kunde og leverandør. Årsaken til dette forbehold var usikkerhetet med hensyn til hvordan metoden egnet seg i fjell av denne type og at boringen var et eksperiment som begge parter var villige til å satse på. Forut for boringen måtte en del tilriggingsarbeider gjøres. Først litt strossing og siden måtte rammen for bormaskinen monteres og faststøpes. Denne rammen må rettes inn nøyaktig, men så er også hele stikningsarbeidet gjort. Boringen krever også mer vann (300 l/min) enn det som vanligvis finnes i en mindre tunnel. I vårt tilfelle gjorde vi dette på den måten av vi brukte det tunnelvannfor-

syningen greide å skaffe (ca. 100 l/min), og tok resten ovenfra uten trykk.

#### Borutstyret

Bormaskinen som var luftdrevet (luftbehov ca.  $30 \text{ m}^3/\text{min}$ ) hadde et matetrykk på 30 tonn begge veier og et dreiemoment på 1 tm med rotasjonshastighet på 20 omdr. pr. min. Det var tannstangsmating, men det hadde sannsynligvis vært bedre med hydraulisk mating. Stengene som ble brukt var laget av 160 mm rør med 10 mm gods, og stanglengde 1,5 m.

Skjæring skjedde ved koniske spesialgjenger. Manøvreringen skjedde fra en styrepult.

#### Boringen

Vannet og borkakset ble ledet via en renne opp i en vase, slik at en slapp opplasting av massen (bilde 1 viser arrangementet).

Selv boringen foregikk i tre trinn. Første trinn bores nedenfra og opp med 193 mm krone. For å unngå avvik var de 5 øverste stenger forsynt med styreribber som går helt trangt i hullet. Når denne boringen er ferdig, blir den første krone demontert og krone for utvidelse til 305 og 406 mm montert. Denne krone må altså fraktes til toppen av hullet og monteres på der, men forevrig trenger en ikke noen annen montasje der om alt går bra. Denne krone blir så trukket ovenfra og ned. Når denne operasjon er unngjort, må stengene monteres sammen igjen. Nye kroner fraktes til toppen og kroner for utvidelse til 610, 813 og 1010 mm blir så satt på og trukket ned. Forevrig kunne dette vært kombinert på annen måte, det beste hadde kanskje vært med 2 trinn.

#### Boringens prinsipp(bilde 2)

Kronen sitter fastmontert på stangen. På armer på kronen sitter borhodet fra 3 til 5 stk. for hvert trinn avhengig av diameteren. Borhodene er lagret ved rullelager og vil der rotere når borstengene roterer. Borhodene består av

2 eller flere kranse med hardmetall. Under boringen ble det forsøkt flere typer, noe jeg skal komme tilbake til. Når kronen roterer vil hardmetallkransene slipe ringer i fjellet. Kransene er konisk utformet og dessuten stilt noe skrått. Samtidig med slipingen har de en kilende virkning. Når sporet derfor når en viss dybde vil det kiles ut et stykke av fjellet. Dette stykket kan gå opp i knyttnevestørrelse eller unntaksvise større. På grunn av denne utkilingen og det store matetrykk vil kronen få en ujevn rotasjon, selv om rotasjonen ved maskinen er konstant. Dette fører naturligvis til store torsjonsbelastninger på stangen og stor påkjenning på lagrene.

#### Arbeidets gang

En uke før boringen skulle starte ble tunneldrivingen der boringen skulle foregå innstilt. (Det hadde forsiktig ikke vært nødvendig å innstille drivingen, men en måtte da ha sørget for passeringsmuligheter forbi borstedet. I vårt tilfelle hadde vi reservestuff å sette mannskapet inn på). I løpet av denne uke ble montasje og faststøping av ramme foretatt. Dessuten ble det utført en del arbeid med tilførsler etc. Denne tiden var beregnet noe rikelig og kunne ha vært kortet ned. Selve montasjen av bormaskinen med tilbehør tok 2 skift og boringen kunne så starte.

Som tidligere nevnt ble den første boring foretatt nedenfra og opp med 195 mm krone.

Selv påskråmingen ble foretatt med en stålkrone uten hardmetall og det ble så satt inn hardmetallkroner. I den første kronetype var hele den roterende del av hardmetall. Denne kronen har tre ruller. Denne første kronen gikk 7,5 m med maks. borsynk på 13 cm/min. På grunn av at hele kronen er av hardmetall var bruddet totalt (bilde 3).

2 kronesett av samme type ble innsatt og de fikk en enda mer ublid skjebne enn den første. Etter dette ble det innsatt en kronetype med hardmetallbits i form av kuler.

Denne krone greidde så resten av hullet uten store vansker i løpet av 6 skift med midlere borsynk (brutto) 1,7 m/time (bilde 4). Det hadde vært mulig å øke borsynken vesentlig, men det ble kjørt med redusert matetrykk av hensyn til kronen. Hullet hadde et avvik på 10 cm ved gjennomslag, noe som må sies å være meget tilfredsstillende i dette tilfelle.

Neste trinn i boringen var altså oppboring til 305 og 406 mm hull. Kronene som her ble brukt var stålkroner med på-sveiset hardmetall, delvis som hele ringer og delvis som brutte ringer (bilde 5, 6 og 7). Det ble ialt brukt 4 sett 305 mm kroner og 3 sett 404 mm kroner ved siden av 3 gangers bruk av omsveiste kroner. Dessuten ble det skiftet en del lagre. Der hvor kronehodet ikke var skadet, ble det på stedet påsveiset nytt hardmetall, og disse på-sveisede kroner viste seg å stå vel så godt som nye. I alt ble det her skiftet kroner 7 ganger, og dette er ganske tidkrevende (ca. 1 skift pr. kronebytte) da alle stengene må skjøtes inn når kronene kjøres opp og stenger demonteres igjen ved nedkjøringen. Det var her dessuten 1 stangbrudd. I alt tok denne arbeidsoperasjon 13 arbeidsdager, vesentlig på rundskift. Midlere brutto borsynk 0,66 m/time. (Brutto borsynk = totalt antall meter / antall timer bormaskinen har vært i gang, inklusive kronebytte). Netto borsynk opptil 2 m/time.

Det ble også her brukt redusert matetrykk så borsynken kunne sikkert vært større, men dette ville ha gått ut over utstyret.

Siste operasjon var utvidelse til 610, 813 og 1016 mm. 610 og 1016 mm kronene var av samme type som forrige trinn, mens 813 mm hadde hardmetallbits. Det viste seg at denne type var den beste. Mens typen med påsveisede hardmetall sto gjennomsnittlig 14 m mellom hvert skift, sto denne 66 m uten noen reparasjon. Resultatet av boringen hadde sikkert vært bedre om det bare hadde vært brukt denne type. Under denne siste operasjon var det flere stangbrudd som heftet boringen ganske mye. Et eneste brudd sinket 7 dager.

Nå kom dette bruddet i den værste vårløsningen slik at transport av taljer etc. ble vanskelig gjort. Årsaken til dette var at kronen kilte seg fast under oppheisingen og at en tilslutt måtte fire en mann ned for å brenne kronen i biter for å få den løs. En årsak til at kronen kilte seg fast var at det ble boret uten styring til å begynne med, slik at det store hull ble liggende eksentrisk i forhold til det forrige. Ved innsetting av styring ble det derfor en utvidelse på hullet i overgangen.

Denne siste operasjon tok 26 arbeidsdager hvorav 17 dager med boring. Midlere inndrift brutto 0,28 m/maskintime også her inkl. arbeid med kronebytte. Maks. borsynk 1 m/time. Hele arbeidet varte nesten 2 måneder, men alle fridagene i mai falt i denne perioden, slik at en kan regne 7 effektive uker.

#### Økonomi

Den samlede meterpris for hele boringen ble ca. 2.100 kr, så økonomisk sett ble ikke boringen noen suksess i dette tilfelle. Utgiftene fordeler seg slik:

Lønn til egne folk (borehjelp, tilrigg, nedrigg)	600,-kr/m
Egne materialer	150,- "
Transport, toll etc.	150,- "
Utgifter til borefirma	1.200,- "

Det tyske firma har oppgitt at kroneforbruket har vært ca. 1100 kr. pr. m, men er på grunnlag av erfaringene fra boringen villige til å gi et fast bud på 630 kr/m.

Når det gjelder økonomien må det innskytes at denne boring må betraktes som et eksperiment. Det tyske firma hevder, og sikkert med rette, at deres utgifter er større enn hva sluttoppgjøret viser.

#### Konklusjon

Boringen har vist at metoden er anvendelig i harde norske bergarter. Fjellet var relativt helt og det er mulig at

råtafjell og slepper kan vanskeliggjøre boringen.

Det ferdige resultat er veldig godt da en fikk et hull med lite hullavvik og en jevn kontur. Metoden har sikkerhetsmessige fordeler, og selv om den medgårte tid i dette tilfelte er lengre enn for en ordinær sjaktdriving, bør den tidsmessig kunne konkurrere også i harde bergarter. Metoden er anvendelig for alle høyninger, men loddhull er gunstigere etter hva det tyske firma uttaler. I sjakter som bores nedenfra og opp kan det ifølge det tyske firma, bores ca. 300 m oppover. Største diameter de har prøvd er 3,3 m, men dette skal ikke være noen grense. Ved boring ovenfra og ned kan det som kjent bores mye dypere. Metoden har også fått sin anvendelse til horisontale tunneler i utlandet, men massen må da bringes bort fra borestedet etter hvert. Økonomisk kan neppe metoden konkurrere hos oss i dag, men den vil sikkert stille seg gunstigere i blåtere bergarter. Det kan imidlertid være andre forhold som gjør at metoden kan konkurrere, f.eks. hvor det av hensyn til rystelsen er ønsket med skyting; hvor hullet i alle fall må utføres med betong, eller hvor fordelene med jevn kontur er store.

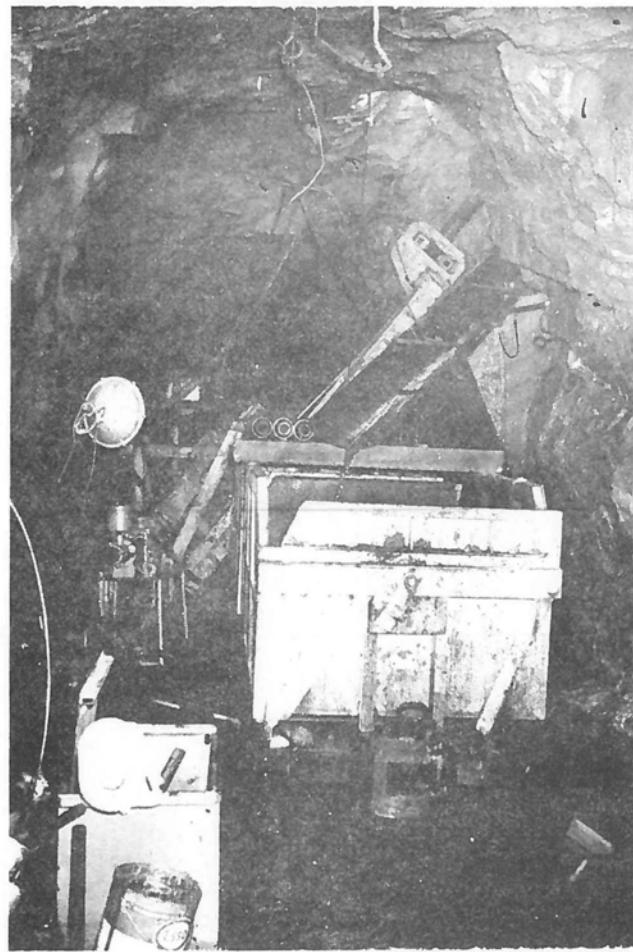


Fig. 1

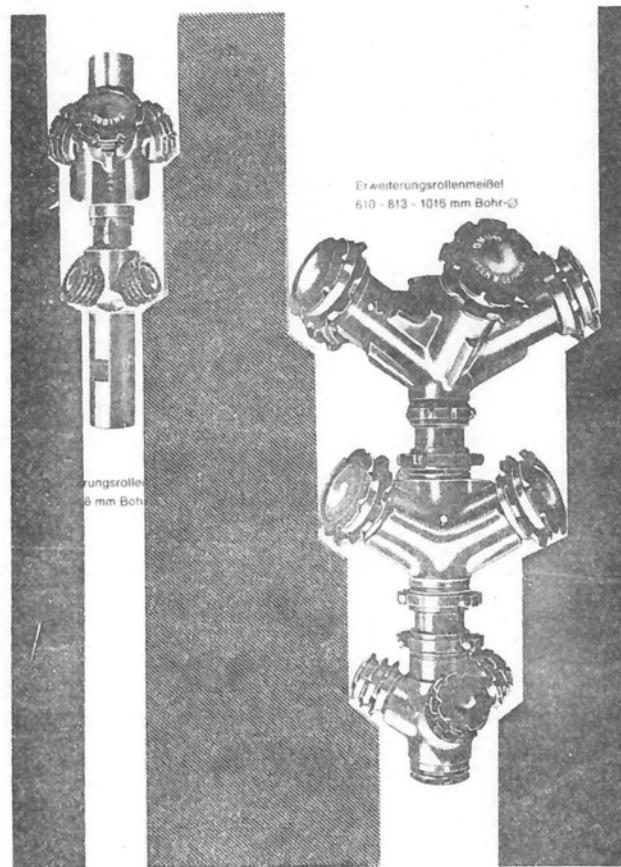


Fig. 2



Fig. 3

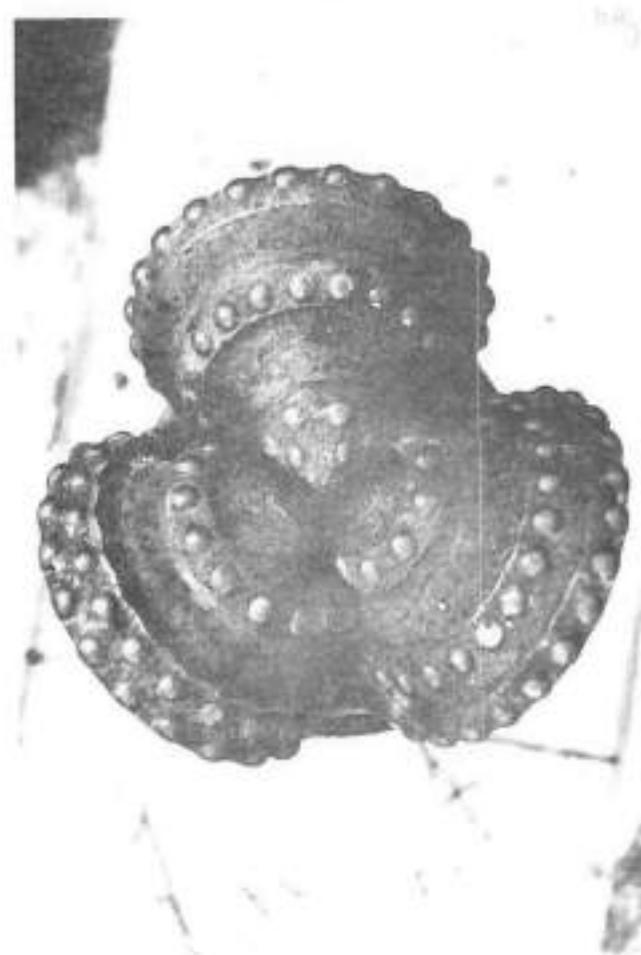


Fig. 4



Fig. 5



Fig. 6



Fig. 7