FOREDRAG

fra

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 17. og 18. november 1966

Arrangør :

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

TILKNYTTET N.I.F.

INNHOLDSFORTEGNELSE

	Foredrag nr.
Erfaring med nye borrigger Sivilingeniør Ulf Bergsmo, Betongbygg A/S	I
Erfaring med nye borrigger Sivilingeniør Stein Narvestad, Motordrift A/S	II
Erfaring med nye borrigger Ingeniør Rolf Mathiesen, Atlas Copco A/S	III
Rigg for utstrossing av stigarter Sivilingeniør Karl August Hansen, A/S Ingeniørbygg	IV
Senkeboring med midlere hulldiameter Driftsingeniør Aage Østerstrøm, A/S Dalen Portland-Cementfabrik	V
Erfaring med Hägglunds skyttelvogn Overingeniør Tor Vinje, N. V. E. Statskraftverkene	VI
Opplasting av utsprengt sten med Brøyt X-3 Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan, A/S Veidekke	VII
Rensk av tunnelbunn og av løsavsetninger i dagen Sivilingeniør Olav Øverland, Astrup & Aubert A/S	VIII
Nye erfaringer med konturssprengninger Ingeniør Baard Hoel, Kontor for Fjellsprengningsteknikk	IX
Resultater fra målinger av sjokkbølger i vann Sivilingeniør Torvald Sande, Trondhjems Elektrisitetsverk	X
Tunnelutslag under vann og sprengning av terskler Overingeniør Ludvig Baumann, Grubernes Sprængstof-fabriker A/S	XI
Boblegardiner fremstilt ved hjelp av kruttgassgenerator Sivilingeniør Eirik Samuelsen, Norsk Sprængstofindustri A/S	XII
Regler for behandling og lagring av sprengstoff på anlegg og i gruver Overingeniør Torstein Petersen, Statens Sprengstoffinspeksjon	XIII
En del sikkerhetsbestemmelser for N. V. E. s tunnelarbeider Overingeniør P. T. Smith, N. V. E. Statskraftverkene	XIV

Bergartenes mekaniske egenskaper av interesse for bygge- og anleggsindustrien
Cand. real. Per Dugstad, firma H. Bjørum XV

Stabilitetsvansker ved utsprengning av stor byggegruve
Sivilingeniør Reidar Lien, O. Kjølseth A/S XVI

Stabilitetsvansker ved utsprengning av stor byggegruve
Sivilingeniør Nils A. Gjæver. Sivilingeniørene A. Widerøe og N.A. Gjæver XVI-B

Sprengnings og sikringsopplegg i større byggegrube
Sivilingeniør Leif Andersen, Ragnar Evensen A/S XVII

Nyere erfaringer vedrørende bergtrykk i norske anlegg
Professor Rolf Selmer-Olsen, Institutt for ingeniørgeologi, NTH XVIII

Måling av bergtrykk. Praktiske erfaringer fra norske anlegg
Bergingeniør Morten Bjerkan, Kontor for Fjellsprengningsteknikk XIX

Måling av bergtrykk. Praktiske erfaringer fra norske gruver
Bergingeniør Bjørn Li, Institutt for gruvedrift, NTH XX

Måling av belastningsøkning på fjellbolter ved hjelp av spenningsoptikk
Bergingeniør Anders M. Heltzen, Kontor for Fjellsprengningsteknikk XXI

Åpning av fjellsprengningskonferansen 1966

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk vil jeg ønske alle deltagere i konferansen 1966 velkommen.

Årets konferanse er delvis en videreføring av emner som ble behandlet på fjorårets konferanse. Videre tas opp til drøftelse lagring av sprengstoff på anlegg og i gruber, sikkerhetsproblemer og emner som går inn under bergmekanikk og ingeniørgeologi. Når bergmekanikk og ingeniørgeologi tas opp til behandling, er det ut fra et behov for å kjenne mer til det materiale vi sprenger i og bygger i. Den grunnleggende vitenskap bergmekanikk gir oss kjennskap til bergets spenningsforhold og elastiske egenskaper i den grad det idag er mulig. Det endelige mål er imidlertid en økonomisk teknisk løsning av det ferdige byggverk. Dette krever en ingeniørgeologisk vurdering av de faktorer som i det vesentlige spiller inn for at byggverket skal kunne løses uten kjedelige overraskelser i byggeperioden. Det er styrets mening at man gjennom vår forening ved konferansene skal ta opp emner også innen for dette fagområde. Vi håper her på en aktiv deltagelse fra medlemmene både når det gjelder forslag til innlegg på de senere konferanser, og felter hvor nøyere undersøkelser bør igangsettes.

Hva menes med bidrag her?

Vår forening har i løpet av året 1966 ydet bidrag til endel undersøkelser som ennu pågår innen fjellsikring, støvundersøkelser i tunneler og innen bergmekanikk og ingeniørgeologi. Resultatene fra disse arbeider vil bli fremlagt på en senere konferanse.

Jeg vil også denne gang anmode de av deltagerne i konferansen som ennu ikke er medlem, om å søke medlemskap i vår forening. Det har betydning at foreningen har et stort medlemstall.

Som i tidligere år har Kontor for Fjellsprengningsteknikk, under ledelse av bergingeniør Heltzen, den faglige ledelse av konferansen. Konferansen inngår dessuten i Ingeniørforeningens kursprogram. Vår forening står ansvarlig for konferansen i sin helhet. Med håp om et godt teknisk utbytte erklærer jeg konferansen 1966 for åpnet, og gir ordet videre til bergingeniør Heltzen.

Overing. L. Baumann
Formann

ERFARINGER MED NYE BORRIGGER

av

Sivilingeniør Ulf Bergsmo

Betongbygg A/S

Erfaring med nye borrigger.

Ved utbyggningen av Slettedalen Kraftanlegg, eller Sauda IV som det til daglig heter, er to hydrauliske borrigger av nyere dato satt inn.

Neste foredragsholder siv.ing. Narvestad, vil omtale den ene riggen, som er levert av Motordrift, så mitt innlegg konsentreres om driften av en 12 m^2 overføringstunnel, lengde 3200 m, hvor den første serieprodusertr borbukk med matere av norsk opprinnelse er satt i drift.

Lastingen på denne tunnel besørges av en Atlas LM 250 og transporten av 2 stk Hägglunds skyttelvogner HRS 12 med 11 m^3 lastevolum.

Skyttelvognen vil bli omtalt i et senere innlegg.

Selve borriggen, Reiersdalsriggen, er oppkalt etter tidligere anleggsreparatør Reiersdal som i samarbeide med firmaet Hydralift, Kristiansand har bygget en rigg som bør ha interesse for norske entreprenører.

Prisen på bukken er ca 175.000 kr. med materskinner, men uten bormaskiner.

En kortfattet konstruktiv beskrivelse vil bli gitt. Fig.1 - 2.

Understell: Bukken er bygget opp på en enkel lavett med sporvidde 75 cm.

Under borring støtter bukken seg på fire hydrauliske støttelabber.

Transportdimensjoner: Bredde 2.0 m, Høyde 2.10 m (o.k. skinne). Vekt i driftsklar stand er 5 tonn.

Bommer: Bukken har 4 stk. hydrauliske bommer, hver bestående av en indre bom bygget opp som et parallellogram med bevelgese i vertikal planet, og en ytre bom med bevegelse i horisontal planet.

Matere: Reiersdals mater består av en luftsylinder som via en oversettning 1 : 2 ved hjelp av et 3/4" kjede gir en materlengde på 320 cm og en materkraft på ca 250 kg.

Sylinderen og kjedeoverføringen er plassert inne i en geide som er bygget opp av flattstål.

Materen har en vandrende og en fast borstøtte.

Materen blir ved hjelp av hydraulikken tvangs - parallellinnstillet, og kan forskyves (er extendable) i lengderetningen. Indre bom er forsynt med hydraulisk lås for å hindre sig.

Bormaskiner: 4 stk. Atlas BBD90-W er montert på bukken. De to øvre maskiner er montert på yttersiden av materen, de to nedre på undersiden.

Hydraulisk opplegg: En Broomwade Luftmotor drar to Bosch tannhjulspumper.

Manøvrering skjer med Vickers ventiler.

Dekningsområde: Bommene er plassert slik at tverrsnitt fra 6 m^2 til 12 m^2 dekkes.

Største bredde ved såle = 430 cm
Største høyde over såle = 390 cm

Da vårt firma fikk kontrakten på Sauda IV, var Reiersdal-riggen ferdig og spørsmålet om borhullsdiameter meldte seg.

Etter en del prøver med forskjellige bormaskiner og 45 mm krysskjær, 44 mm 42 mm og 37 mm meiselskjær fikk vi en del erfaringer. Det spørsmål vi i første omgang stilte oss var:

Hvilken hulldiameter er mest økonomisk når man bare tar hensyn til utgiftene ved
1) Borgang
2) Reservedelsforbruk - bormaskim
3) Ammunisjon
alt pr.m tunnel.

Det viste seg at disse tre poster utgjorde kr. 140.- pr.m tunnel for 37 mm hull og kr. 170.- for 45 mm og 47 mm hull.

Den største forskjell ligger i ammunisjonsforbruket, da grovhullene på vår 12 m^2 krever 20 % mer ammunisjon pr.m tunnel enn 37 mm hullene.

Neste spørsmål vi stilte var: Hvilken hulldiameter gir den korteste bortid av salven.

Følgende tall er registrert hos oss og på vårt anlegg Søa Kraftanlegg, hvor det drives flere 12 m^2 stuffer med både hydrauliske rigger og knematere.

A. 37 m/m hull - 7/8" borstang - Atlas BBD90-W
Antall hull 38 stk.
Borsynk 65 cm pr.min.
Antall hull pr.maskin 9.5 stk.
Teoretisk bortid pr.m tunnel = 14.7 min.

B. 47 m/m hull - 1 1/4" borstenger - Gardner Denver DH123-J.
Antall borhull 29 stk.
Borsynk 65 cm pr.min.
Antall hull pr. maskin 7.2 stk.
Teoretisk bortid pr.m tunnel = 11.1 min.

Forskjellen i bortid vil i praksis ligge på ca. 15 min for hele salven. Med den bemanningen vi har, 5.7 mann pr.skift, vil disse 15 min koste oss ca. 13 kr. mer pr.m tunnel med 37 mm enn med 47 mm hull.

Et sammendrag av lønnsomkostninger, utgifter ved borgang, reservedeler og ammunisjonsforbruk viser at 47 mm hull-diameter vil falle ca. 12 % dyrere enn 37 mm .

Men det kommer flere momenter inn i bildet som gjør valget av borhullsdiameter usikkert. I Sauda er vi blitt stående ved Atlas BBD90-W bormaskin og 37 mm hull, borlengde = 320 cm. Etter vel 1 måneds stabil drift uten vanskeligheter med borriggen, bores 1 1/2 salve pr.skift med en foreløpig ukeinndrift på 60 m.

Vi anleggsingeniører blir jo stadig gjennom våre hoved-kontor informert om andres toppresultater og for tiden er vårt Søa-anlegg med sine 75 - 80 m i uken tallet vi blir på-minnet, og som vi selvsagt arbeider mot.

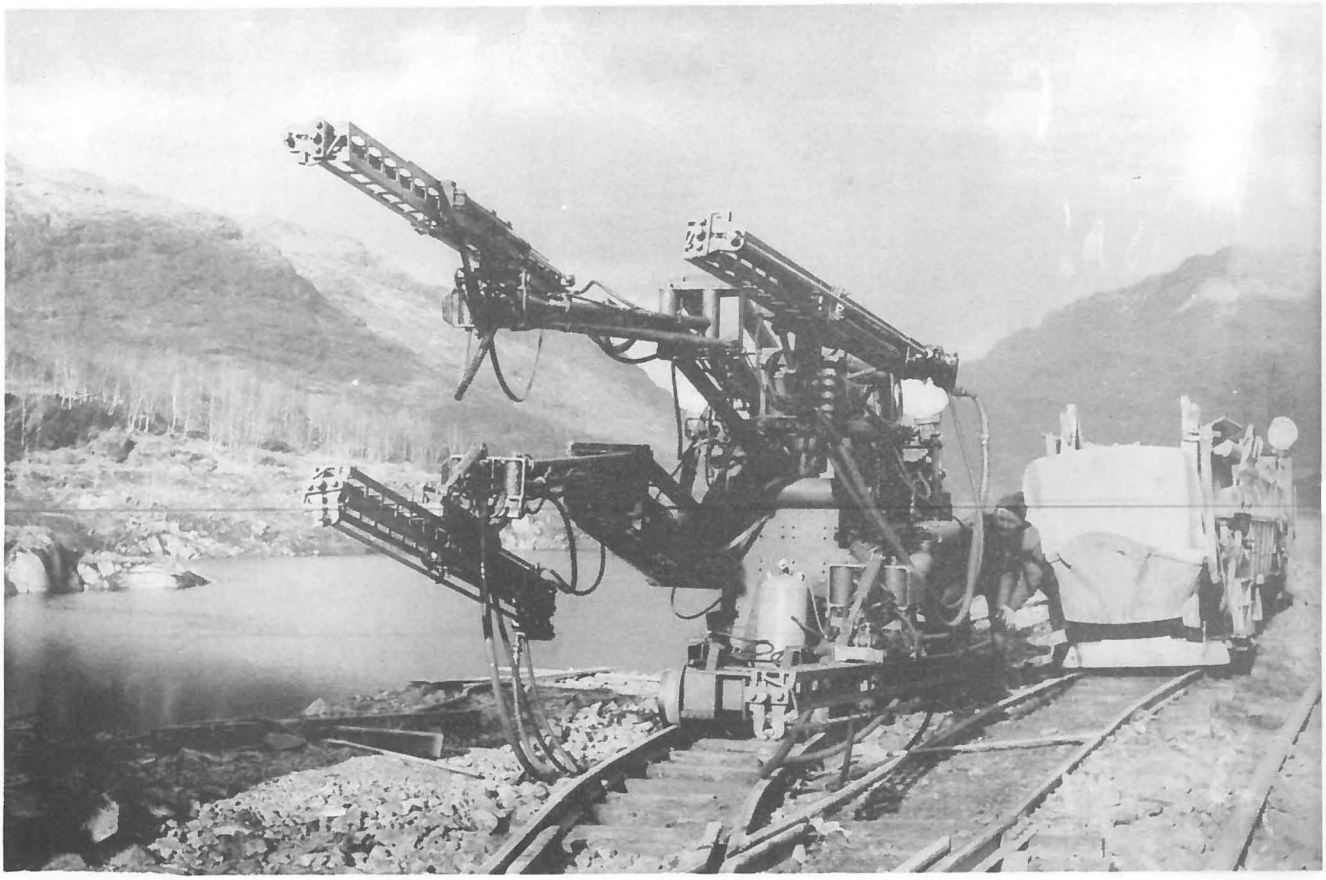
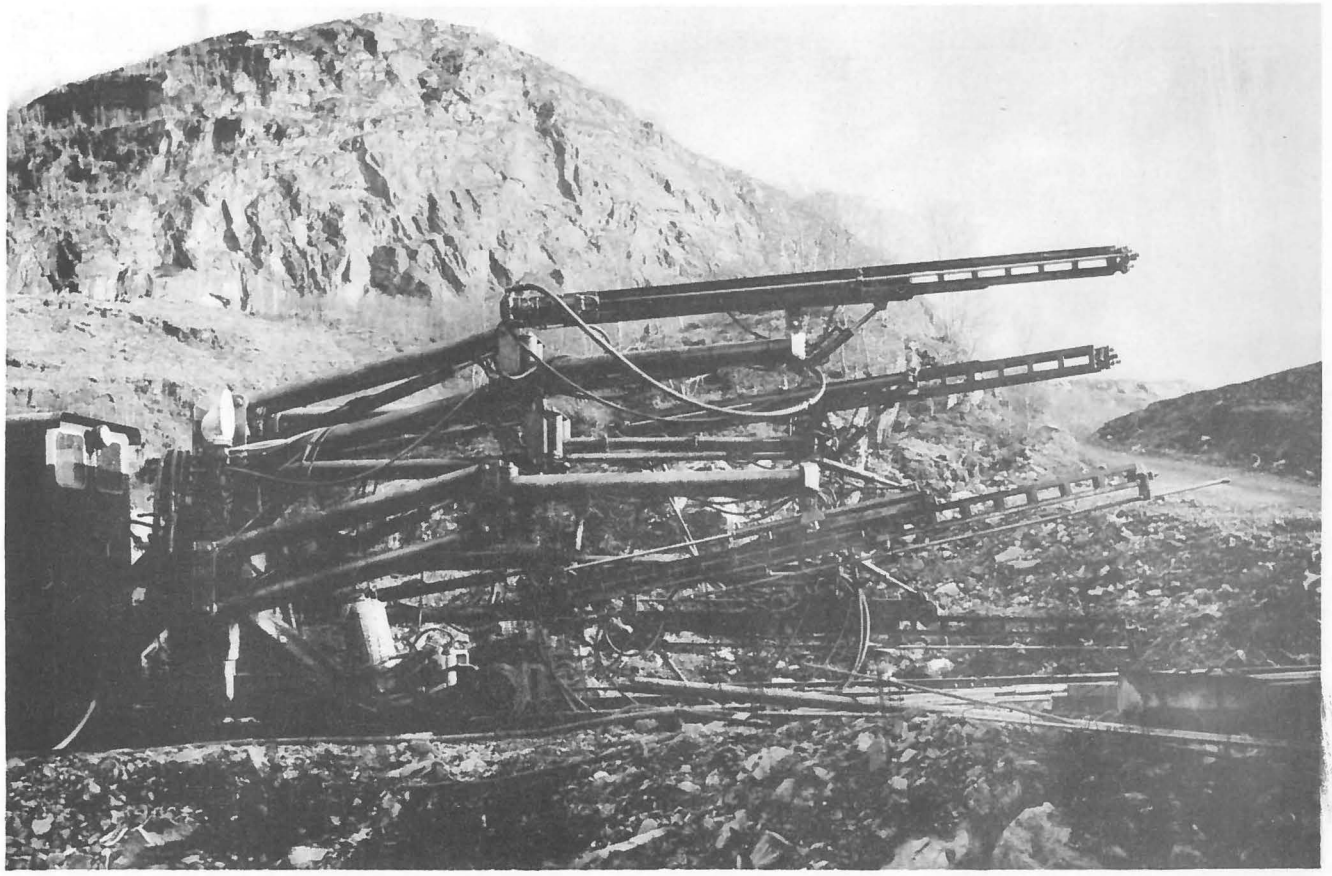


Fig. 1 og 2. Reiersdalsriggen



GROVHULLSUTSTYR I MINDRE TUNNELER

av

Sivilingeniør Stein Narvestad

Motordrift A/S

GROVHULLSUTSTYR I MINDRE TUNNELER

I løpet av det siste år er arbeidet på en rekke tunneler med tverrsnitt fra 12 til 23 m^2 satt i gang, og på en del av disse tunneler har man valgt å bruke grovhullsutrustning.

En oversikt over de anlegg Motordrift har levert grovhullsrigger til, er vist i tabell i Bilag 1.

Borutstyret på disse anlegg er altså stort sett det samme, idet det overalt er Gardner-Denver utstyr med skrumatere og $4\frac{1}{2}$" bormaskiner montert på forskjellige understell og forskjellige bomtyper. Se fig. 1, 2 og 3.

I tabellen er det og gjort forsøk på å stille opp driftstekniske og økonomiske data for å klarlegge om resultatene stort sett blir de samme, men som man ser, betyr menneskene mer en maskinene.

Det viser seg at tiden fra første hull påbrystes til siste hull er ferdig, er omtrent den samme overalt når det tas hensyn til variasjon i hullantallet. Ytelsene pr. maskin pr. time med 12-13' stenger og 48 mm Ø hull, er ca. 25 bormeter. I særlig løst fjell har man vært helt oppe i 40 bormeter pr. maskin pr. time.

Variasjonen i tid for rigging og for ferdiglading og kopling m.v. før salven går, er betydelig, og her kommer det meget an på opplegget og på stuff-folkene.

Riggtiden varierer fra 2 - 3 minutter opp til 12 - 15, og er normalt under 5 minutter. Tiden fra siste hull er boret til salven går, varierer fra ca. 15 minutter til over 60 minutter, og bør normalt ligge i underkant av 30 minutter på tverrsnitt opp til omkring 20 m^2.

Det er derfor tapstidene mer enn driftstidene som er bestemmend

for resultatene, og det er tapstidene man må ha oppmerksomheten rettet mot. Jeg tror meget kan oppnås med enkle forholdsregler, dersom de gjennomføres, og jeg nevner noen når det gjelder boringen:

- en plan for hullrekkefølgen for å sikre at salven kan ferdigbores selv om en maskin skulle få stopp,

- en plan for hullrekkefølge for ladning for å sikre at mest mulig blir ferdigladet under boringen,

- skiftreparatøren dirigeres til stuff like før avslutning av boringen, slik at han kan se/høre om noen av maskinene ikke fungerer tilfredsstillende og derfor kan skifte ut eller etterse feil som ikke kan ses når riggen ikke arbeider. Hvis riggen har ladekurv, hjelper han til med ferdiglading før han kjører riggen ut, ellers kjører han riggen ut straks boringen er ferdig.

Når det gjelder sprengstofforbruket, varierer mengden i kg/m^3 selvfølgelig med fjellet, men variasjonen i fordelingen mellom dynamit og andre sprengstoffer er ofte mer karakteristisk for basen på laget enn for fjellet, og er ikke uten økonomisk interesse.

Selv om borutrustningen stort sett er den samme på disse anleggene, varierer utgiftene pr. bormeter til vedlikehold meget kraftig, og vi har hatt vanskelig for å påvise årsaken til variasjonene med rimelig sikkerhet. Imidlertid har vi funnet at en god bormaskinolje er en av de viktigste faktorer når det gjelder bormaskinene. Et godt spylevannsanlegg vil som regel betale seg selv ved reduksjon av fastboring/tettboring, men entreprenøren er ofte ikke ferdig med et slikt anlegg før han har hatt en stor del av de ekstraomkostningene han søker å unngå.

Variasjonen i driftresultater målt i strekkmeter pr. stuff pr. uke, gir et tydelig bilde av hvor store avvikelser man kan få med omtrent samme tunneltverrsnitt, samme bemanning og

utstyr. Avvikelsene i toppresultatene påvirkes - bortsett fra de foran nevnte momenter - selvfølgelig av vanskelig fjell, m.v., men det er neppe tvil om at man for å utnytte de muligheter som mekanisert drift gir, må legge mer arbeide i overvåking av detaljer i driftsopplegget enn ved mer konvensjonell drift.

Et forsøk på å stille opp en sammenligning mellom grovhull og småhull på 10 - 20 m^2 tunneltverrsnitt basert på rent borøkonomisk betraktning, d.v.s. uten å trekke helhetssynspunkt for anlegget inn, er gitt nedenunder. På grunn av avvikelsene fra anlegg til anlegg, er oppstilling meget summarisk, men det vesentlige kommer fram:

	Økning kr./m^3	Reduksjon kr./m^3
Trykkluft:		0.10 - 0.30
Borutrustning ekskl. kapitalutgifter:	1.00 - 1.50	
Kapitalutg.	0.70 - 1.50	
Sprengstoff og tennere:	- 0.50	
Arbeidslønn:		2.00 - 6.00
	1.70 - 3.50	2.10 - 6.30

Som det ses, er besparelsen i arbeidslønn bestemmende for om investeringen i grovhullsrigg skal forrente seg eller ikke under normale driftsforhold. Her ligger utfordringen til entreprenører og grubefolk, og da så mange alt har tatt imot denne, kan byggherrer og industrifolk glede seg over at entreprenørfirmaene ennå noen tid vil gå som "kjerringa mot strømmen" også når det gjelder prisutviklingen på middelstore tunneler.

Kurver. Stenging opp.
Økonomisk sammenligning.

Fig. 1. Brakar borerigg med to rotabommer og en teleskopbom.

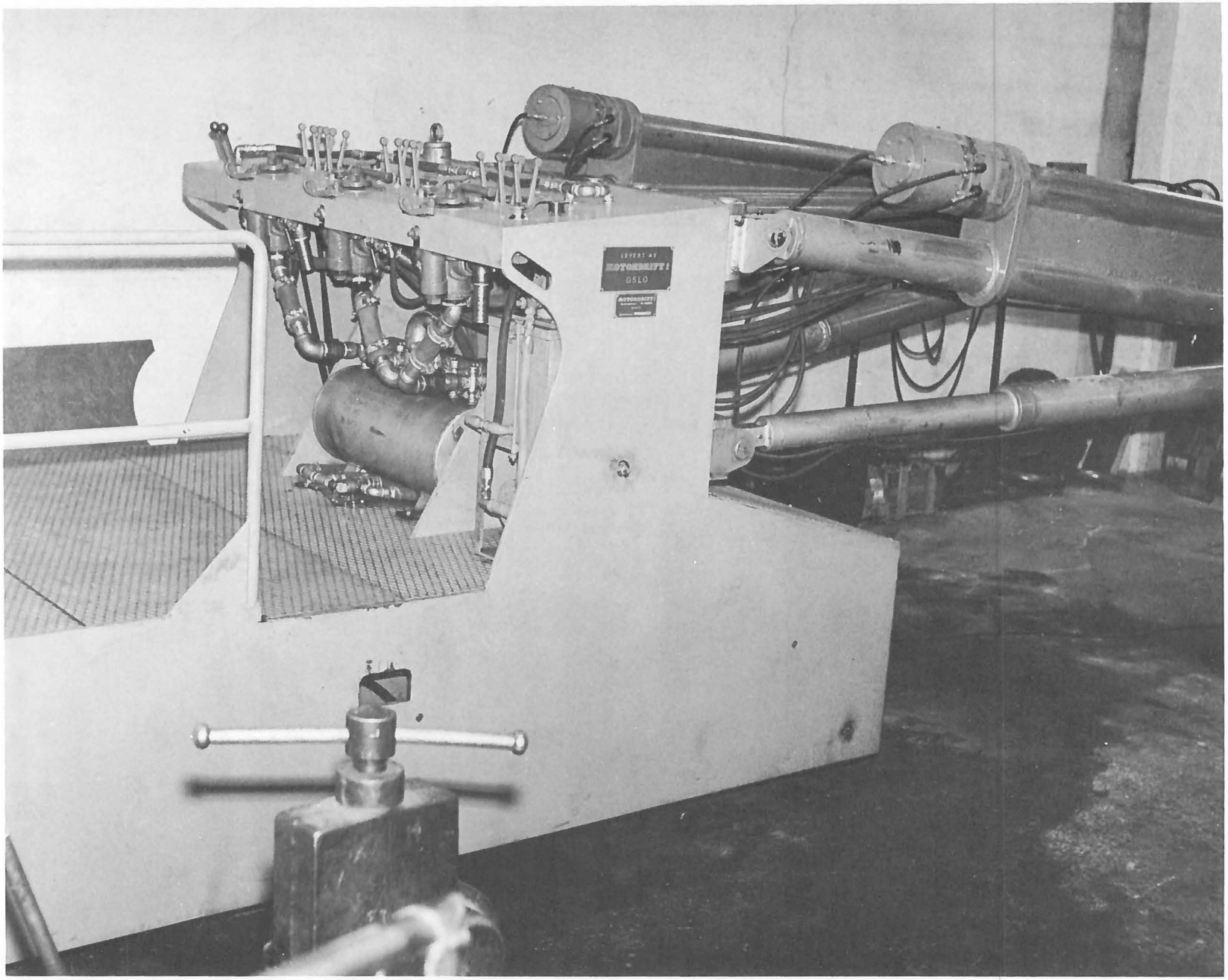


Fig. 2. Kontrollbord for skinnerigg med to rotabommer og en standardbom.

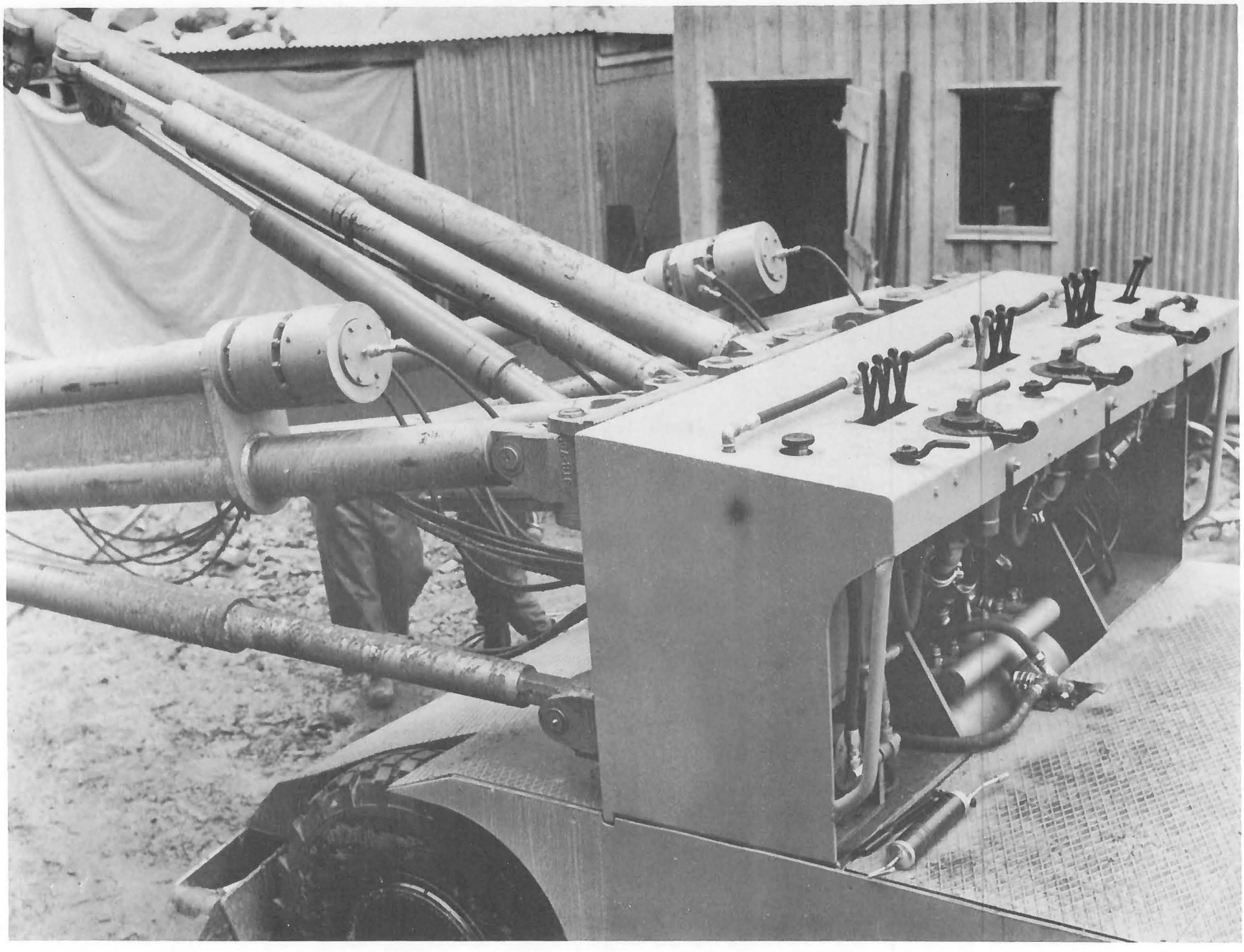


Fig. 3. Kontrollbord på Brakar borerigg.

	Rana-anleggene Sauvassåga	Betongbygg Söa/Vassli	Betongbygg Söa/Hagadal	Betongbygg Sauda IV	Brödr.Hauge Kvandalsfoss	Brödr.Hauge Kvandalsfoss	Thor Furuholmen Rossemyrnut
Tunnel-tverrsnitt m2	19	12	12	~~11~~	12	23	23
Driftsmåte	Skinnedrift	Skinnedrift	Skinnedrift	Hjulgående	Hjulgående	Hjulgående	Hjulgående
Bommer	3 standard bommer	2 Rotaboom 1 standard	2 Rotaboom 1 standard	3 standard bommer	2 Rotaboom	2 standard bommer	~~2~~ 2 Rotaboom 1 teleskop
Matere	12' skrue	12' skrue	12' skrue	12' skrue	10' skrue	12' kjede	12 13' skrue
Bormaskiner	PR123J	DH123J	DH123J	DH123J	DH123J	PR123J	DH123J
Vedlikehold kr./bormeter	0,30	0,55	0,55	0,70	-	-	0,15
Forbruksmateriell kr./bormeter	-	1,40	1,40	1,70	1,70	1,70	1,40
Sprengstoff kg/m^3	2,5 - 2,8	3,2	2,9	(2,4) 2,2	-	1,3	2,3
% dynamitt	-	ca.50	ca.50	47	-	100	35
Kutt-type	Parallell	parallell	parallell	parallell	kilkutt	kilkutt	parallell
Hulltall pr.salve	43	33	29	37 - 41	26 - 28	32 - 34	45 - 50
Bormeter/m^3	2,1 - 2,2	2,7 - 2,8	2,5 - 2,6 (2,2)	2,5 - 2,7	2,3 - 2,5	1,6 - 1,7	2,2 - 2,4
Stuffbemanning kveld-natt-dag	3-3-3	3-3-3	3-3-3	3-3-3	2-2-3	3-3-3	2-2-2 (skiftrep. hjelper på stuff)
Brutto arb.t./m^3 alt inklusive	-	0,9 - 1,05	0,85 - 1,10	leiekjöring	leiekjöring	leiekjöring	leiekjøring
Störste ukeinndr.	55	80	95	83	58	82	82
Middel ukeinndr. pr. stuff	-	74	70	ca.45+35	40	-	55
Strekkmeter drevet i alt	-	2000	1800	ca. 500 x 2	ca. 1100	ca. 1300	ca. 2000
Anmerkninger				Vanskelig fjell på venstre stuff	Betydelige vannulemper	Utstöpning på stuff de siste 5-6 mndr.	Dårlig fjell i starten

II

Oktober 1966.

ERFARINGER MED NYE BORRIGGER

av

Ingeniør Rolf Mathisen

Atlas Copco A/S

ERFARINGER MED NYE BORRIGGER

Som et alternativ til de tunge, mekaniserte borrigger skal først nevnes saksborriggen. Denne bygges opp for små og middel-store tunneltverrsnitt av et passende antall saksenheter, betegnet ZAX 200, bilde 1.

ZAX 200 er den helt lette variant for hydraulisk manøvrert boring og utnytter borserie 11 og lette bormaskiner med nettoborsenkning fra 60 - 90 ca/min.

Billedet viser en komplett saksenhet som gir paralle hull ut til 2.5 m fra opphengningssenteret og når ut til 2.8 m med skråttstillede hull. Saksen kan rotere opp til 260° og har da et treffbillede som dekker 18.5 m^2.

Ved Evanger kraftanlegg benyttes på to fronter 3 stk. ZAX 200 for den øvre, halve seksjon av en 30 m^2 tunnel, bilde 2. Her bores 30 hull a 2.8 m på 60 - 70 min. Betjeningen av de tre maskiner utføres av 1 mann, bilde 3.

Saksborrigger for små tverrsnitt går i et større antall i gruber i Sverige og i tunneler i Sveits. Her i landet ble en saksrigg, ZAX 203, bilde 4, levert til A/S Jernbeton, Søa-anlegget den 1. oktober i år. Tunnelen her, en ca. 1600 m lang 6 m^2, igangsettes i midten av oktober. (Driftsresultater fra igangkjøringen her vil forhåpentlig foreligge før 17. nov.).

Fordelene med saksriggene er at disse representerer et meget billig alternativ til hydraulbomrigger av lett og tung type, og under de rette forhold kan være meget effektive og gi spesielle fordeler.

Fra Svenske Vattenfalls kraftanlegg Vietas, hvor det skal drives ut 2.2 mill m^3 berg i tunnel, skal kort nevnes den tunge bomrigg Mekana, bilde 5. Denne opprigging på dumper er et standardisert byggeklosssystem, bilde 6, som gir en meget enkel løsning for variabel innfestningshøyde for bommene.

Vietas har fire Mekana rigger og kjører to side om side i en 65.5 m^2 tunnel som er 12.5 m bred og 7 m høy. Tunnelen skal senere palles ned til et totalt tverrsnitt på 180 m^2, og får en lengde på 7.2 km.

Tverrsnittet på 65.5 m^2 bores opp med 14', 1 1/4" drifterstenger, 82 hull og salvedyp 3.8 m. Såle- og kutthull bores med 51 mm Ø borkroner mens krans- og strosshull bores med 45 mm Ø. Bergarten er skifer med noe kvartsit og sprengstofforbruket er 1.2 kg/m^3. Dette vil forsøkes redusert ved å gå ned til 45 mm borhullsdiameter for hele salven. Bortiden er 55 - 65 min.

Den tunge standard hydraulbom er bygget opp på et komponentsystem som gjør det mulig å montere detaljer for rota og extension etter ønske. Hydraulisk styrt parallellitet samt automatisk tilbakegang av maskinene, kan fåes for standardbommene. Anordning for automatisk matningskontroll vil komme i midten av 1967.

Til sist skal nevnes en lett, terrengående pallborvogn, bilde 7, som er forsynt med to hydrauliske armer. Disse bærer foreløbig våre pallmatere type BBP 31 med 1.6 m matningslengde. Standard skal bli 2.4 m.

Borvognen betjenes av én mann og dekker pallboringsarbeider fra de minste pallhøyder opp til ca. 7 m. Borstålet er 7/8" og 1" faste bor eller 7/8" og 1" nakkestenger med løse borkroner. Borvognens treff-

bilde, bilde 8, dekker 33 m^2. På en større pall vil man normalt kunne bore 24 hull, det vil si 12 hull med hver maskin, mellom hver flytting av vognen. De ytre felt av treffbildet utnyttes for eks. ved grøfteboring og under spesielle forhold i sterkt kupert terreng.

Borvognen er helt et norsk produkt og er bygget ved R. Nestestog Mek. Verksted i Telemark i samarbeid med Atlas Copco A/S, Oslo. Prototypen ble satt inn i driftsprøve den 17. oktober ved Oslo Veivesen som ved avdelingsingeniør Reksten ga støtet til at borvognen ble bygget.

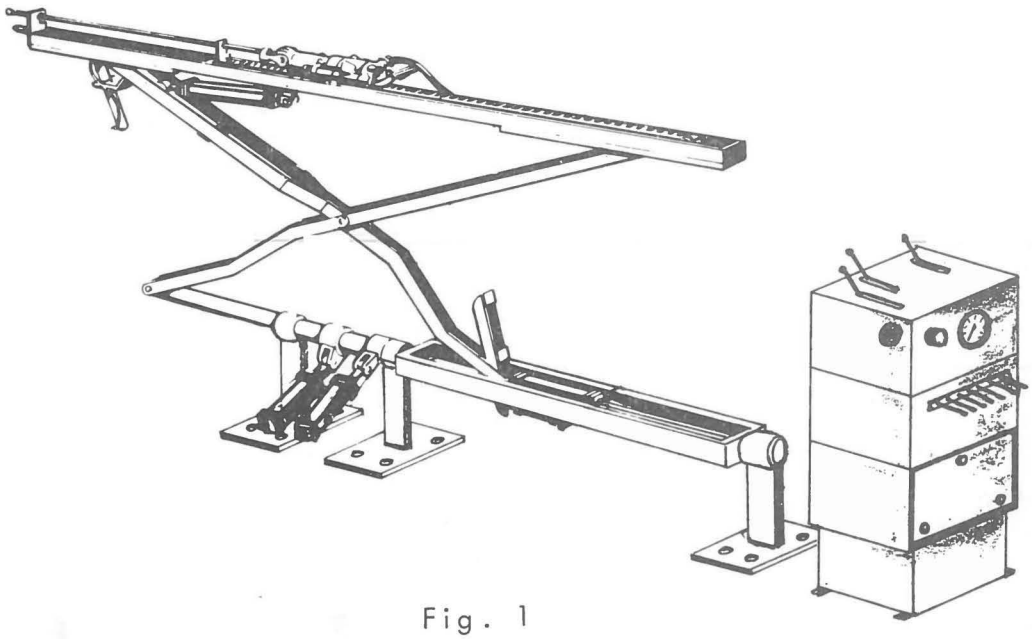


Fig. 1

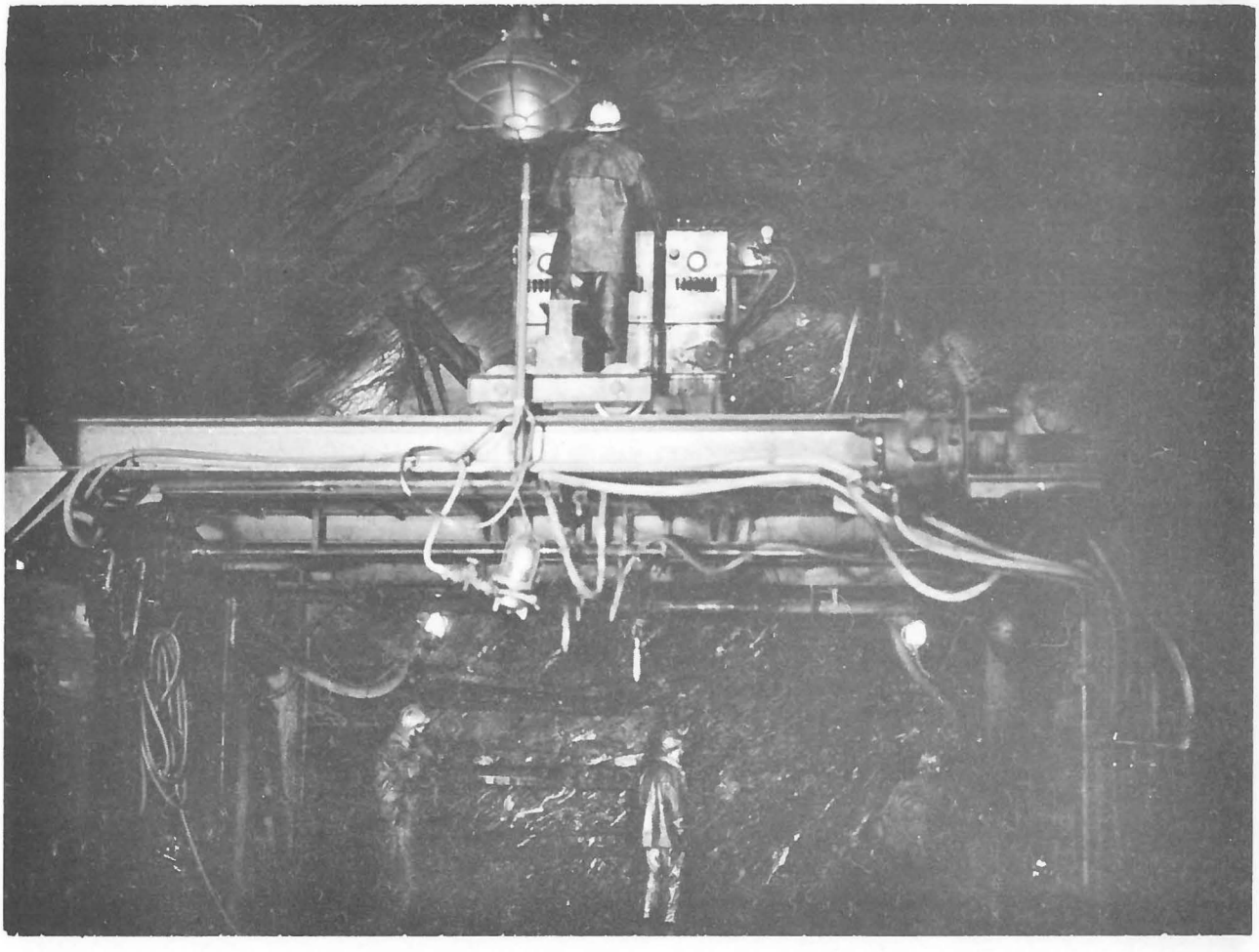


Fig. 3

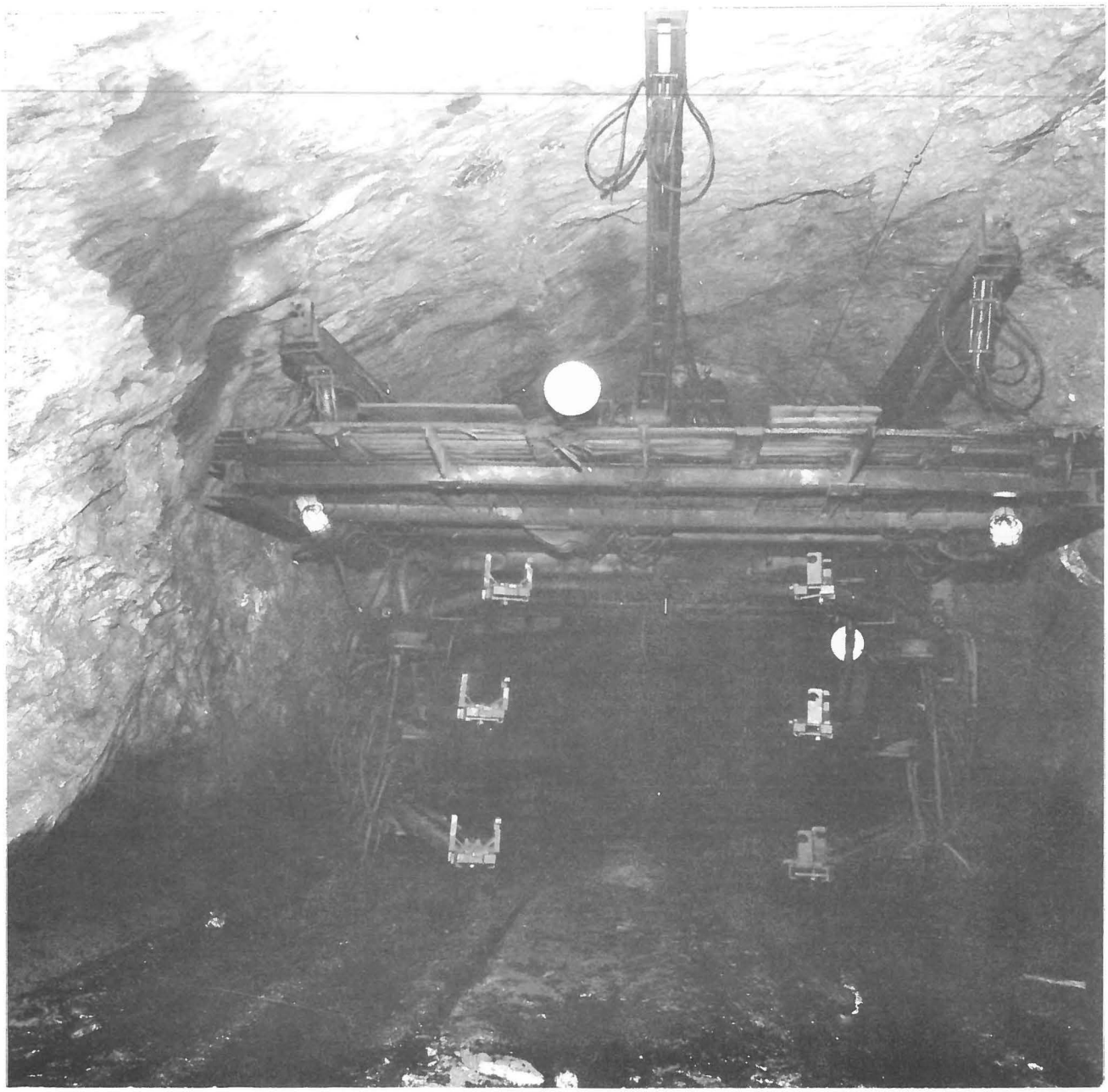


Fig. 2

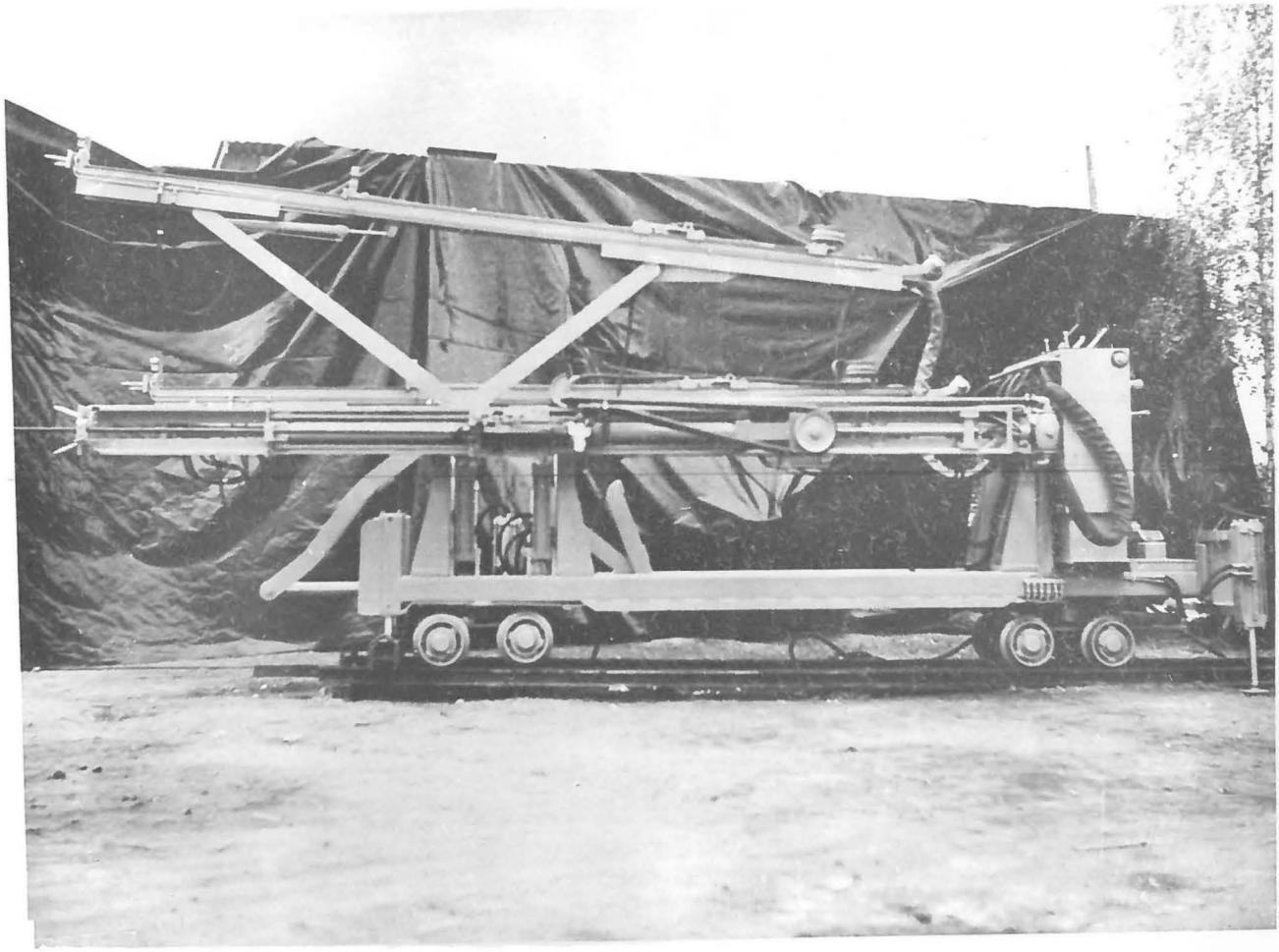


Fig. 4

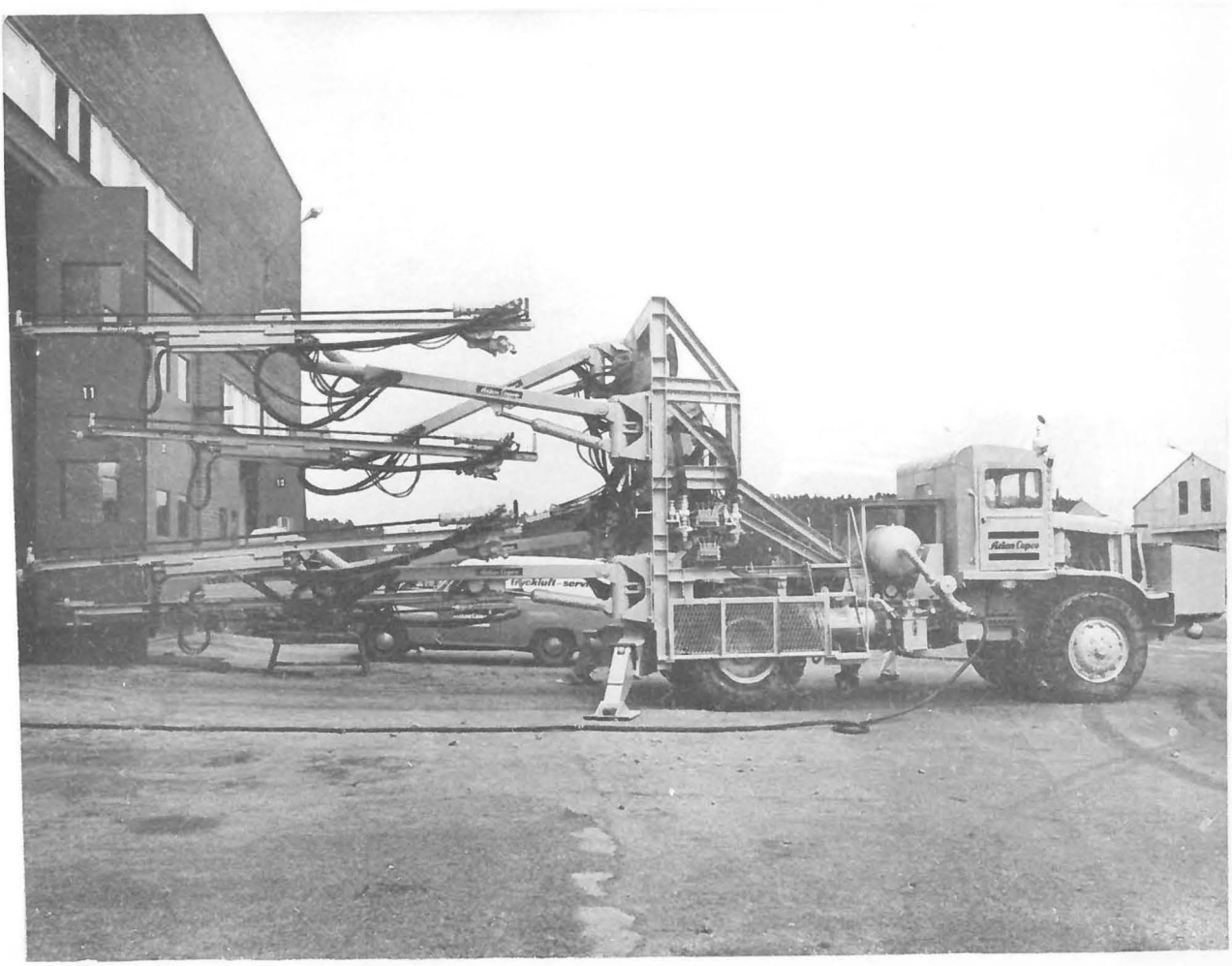


Fig. 5

Fig. 6

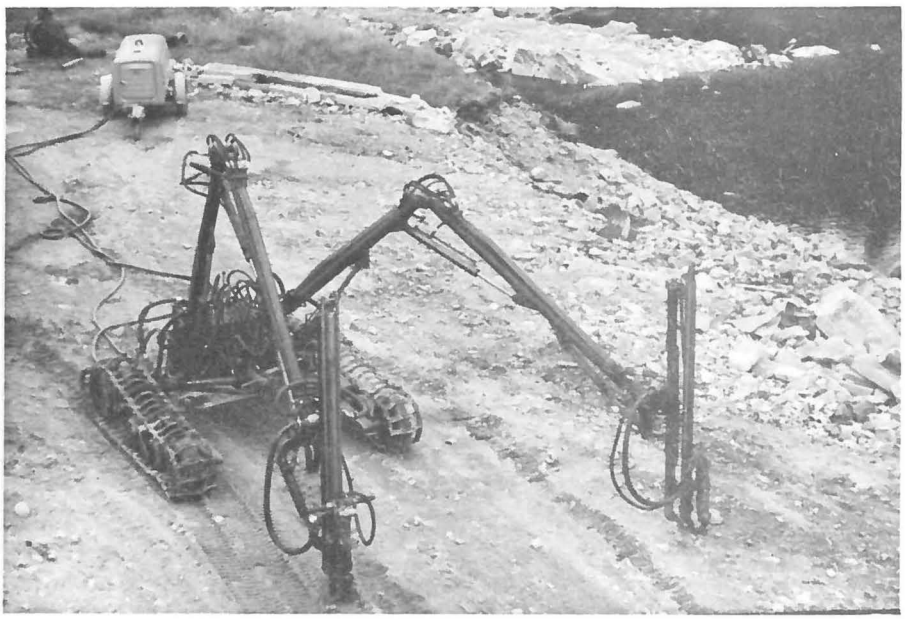


Fig. 7

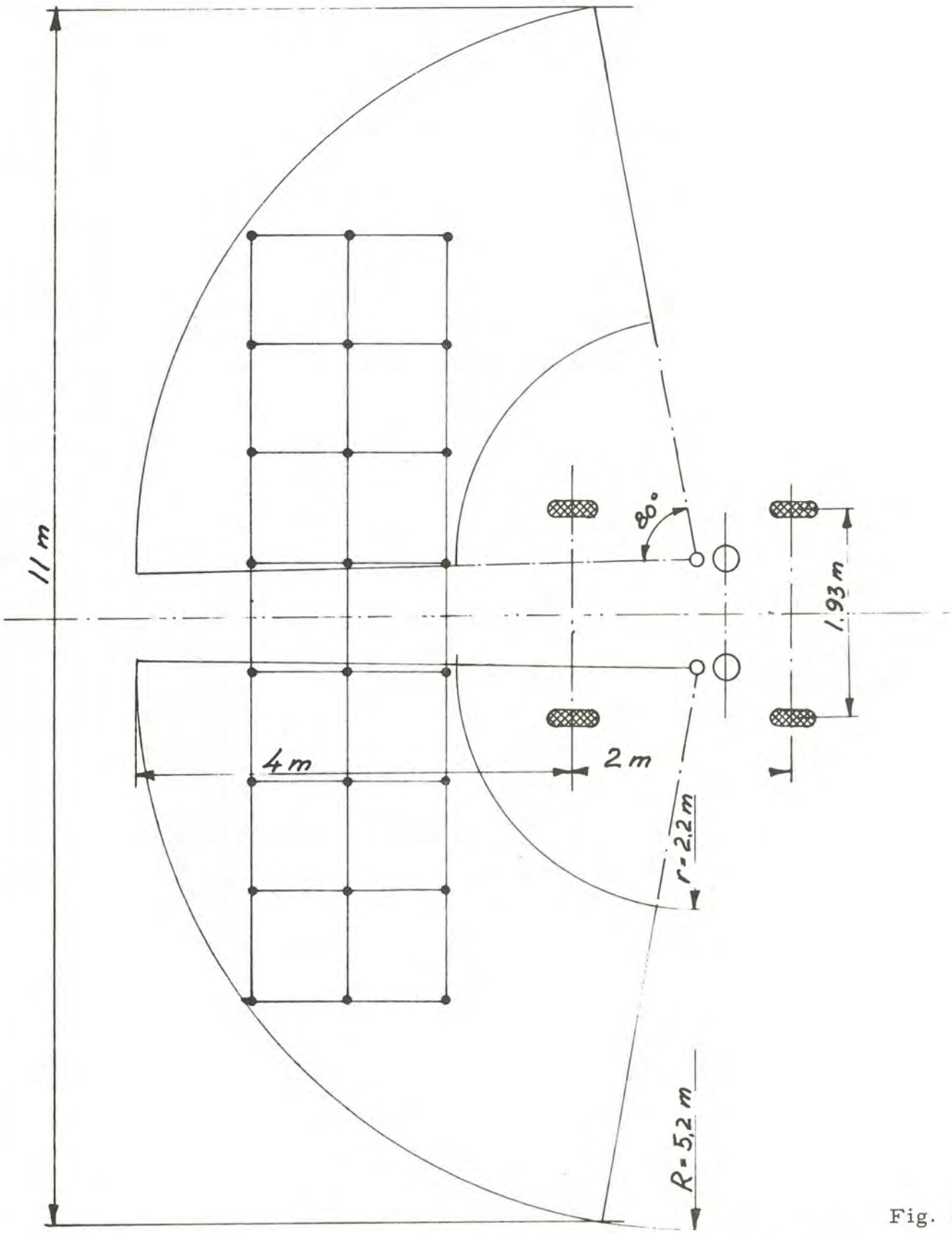


Fig. 8

Treffbilde for terrenggående pallbor vogn	Målestokk 1:50	Tegn. RM	
		Trac. TB	6/10-66
		Kfr.	
	Erstatning for:		
	40023		
	Erstattet av:		

RIGG FOR UTSTROSSING AV STIGORTER

av

Sivilingeniør K. A. Hansen

Ingeniørbygg A/S

RIGG FOR UTSTROSSING AV STIGORTER

Jeg skal gi en liten orientering om rigg og drift av trykksjakter, noen ord om driften nedenfra og oppover, og dernest orientere om et riggeutstyr som er benyttet for stross av 2 trykksjakter ved Nes Kraftverk i Hallingdal efter at bunnstollen var drevet igjennom nedenfra. Dernest skal jeg orientere om en rigg som vi har tenkt å benytte ved et at de kraftanlegg vi nu har påbegynt og da med drift nedenfra og oppover i fullt profil. Det dreier seg om trykksjakter i størrelsesorden 10 - 15 m^2.

Trykksjaktene i Norge er stort sett drevet med frihåndsboring og de ulemper som dette gir, - det er jo ikke så lett å henge i en stropp og sette ut retning, høyde, ansett for boring etc. og få det riktig. Det er det da heller ikke blitt. Vi har fått trykksjaktene så store at det har vært nødvendig med opptil 5 - 6 ganger så meget betong for å støpe inn stålrøret, enn teoretisk forutsatt. Har vi så for øyet at en m^3 betong levert i en trykksjakt i Norge stort sett koster et sted mellom 200 - 250 kr., så forstår man hvor viktig det er at man går inn for teoretisk sprengningsprofil, og forsøker å legge an sine sprengningsarbeider på en slik måte at tilnærmet teoretisk profil oppnås. Ved det anlegg jeg senere skal komme tilbake til i Hallingdal, hvor det er 2 trykksjakter à 350 m i 12.15 m^2 størrelse, vil 10 cm større radius enn teoretisk koste ca. 250.000 kr. Man kan altså legge noen penger i forsøk på å få dette tall redusert.

Vi går så rett på den fremgangsmåte vi har benyttet:

Nedenfra og oppover, drev vi igjennom med min. tverrsnitt en bunnstoll full bredde og riktig profil opp til ca. 30 cm på begge sider og med ca. 1.7 m høyde målt loddrett på sjaktretningen som lå i 45°. Da vi hadde drevet igjennom denne bunnstoll, som vi gjorde med frihåndsboring og med pulk på gummihjul på gammel kjent måte og med et spill montert nede, monterte vi skinnegang ovenfra og nedover, og støpte denne fast til topp av skinne, for så til slutt ved hjelp av en borrigg som var montert på en tralle, strosse resten av profilet. En silo i bunnen av sjakten, for direkte tapping av massene, ble sprengt og benyttet allerede under stolldrivingen. Når denne skinnegang, som jo allikevel i dette tilfelle var forutsatt montert meget nøyaktig i bunnen av trykksjakten for rørmontasje, var justert og faststøpt, hadde vi en sikker utgangsposisjon for en borrigg på en tralle med borbommen i center av ferdig trykksjakt, og kunne utføre kranshullene helt parallelle når man først hadde innstillet bommen på 45° fall i riktig avstand fra center.

Fig. 1 viser prinsippet både for oppdelingen av trykksjaktdriften i en bunnstoll merket I og stross merket II, samt skinnemontasje. Innstøpningen av skinnegangen til topp av skinne med to spor på hver side for rørtrallens hjulfenser, ble utført med glideforskaling med spor som gikk langs skinnehodet og jekker opp mot taket av stollen.

På neste figur, fig. 2, er situasjonen vist med bunnstollen slått igjennom siloen nede, faststøpt skinnegang og den rigg som vi nedenfor skal beskrive, på plass for stross av øvre del av trykksjakten.

I samarbeide med beringeniør Herbert Bronder utarbeidet vi en rigg for denne stross som ble sammensatt på eget verksted, og vi kom frem til en borevogn på hjul påmontert en Ingersoll hydraulisk borebom, hvis dreiepunkt svarer til senterrør. Bommen er utstyrt med

vrielement for 360° dreiing og med hydrauliske sylindere for alle bevegelser. Bommen ble påmontert en Ingersoll Rand D 475-drifter og en Ingersoll Rand 260 CM kjedemater. Det hele fjernstyrt og med manøverspakene samlet bak på borevognen, slik at operatøren står på platform med god oversikt mot stuffen. Fig. 3 viser denne borerigg.

Utstyret er basert på 10 eller 12 fot stenger og med 2" kroner. Vi valgte her 10 fots salver og gjenstående strossetverrsnitt ligger mellom 9 og 10 m^2 slik at det blir ca. 30 m^3 fast fjell som strosses pr. salve og denne masse skal passere gjennom bunnstollen til silo i bunnen av sjakten og tappes der direkte på lastebil ved hjelp av en kjettingluke. Borplan og sprengstoffmengde ble avpasset slik at vi for det første fikk et riktig stykkfall og for det annet ikke risikerte at massene tettet den forholdsvis lille stoll som sto til disposisjon som transportkanal.

Videre hadde vi for øyet at man skulle få en viss rytme i boring- og ladningsarbeidet, helst således at vi fikk utført 2 stk. salver pr. skift med en spisepause mellom salvene. Stort sett nådde vi ikke dette resultat ved denne drift, men det skal vi komme tilbake til litt nedenfor.

Festet til selve borevognen med 2 hjul foran, er montert en kombinert inspeksjon- lade- og renskevogn som rekker frem til stuff under boringen og med en platform forrest beveglig i tverretning forhånd slik at mannen som står her, behersker hele tverrsnittet. Den er videre utstyrt med bunn og rekkverk slik at den byr sikkerhet for fall ned i bunnstollen. Borbukken er utstyrt med motvekter bak for god avbalansering i borstilling, og kan i hvilken som helst stilling låses fast til skinnegangen med to klemmeanordninger. Den manøvreres opp og ned ved hjelp

av rørgatespillet som jo allikevel skal monteres på topp av trykksjakt for senere montasje av rørene.

Efter en del eksperimentering, ble vi stående ved en boreplan, som fig. 4 viser, det er ca. 15 hull i kransen og 8 hull i strossen under. Kransehullene har en avstand mellom 50 og 60 cm og en forsetning til nedre strosshull på ca. 80 til 100 cm. Det ble brukt 22 m/m Guritt-rør i kranshullene tilsammen ca. 30 kg og 40 x 400 m/m Geomitt i nedre strosshull ca. 15 - 18 kg, sum ca. 45 - 48 kg som gir ca. 1,5 - 1,6 kg pr. m^3 fast fjell. Dette er ganske mye sprengstoff og kommer i første omgang av at vi måtte sikre et godt stykkfall, og dessuten av at man jo nødvendigvis må benytte litt mere sprengstoff ved storhullboring. (Anslagsvis 15 - 20 % etter mine erfaringer).

Vi brukte milli-sekund-tennere, 3 nummer, de to nedre kranshull samt de 5 nedre strossehull på første nummer. De 3 neste strossehull på neste serie og til slutt på 3. serie de resterende 13 kranshull. Foran på bukken ved bommen er det anordnet en mal som gjør det mulig å stille inn bommmen nøyaktig parallell med center, Imidlertid gjør bygghøyden på maskinen det nødvendig med noe skrå-stilling og dette resulterer hakk på 20 cm, for hver salve som jo representerer et ikke ubetydelig overfjell, men en lavere maskin på rotabom vil bedre forholdene. For at vi til en hver tid kan følge med i sjaktens størrelse efterat salven er gått, monterte vi bak på bor-bukken en mal som svarte til det rør som senere skulle monteres, og eventuelle uregelmessigheter ble tatt under rensken efter hver salve.

Det er 2 mann på bukken, den ene som er skytebas, står foran og har ansvaret for boringen, ladingen og skytingen, mens den andre er maskinkyndig og har ansvaret for ut-styret og kjører bormaskinene over automatikken på

platformen. Dessuten er det selvfølgelig en mann i spillet som mens boringen pågår, gjorde alle forberedelser oppe til neste salve, slipte borkroner, skjøtet sammen rørladninger til riktig lengde og så videre. Det gikk 3 skift. Samlet timetall pr. uke er da 9 x 40 = 360 t som ved den inndrift vi oppnådde et sted mellom 50 og 60 m gjennomsnitt, svarer til ca. 6 timer pr. m.

Vi trodde på 2 salver pr. skift, men det ble i det vesentlige bare utført en salve og det kom av de store vanskeligheter man hadde med å bli kvitt kondensen. Dette er et problem som nok kan løses ved varmluft, men det er ikke så enkelt og det krever ganske store investeringer i elektrisk kabel, idet man efter våre erfaringer bør ha ca. 25 KW's varmluftsvifte på borbukken, ved disse tverrsnitt. Vi har også eksperimentert med propan oppvarming, men dette ble ganske kostbart og bød på mye bytting av propanbeholdere etc. Vi har derfor blitt stående ved et dieseldrevet agregat som har den egenskap at dieseleksosen ikke er skadelig eller sjenerende for de som borer, samtidig som den har vist seg meget effektiv for dempingen av kondensen.

Under strossingen forekom det noen ganger at vi skadet skinnegangen lokalt, men stort sett og særlig ved den andre sjakten hvor vi tok visse forholdsregler for beskyttelse, har det hele virket tilfredsstillende og sjakten så i allfall meget pen ut. Dessverre har jeg ikke noe bilde, som er såpass bra at det gir noe inntrykk. Det inntrykk jeg kan gi dere, er hvilke mengder betong det nu er medgått, idet vi for sjakt 1's vedkommende er i full gang med å støpe inn røret.

Når vi nu skal bedømme betong, så må vi ha for øyet at bunnen av trykksjakten altså er sprengt på frihånd og at dette sannsynligvis bør slå ut i et større betongforbruk her enn for den øvrige sjakt. Vi har derfor

delt opp synspunktene i to, først støp av bunnen til topp av skinne og dernest støp rundt røret efterat dette er montert. Når dette er skrevet, var vi oppe ca. 250 m av sjakt I og de tall som vi skal komme tilbake til nedenfor er således ennu ikke representative for begge de 2 trykksjakter tilsammen, men er meget nær det endelige.

På fig. 5 har vi vist snitt av trykksjakt med inntegnet rør, antydet stoll I, faststøpt skinnegang, markert med støp A og stross markert II med støp markert støp B. Tallene er satt opp i en tabell til siden for snittet og viser følgende:

Teoretisk tverrsnitt F,	12.15 m^2
Rør F,	9.60 "
Teoretisk støpeprofil	2.55 m^3 pr. m.

Som det vil fremgå av figuren, er det regnet med 15 cm rom mellom røret og fjellet. Ser vi så på resultatet av støpingen, får vi følgende tall:

Medgått støp A 1.95 m^3 pr. m, teoretisk 0.7 m^3 pr. m.
Overskridelse ca. 180 %.
Øvre støp, kalt støp B gjenstår teoretisk tverrsnitt 1.85 m^2.
Medgått betong, 3.8 m^3 pr. m, eller en overskridelse på litt over 100 %.

Ser vi på summen så er altså teoretisk betongprofil 2.55 m^3 pr. m medgått 1.95 + 3.8 = 5,75 eller en overskridelse på ca. 125 %.

Er så de resultater som ovenfor er skissert, tilfredsstillende økonomisk? Vi kan iallfall si at det er et skritt på vei i riktig retning. Iallfall har vårt firma hittil ikke oppnådd noe sted et så godt resultat,

alle forhold tatt i betraktning. Under arbeidet efter de retningslinjer som foran er skissert, har vi imidlertid funnet en del ting som burde vært annerledes, bl. a. burde vi ikke ha boret med storhull, men med vanlig standard boredimensjon, hvorved vi hadde fått mindre sprengstoffforbruk, linnere påkjenning på kransen og mindre rensk enn tilfellet var i vårt tilfelle. Vi hadde kanskje fått noen flere hull og boringen ville tatt noe lengre tid, men det hadde blitt billigere likevel. Noe man bør være oppmerksom på når entreprenøren nu efter hvert virkelig finner frem til en metode som gir bortimot teoretisk profil på sprengningen, er at byggherrene ikke lenger må operere med bare 15 cm mellom rør og fjellsiden.

Grunnen til at dette hittil har gått bra, er at når man har bedt om 15, har fått 40 eller 50 cm og røret har glidd lett ned trykksjakten. I vårt tilfelle satte røret seg fast ved et par anledninger enda vi hadde riktig teoretisk profil, men røret og rørtrallen vil ved nedfiring pendle såpass meget på skinnegangen at faren for at røret låser seg i sjakten, er tilstede. Vi fikk hos oss ekstra bestilling på stross av en riktig utført trykksjakt på en viss strekning for at rørtransporten skulle virke tilfredsstillende, - og det var oppmuntrende.

Jeg har imidlertid under arbeidet med sprengning av disse 2 trykksjakter, funnet frem til at den fremgangsmåte vi her har benyttet, er blitt for dyr - tross alt - jeg vil gjerne nevne de faktorer som har fått oss til å mene dette:

1. Man får for mange operasjoner og dermed omrigninger, idet man først rigger seg med spill nede, slår igjennom bunnstoll, monterer spill oppe, monterer skinnegang ovenfra og nedover i en liten stoll som viste seg å være meget vanskelig og kostbart. Så får

man en operasjon hvor man skal støpe fast skinnegang for å sikre denne og for at strossemassen kan gli ned i siloen.

Til slutt får man da selve rigg for stross og endelig som siste oppgave rørtransport, montering og faststøpning av røret.

2. Dessuten har man ulempen ed drift nedenfra og oppover med frihåndsboring og de dermed følgende komplikasjoner og vanskeligheter som dette betyr.

Vi har derfor i samarbeide med bergingeniør Bronder utarbeidet et forslag som vi kommer til å benytte ved en sjakt vi nu i nær fremtid skal utføre. Det går ut på å drive fullt profil nedenfra med en helautomatisk borebom montert på en borevogn, som er forutsatt trukket oppover efterhvert som driften går fremover på en montert H-bjelke i taket og denne H-bjelke er montert nøyaktig parallell centerlinje sjakt.

Figur 6 viser i prinsipp denne fremgangsmåte og vi vil bare kort nevne at den er basert på parallelle hull, 3 m salver stort sett, profil ca. 15 - 18 m^2, 1 salve pr. skift og med et eller to storhull i midten for utslag av salven. Utstyret er utført med rotabom slik at hullene også i sålen blir henimot teoretisk utført. Selve borvognen låses fast i den stilling man ønsker den, og er sikret ved helautomatisk låsanordning hvis noe skulle hende med wire eller spill og vil bli certifisert for mennesketransport. Den er utstyrt med ladebom og kurv for ansett, retning, markering av huller i salve, lading, kobling etc.

Fordelene ved denne fremgangsmåten er nokså innlysende. Man får bare <u>én</u> operasjon før rørmontasje, idet man først monterer spillet nede, foretar sprengning av

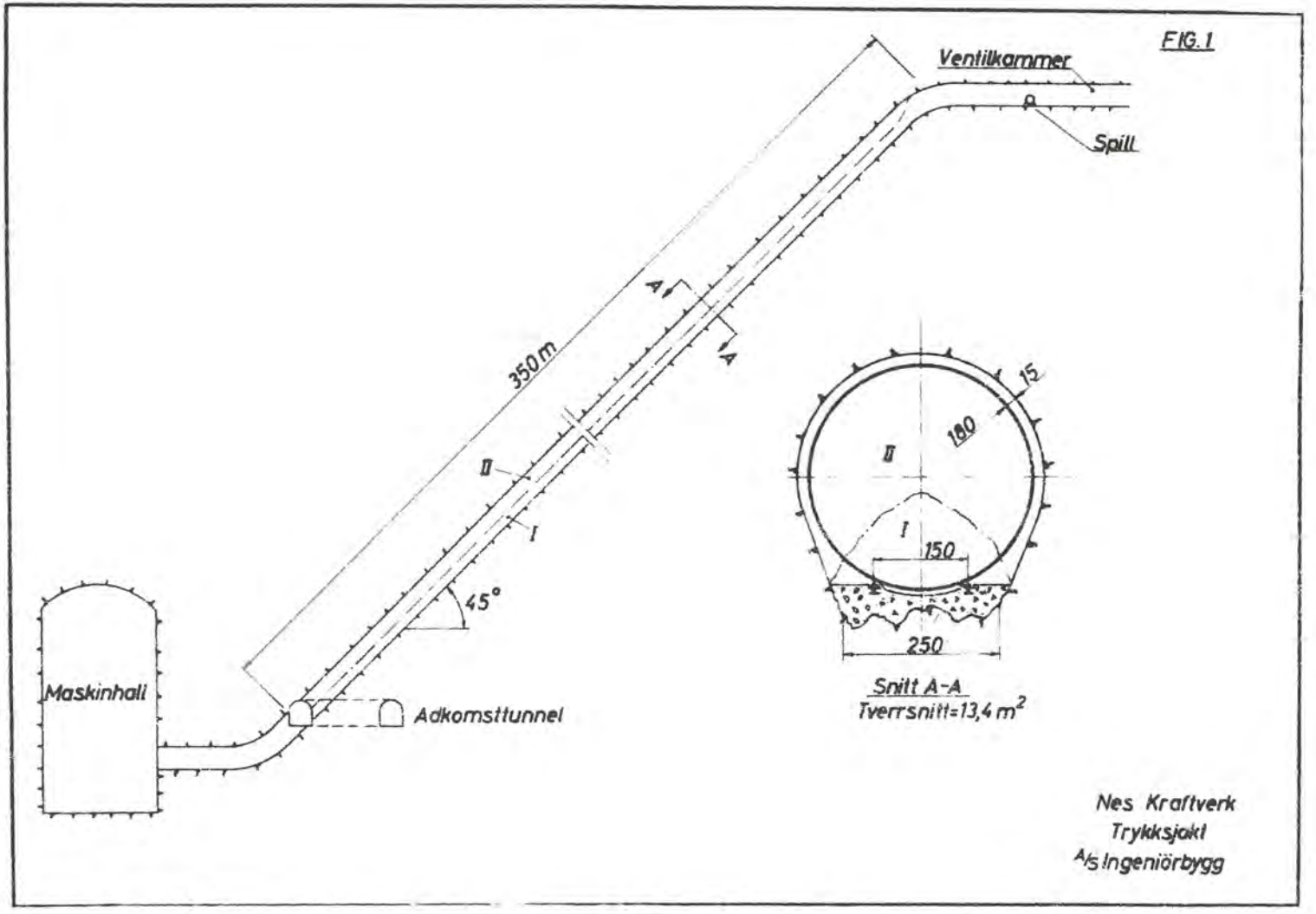
sjakten nedenfra og oppover med fullt profil. Når det er ferdig, tas spillet og flyttes til topp, nevnte H-bjelke i taket blir liggende og benyttes til nedfiring av røret efterat sjakten er rensket ovenfra og ned. Ingen skinnegang monteres i bunnen av sjakten, og luft og vannrør i steg av H-bjelke demonteres efterhvert som røret støpes inn. Støpen foregår ad samme vei med støpetob som føres ned langs samme H-bjelke i taket. Denne H-bjelke innstøpes, men det blir mindre utgifter på denne H-bjelke, ja langt mindre enn hva skinnegang, bolter etc. koster i bunnen av sjakten.

På ovennevnte måte mener vi å ha funnet frem til en iallfall tilnærmet riktig økonomisk måte å drive en trykksjakt i lengde inntil 500 m. For lengre sjakter må vi få omrigning for hver 500 m med mellomsilo.

Vi håper om et par tre år å kunne gi opplysninger om denne borerigg, som vi her til slutt har omtalt, har svart til forventningene.

Et videre prinsipp er å drive nedenfra og opp med hydraulutstyr som går på en skizze hengt opp i taket. Denne skinne brukes deretter til rörmontering.

FIG. 1



Nes Kraftverk
Trykksjakt
A/S Ingeniørbygg

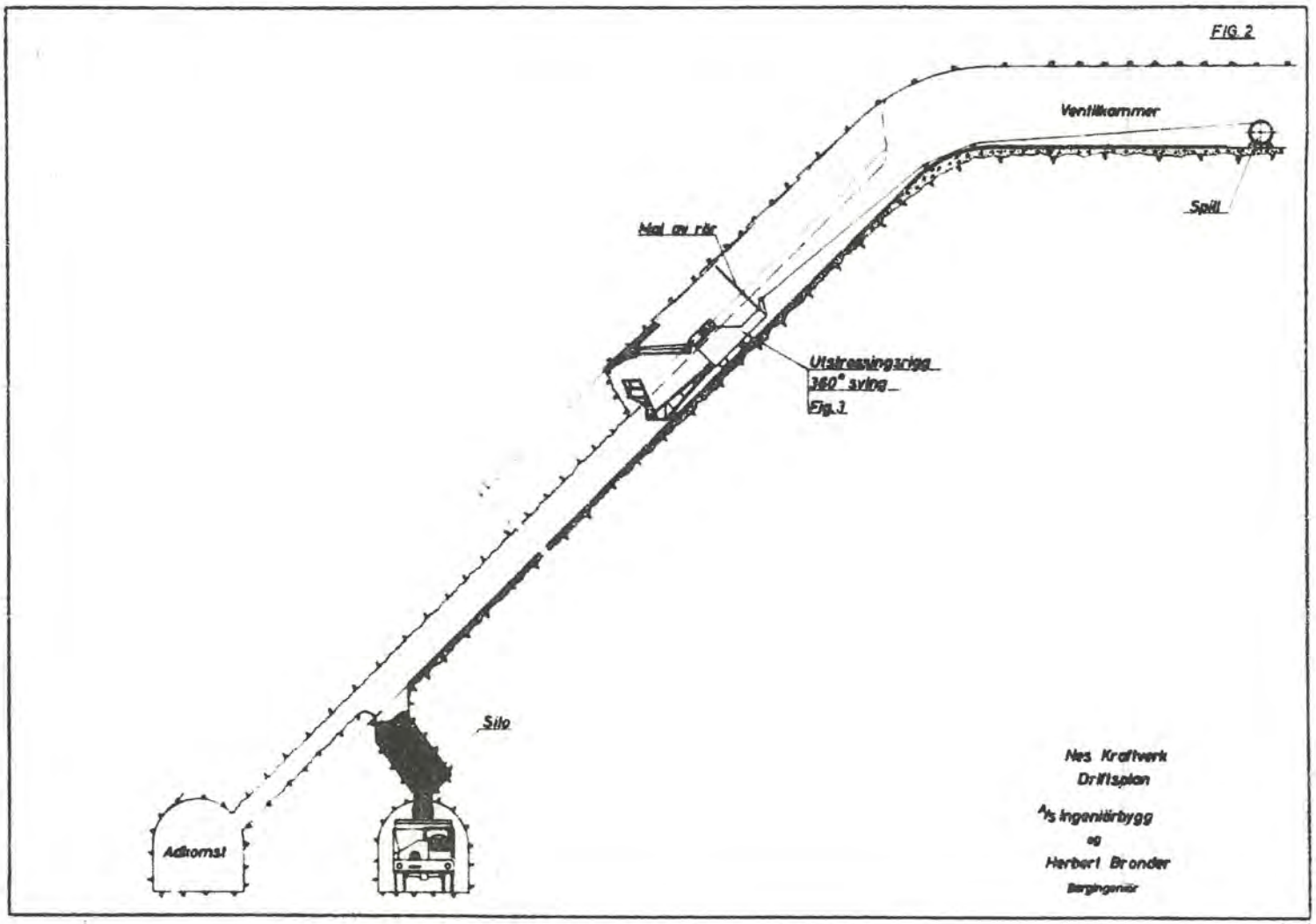


FIG. 2
Ventilkammer
Spill
Hal. av rør
Utstrossingsrigg
360° sving
Fig. 3
Silo
Adkroms!
Nes Kraftverk
Driftsplan
A/S Ingeniørbygg
og
Herbert Bronder
Bergingeniør

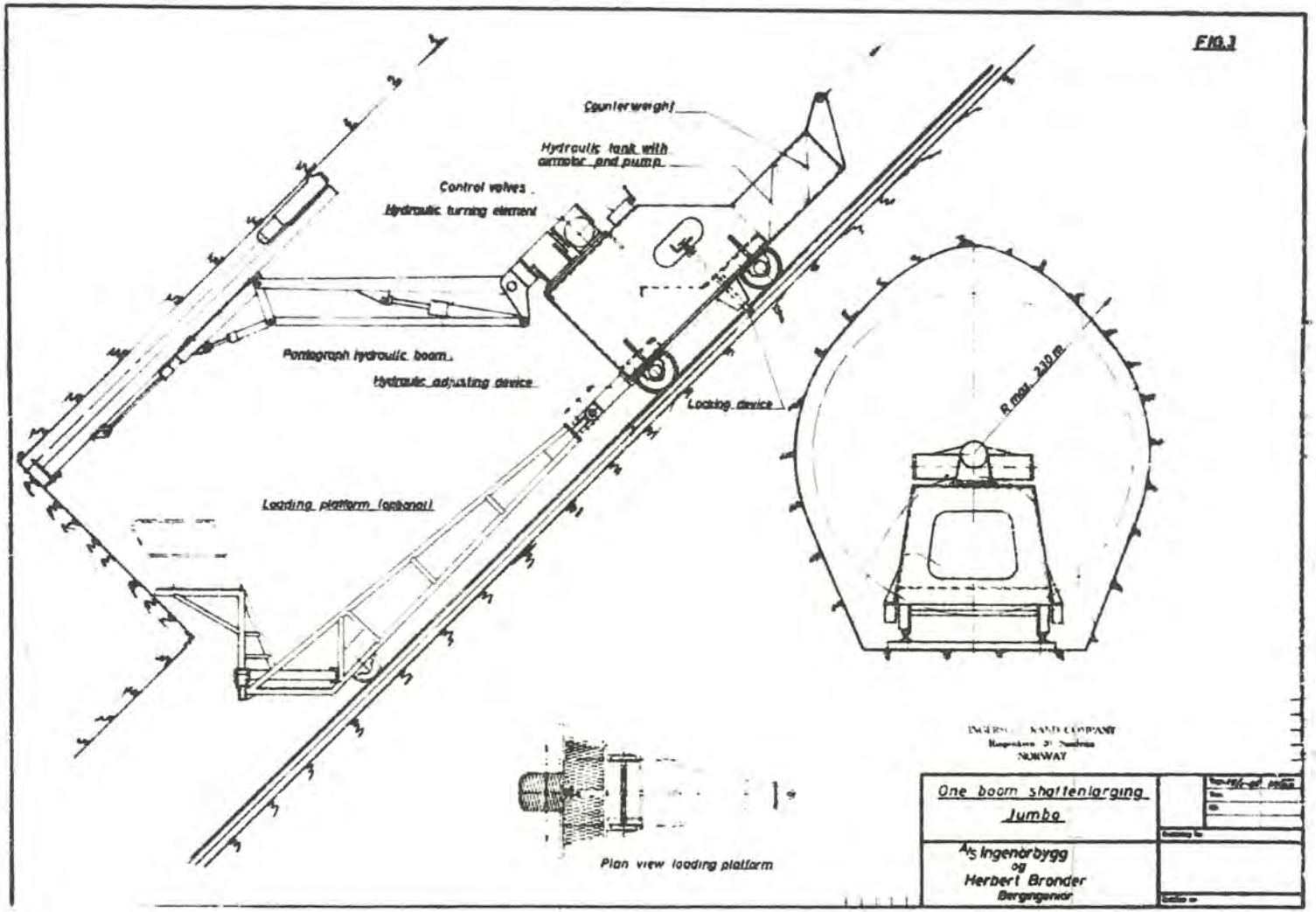
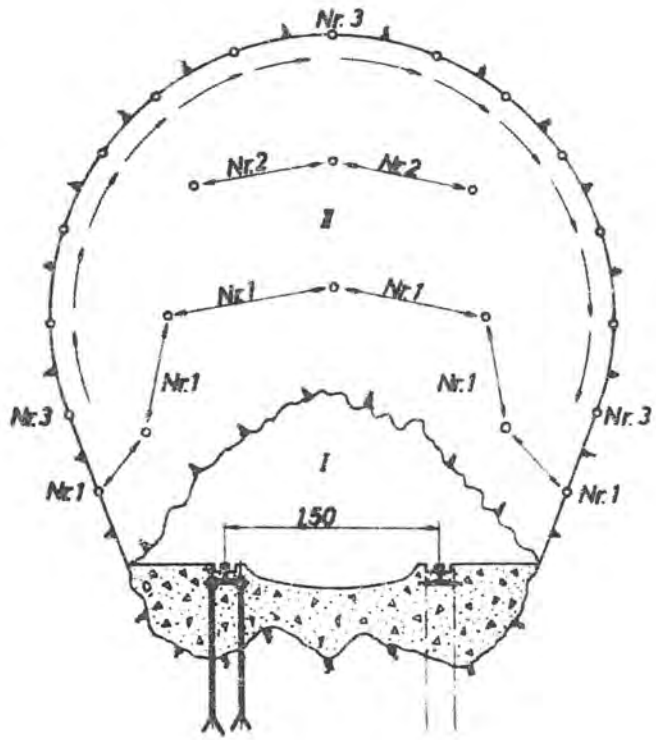


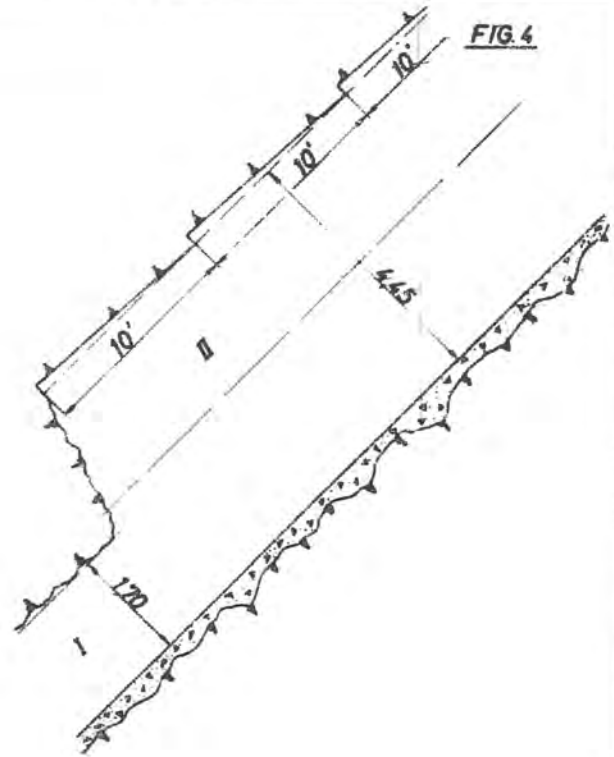
FIG.1
Counterweight
Hydraulic tank with
oilmotor and pump
Control valves
Hydraulic turning element
Pantograph hydraulic boom
Hydraulic adjusting device
Locking device
Loading platform (optional)
R max. 3.10 m
Plan view loading platform
NORWAY
One boom shaftenlarging
Jumbo
A/S Ingeniørbygg
og
Herbert Bronder
Bergingeniør

FIG. 4

Kranshullavstand = 50-60 cm

Nedre strossehullavstand = 80-100 cm

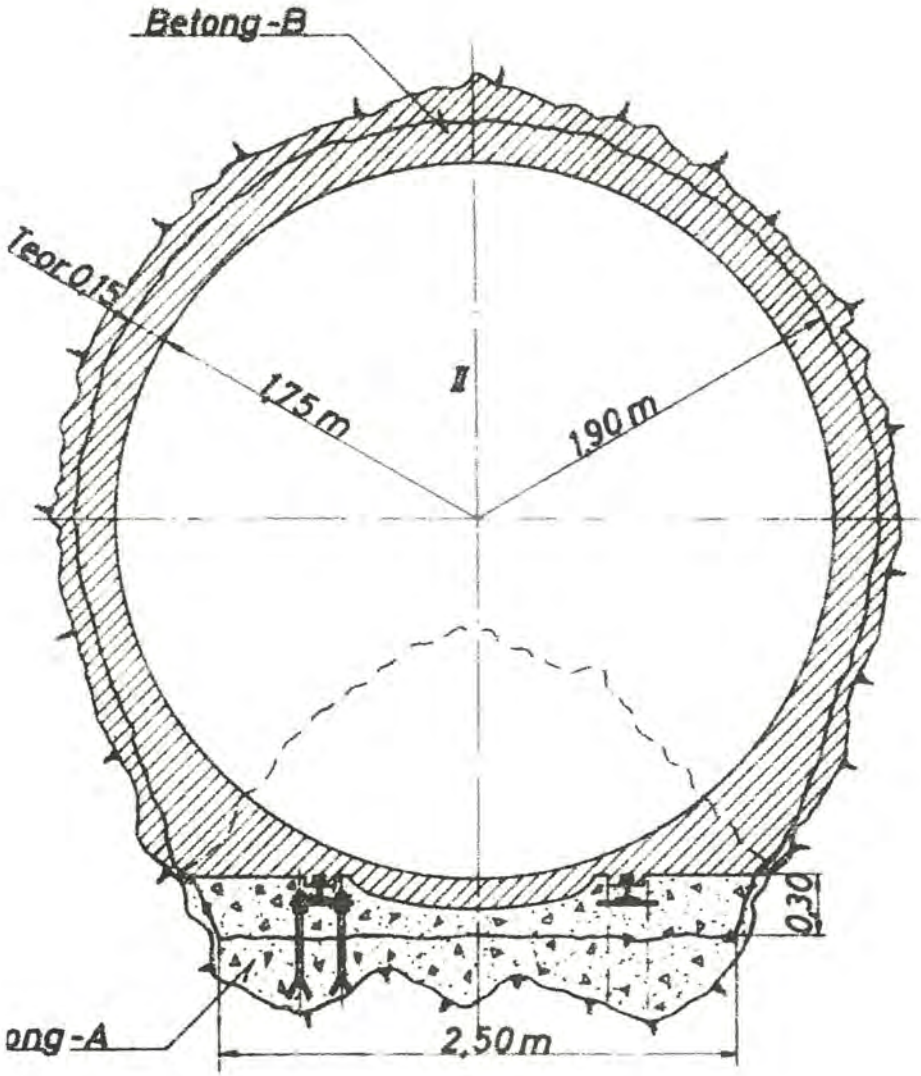




Nes Kraftverk

Borplan

A/S Ingeniørbygg
og
Herbert Bronder
Bergingeniør



Teoretisk tverrsnitt $F = 12{,}15\ m^2$
Rör $\pi \times 1{,}75\ m$ $F = 9{,}60$ ..
Teoretisk betong $F = 2{,}55\ m^2$

Utfört pr. $^{30}/_{9}$-66:
Trykksjakt I - innstöpt ca. 250 m

Medgått betong:
Nedre stöp-A $= 1{,}95\ m^3/m$
Teoretisk $= 0{,}70$ ..
Overskridelse $= 1{,}25\ m^3/m$ eller 180 %

Øvre stöp-B $= 3{,}80\ m^3/m$
Teoretisk $= 1{,}85$ ..
Overskridelse $= 1{,}95\ m^3/m$ eller 105 %

Medgått betong $= 5{,}75\ m^3/m$
Sum teoretisk $= 2{,}55$ ..
Overskridelse $= 3{,}20\ m^3/m$ eller 125 %

Nes Kraftverk

A/S Ingeniörbygg

Fig. 5

SENKBORING MED MIDLERE HULLDIAMETER

av

Driftsingeniør Aage Østerstrøm

A/S Dalen Portland Cementfabrikk

SENKBORING MED MIDLERE HULLDIAMETER

De første forsøk med senkbormaskiner eller "down the hole" maskiner ble utført her i landet i 1952-53. Maskinen var en belgisk maskin av fabrikat Stenuick. Maskinen var montert på et hjulunderstell og hulldiameteren var 4 tommer. På grunn av vanskeligheter med å få borkronene til å holde, ble maskinen tatt ut av regulær drift etter ca. to års kjøring.

Den metalurgiske viten og kvaliteten på borkroner har i de senere år bedret seg så radikalt at interessen for senkbormaskiner har tatt seg opp igjen.

Bilag 1 viser et skjematisk snitt av prinsippet ved en senkbormaskin. Trykkluften til hammeren blir ført via borrørene og exhaustluften fra hammeren blir brukt til blåsing av borkakset.

Som det fremgår av snittet er kronen direkte koplet til hammeren og stemplet slår rett på kronehodet. Dette er naturligvis en fordel da man unngår fjæring og varmgang i stenger og kuplinger som man jo har på konvensjonelle driftere. Jo dypere hullene blir, dess mer kommer denne fordelen til sin rett.

Et drawback er at sylinder og stempeldiameter er avhengig av hulldiameteren. Dette gjør at den minste hulldiameter som idag kan bores med senkboring, er 2 5/8". Men dette er ingen økonomisk diameter, da sylinderveggens tykkelse er så å si konstant uansett hammerens diamter. Jeg vil påstå at senkboring med hulldiameter under 3" neppe lar seg forsvare.

Bilag 2 viser en studie over netto borsynkning med henholdsvis 80 mm og 100 mm borkroner og tilsvarende hammere.

Ulikhetene i kurvene på de første meterne forklares ved ulike forhold under skråming samt enkelte jordslepper o.s.v. som finnes overalt i overflaten i det området hvor studiene ble foretatt. Fra ca. 7 meter og utover ser man at borsynkningen er relativ konstant. Erfaringen viser at den holder seg slik inntil 40 meters dyp. Deretter synker den sakte, men det er boret 4" hull opptil 90 meter dype. Grunnen til at borsynkningen faller etter 40 m, forklares ved at det blir vanskeligere å holde borhullet rent for kaks.

Noe av det siste som er omtalt når det gjelder senkboring, er boring med et vesentlig høyere trykk enn de vanlige 7 kg. Det er fra England skrevet om boringer med 12 kg trykk, og at man da oppnår en meget større borsynkning. Her i landet kjenner jeg bare til forsøk med 9 kg trykk. Resultatet av disse boringene viste en økning i netto-borsynkning på 25 %, men krone-slitasjen ble uhyggelig høy, og økonomisk lar det seg idag ikke gjennomføre i våre bergarter. Økonomien ved senkboring er et meget vanskelig problem. I dag markedføres det bare to senkborkroner som overhodet kan komme på tale. Alle andre fabrikat er så dårlige at det ikke lønner seg å prøve dem, selv om man får de gratis.

Men når det regnes på borstålomkostninger må en huske på at borrørene ved senkboring faller svært rimelige i bruk. Og med det erfaringsmateriale vi har viser det seg at i vanlig drifterboring koster stenger, nakker og hylser akkurat det samme som borkronene. Det vil si at kronekostnadene ved drifterboring kan fordobles, og så sammenlignes med kronekostnadene ved senkboring.

Da vil man få tilnærmet riktig sammenligningsgrunnlag.

Vedlikeholdskostnadene til bormaskinene settes 30 % lavere enn ved driftere, (hos oss er de 50 % lavere) d.v.s. ved europeisk produserte maskiner. Amerikanske maskiner i det aktuelle hulldiameterområde, vet jeg ikke om engang produseres. Det er vel de større hulldimensjoner amerikanske produsenter har interesse av. En annen ting er at prisen på borhammeren ikke må ligge for høyt, da det vel er umulig i det lange løp å unngå fastboring der det ikke lar seg gjøre å redde borhammeren.

En senkbormaskin er usedvanlig lett å betjene, den borer rette hull og har som oftest ingen vanskeligheter med å passere slepper og stikk. Dette bør man utnytte på driftslønnsiden, og det er ingen vanskelighet å la en mann betjene to maskiner i uveisomt terreng, og en mann kan greie 4 maskiner på flat såle uten at det går ut over effekten pr. maskin.

Investeringen i en senkborutrustning er relativ liten og kanskje av den grunn er det solgt endel maskiner i Norge med billige hjulunderstell. Dette har bragt maskinen i noe galt lys, da senkborutstyret har fått noe av skylden for det tungvinte understellet.

Det produseres i dag et norskbygd selvdrevet belteunderstell, Stentrack, som er utmerket i kombinasjon med bl. a. senkborutrustning. Med dette rimelige understellet kan man få en komplett senkborutrustning for ca. 80.000,- kr.

Hvis en nå summerer denne oversikten, viser det seg at ved vanlig bruddrift vil kostnadene ved senkboring bli redusert med 25 til 40 % sammenlignet med drifter- eller out of hole maskiner. Dette gjelder brudd med en produksjon fra 100.000 til 1.000.000 tonn pr. år.

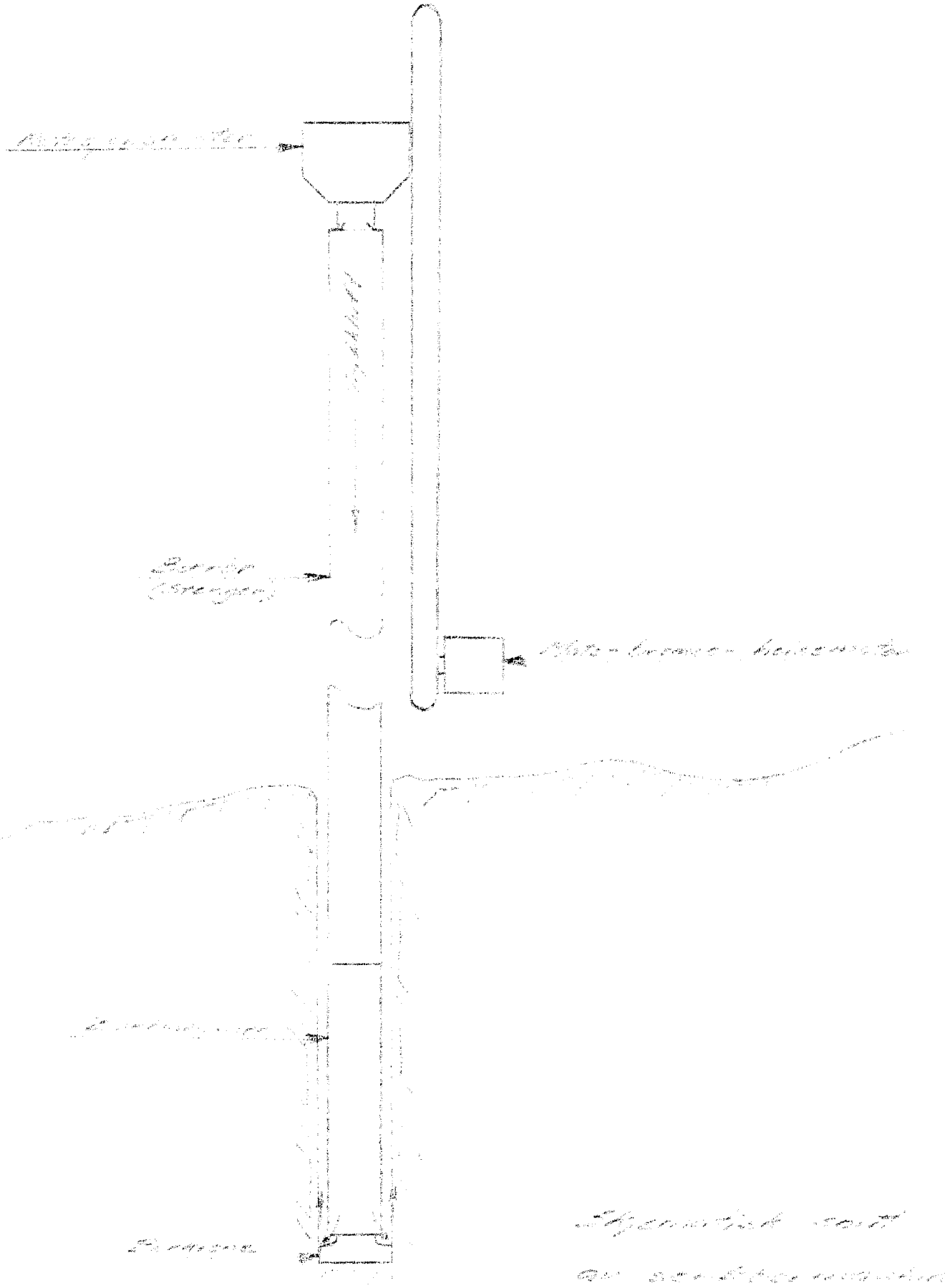
Og naturligvis gjelder det kostnadene til primærboringen.

Mitt erfaringsområde spenner fra et kvartsbrudd med en produksjon på ca. 100.000 tonn pr. år til et kalkstensbrudd med relativ hård sten og 1.000.000 tonn pr. år.

Skal vi summere opp de erfaringer vi har fra senkboring med midlere hulldiameter, blir det følgende:

1. Denne type maskin har kommet for å bli i den nærmeste fremtid.
2. Maskinen egner seg ypperlig i små brudd hvor investeringskostnadene spiller en vesentlig rolle.
3. Senkboring er økonomisk riktig i mellomstore brudd der en mann kan betjene flere maskiner.
4. Ved boring etter vann. Bl. a. fordi en senkbormaskin kan nå store dyp, og at den krever relativt liten kompressor for å nå disse dybder.
5. Rette hull kreves idag ved mange spesialoppgaver og disse kan imøtekommes ved boring med senkbormaskiner. Jeg tenker her på loddsjakter, hull for kabler etc.
6. En senkbormaskin kan også brukes til boring av kutthull ved parallellhullsboring i tunneler.

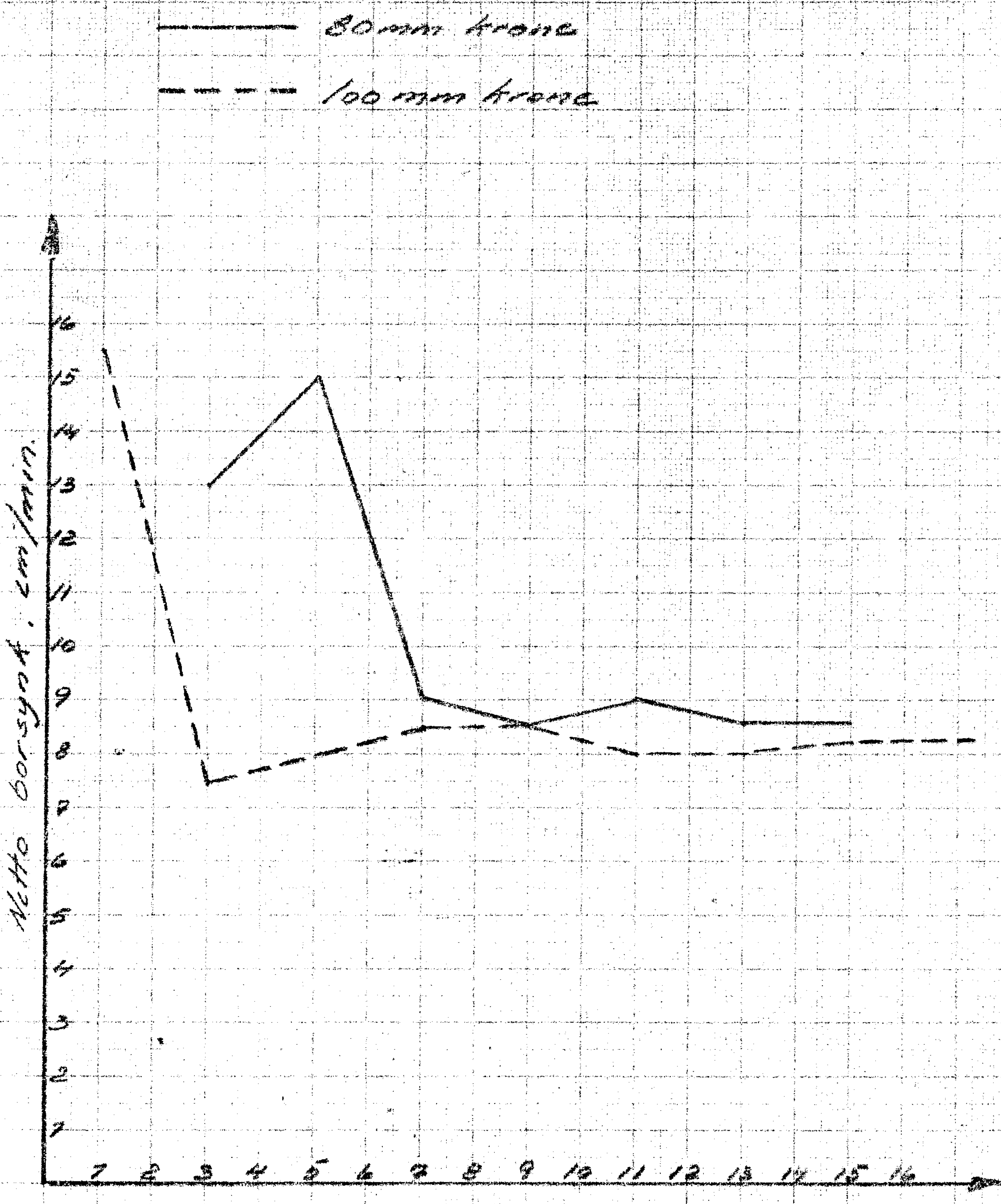
Til slutt vil jeg legge vekt på at støynivået ved disse maskiner er så lavt at en samtale kan føres rett ved siden av dem. Hva dette har å bety for arbeiderne og naboene er vel ikke nødvendig å kommentere.



Bilag 1

V

Nettoborsynk



Bilag 2

BRUKEN AV SKYTTELVOGNER I TUNNELDRIFT

av
Overingeniør Tor Vinje
N.V.E. Statskraftverkene

BRUKEN AV SKYTTELVOGNER I TUNNELDRIFT

Med skyttelvogn menes her Hägglunds skinnegående skyttelvogn.

Historikk.

Den første vogn av denne type ble bygd i 1959, og da for et bestemt formål i en gruvedrift. Hägglunds hadde til da i lengre tid levert elektrisk drevne skyttelvogner på gummihjul for Kiruna, og satt samtidig inne med lang erfaring i produksjon av sporvognsboggier og annet skinnegangsmateriell, slik at forutsetningene for å kunne få fram en brukbar skinnegående skyttelvogn burde være til stede.

Idéen hadde tydeligvis også en del for seg, for det hele har utviklet seg dithen at det i dag er levert i alt ca. 75 vogner. Og fra gruvene har de funnet vegen også til anleggsdriften. Hägglunds opplyser at de i dag regner entreprenørene som sine beste kunder på dette felt.

Innledning.

Det ser også ut til at skyttelvogna er i ferd med å finne en plass i anleggsdriften her i landet, og en del erfaring foreligger.

Ved Tokke kraftanlegg ble det tatt i bruk en skyttelvogn sommeren 1963, i første omgang på leiebasis. Etter en nokså lang og problematisk prøvetid, har utstyret vunnet et visst innpass på anlegget. I dag disponerer Tokke i alt 4 vogner, som dekker driften ved 2 stuffer, og henimot

4 km tunnel er drevet med denne transportmetoden.

I det følgende vil det bli gitt en nærmere omtale av utstyret, det vil ble redegjort for noen erfaringer fra praktisk drift og forsøkt foretatt visse sammenligninger mellom skyttelvogndrift og konvensjonell vaggdrift. Det er vesentlig bruken ved Tokke-anleggene som er lagt til grunn, med noe støtte i opplysninger fra andre brukere. Flere norske entreprenører har i dag skyttelvogner i drift.

Beskrivelse.

Skyttelvognen er vel i hovedtrekk kjent for de fleste, men den skal likevel gis en noe nærmere beskrivelse her.

Vognkassen er utformet som en høyvegget renne med en transportør i bunnen. Fig. 1. I pålastningsenden er det en lav endevegg. Vognkassen er helsveiset, men kan leveres 2- eller 3-delt med tanke på vanskelige transportforhold fram til arbeidsstedet. Den er i bunnen utstyrt med utskiftbar sliteplate. Standardvognen leveres i forskjellige størrelser, med lastevolum varierende fra 5.5 til 11.5 m^3. Vognens største bredde er konstant, 1425 mm, høyden varierer fra 1500 til 1700 mm og lengden fra 6.700 til 11.200 mm. Vekten varierer fra 7.3 til 11.5 tonn.

Transportøren skulle en få et godt inntrykk av på fig. 2. Kjedene er godt beskyttet, medbringerne er utført av kraftig firkantstål. En luftmotor driver transportøren via kjede- og snekkeveksel-overføring. Manøvrering av transportøren kan foregå i begge ender eller forsåvidt hvor som helst langs vognen, idet det er opplagt en stang langs vognsiden koblet til luftmotorens pådragshendel. Et relativt enkelt tilleggsutstyr gjør det også mulig for lastemaskinkjøreren å kjøre transportøren tilbakestillende, uten at dette skulle gå ut over lastingen.

For å bedre fyllingsgraden benyttes en stopp-plate som henger på sideveggene og ligger an mot en medbringer, og som altså beveger seg fremover med steinmassen.

Boggiene er godt avfjæret. Største tillatelige kjørehastighet oppgis til 20 km/time. Boggiene er svingbare 30°. Min. kurveradius oppgis til 12 - 15 m, men noe større radier er nok å anbefale.

En interessant variant har kommet på markedet i den senere tid. Det er overlastervognen, hvor en med hydraulikk kan heve avlastningsenden for overlasting i en annen vogn. Fig. 3.

Vognene kan også utstyres med egen kjøremotor, luft eller diesel, de kan forsynes med hjul- og skinnebremser, og det finnes en variant hvor det er likegyldig hvilken ende en laster i eller tømmer fra.

Bruken.

Skal noenlunde tilfredsstillende fylling oppnås, kreves en lastemaskin med utkasthøyde svarende til LM 56 H, helst LM 250. Videre må det noe øvelse til for den som manøvrerer transportøren, vanligvis lok-kjøreren. Det er altså vanlig med 2 mann på stuff under lasting, lastemaskinkjører og lok-kjører som opererer transportør, men med nevnte tilleggsutstyr skal begge disse operasjoner kunne gå med 1 mann, om nødvendig. Brukes overlastervogn, må det være minst 2 mann til stede. For å få god fylling, må transportørene "samkjøres" meget nøye under overlastingen. Her kan også innskytes at massen tydeligvis sveller en del under denne prosessen. At skyttelvognen er endetippende medfører visse problemer på lave tipper. Det lar seg imidlertid gjøre å få til en slags sidetipping, etter det prinsipp som er vist i fig. 4. Praksis har dog vist at dette ikke er så enkelt å få til. Bl. a. bør tippsporet ligge i en svak kurve, ikke

rettlinjet som her, om avsporinger skal unngås.

Praktiske erfaringer.

I praktisk bruk har skyttelvognen vist mange positive egenskaper. Følgende kan oppsummeres:

Den er meget driftssikker, og vedlikeholdskostnadene er bemerkelsesverdig lave, uten tvil lavere enn for konvensjonelle vagger. Pålitelige kostnadstall er det enda ikke mulig å fremskaffe, men ut fra de erfaringer som foreligger, vil en tro at en er på den sikre side om en regner kr. 0.50 pr. teor. fm^3 over en antatt økonomisk levealder på henimot 100.000 tfm^3.

Kjøreegenskapene er meget gode. Avsporinger er en absolutt sjeldenhet, selv på dårlig skinnegang. På vanlig god skinnegang er det fullt forsvarlig å regne med kjørehastigheter på 15 - 16 km/time.

Da det blir relativt store masser å behandle for hver vagg, muliggjøres en god utnyttelse av lastemaskinens effekt.

Utstyret gir større sikkerhet for folkene enn vanlig vaggdrift, i og med mindre koblingsarbeid og mindre rangeringskjøring.

Men heller ikke dette utstyret har bare fordeler.

I den nevnte prøvetiden på Tokke, var det spesielt fyllingsgraden som var problemet. En del av vanskelighetene er løst, men vi er fortsatt ikke helt fornøyd med fyllingen.

Vognene er store og tunge og ikke så enkle å transportere arbeidsplasser imellom som småvagger.

De spesielle forhold under tipping er nevnt. Videre

kreves det et visst område planert på tipp ved oppstarting av driften.

Det må skaffes temperert parkeringsplass for vognene, om frysingsproblemer skal unngås i den kalde årstid.

Men den største "ulempen" ved skyttelvognen er prisen. Den er avskrekkende høy. En standard 11.5 m^3's vogn koster i dag ca. kr. 150.000, og i lastevolum ekvivalerer den dog ikke mer enn vagger for kr. 40.000.- - 60.000.-.

For øvrig mer om økonomien senere.

Kapasiteter - standardvogner.

Først er det vel naturlig å se mer på den rent produksjonstekniske side av saken.

Det er klart at det spares tid på lasteoperasjonen ved bruk av skyttelvogn i stedet for småvagger. Hvor stor gevinsten er, vil avhenge av en rekke forhold.

I en 6 m^2's tunnel, som vi anser som praktisk min. tverrsnitt for den største standardvognen, ville vi kanskje normalt benyttet 2 m^3's vagger og fått salva ut på ett sett a 12 vagger, mens vi med skyttelvogner har mulighet for å få den ut på 2 vogner av den største typen. Regner en da litt på rangeringstidene, vil en finne en tidsbesparelse på 15 - 20 min. pr. salve. Videre kommer tidsforbruket på nisjene med i regnestykket, og resultatet kan teoretisk bli en tidsgevinst på 6 - 8 %, noe avhengig av opplegget for øvrig. Hvor mye som oppnås i praksis, avhenger selvsagt bl. a. av i hvilken grad en eller annen "rytme" blir bestemmende, så hver enkelt drift må vurderes ut fra sine spesielle forutsetninger.

I et noe større tverrsnitt, f. eks. 12 m^2, synes gevinsten å bli noe mindre. Her kan vi ved vaggdrift eksempelvis

sette inn 2 sett a 7 stk. 4 m^3's vagger, mens vi må ha 4 skyttelvognlass på salva. Gevinsten forbundet med rangeringen blir mindre, men på den annen side blir det ved begge alternativer sløyfer, og vaggsettet krever lengre sløyfer enn skyttelvogna. Resultatet blir sannsynligvis en teoretisk produksjonsgevinst på 4 - 6 %.

I et større tverrsnitt, hvor sløyfer kan plaseres uten ekstra sprengning, vil avstanden mellom disse kunne kortes betraktelig inn, og dermed kan en produksjonsgevinst kanskje fortsatt opprettholdes, selv om nisjesprengning faller ut av regnestykket.

Men i alle fall foreløpig regner vi at det er i de minste tverrsnitt skyttelvognen gir oss produksjonstekniske fordeler av betydning. Spesielt vil den egne seg godt i korte tunneler, la oss si opp til ca. 1000 m, hvor sløyfer ikke kommer på tale, og hvor en kanskje kan tillate seg å drive med én vogn. Ren tømmetid for 11.5 m^3's vogn kan settes til 3.5 min., men for endetipping kommer den jo ut med loket i den gale enden.

Overlastingsmetoden.

La oss så se litt på hvordan den omtalte overlasteren kommer inn i bildet.

Den vil selvsagt egne seg ypperlig i tilfelle en kan tilpasse salvelengden til 2 vogner. Nå er det imidlertid neppe praktisk mulig å benytte overlasting i tverrsnitt under 6.5 m^2, uten spesielle foranstaltninger, og det vil igjen si at en - for å ha noe å gå på - må opp i 3 vogner for å få ut en normal salve. (Det snakkes da stadig om største type.). Det er fristende å tenke seg flere overlastere i serie for å unngå all rangering, men togvekten, for ikke å snakke om investeringene, vil nok som regel sette en grense her.

Ved Tokke kratanlegg er det i en 8.5 m^2's tunnel satt inn en overlaster av største type (12 m^3), og herfra foreligger en del studier. På det tidspunkt studiene ble tatt var en inne ca. 850 m fra sløyfe. Tre vogner var i bruk, og med 2,40-salver hadde en altså vogner for hele salva. Under de aktuelle forhold viste studiene at en ved å sette inn en overlaster oppnådde å redusere lastetiden med 10 - 12 min. En mer teoretisk behandling av studieresultatene viser at det vil lønne seg å bruke overlasteren som vanlig vogn inntil ca. 150 m fra sløyfe, og at en så kan holde en konstant produksjon videre inntil sløyfeavstand på ca. 700 m. (Med standardvogner vil kapasiteten nødvendigvis avta med stuffens avstand fra sløyfe.).

De nevnte 700 m er kanskje en nokså riktig sløyfeavstand, alt tatt i betraktning, overlasting eller ikke overlasting, og holdes denne konstant, vil vi ved bruk av overlaster oppnå en teoretisk produksjonsgevinst på 3 - 5 %. På grunn av fordelene ved en konstant produksjon, i forhold til den varierende arbeidsrytmen standardvognene gir, skulle det være realistisk å regne med en noe høyere gevinst, kanskje 5 - 7 %, men dette er igjen selvfølgelig avhengig av opplegget for øvrig.

Økonomisk vurdering.

At utstyret innebærer visse produksjonstekniske fordeler anses altså utvilsomt, men hva med økonomien?

Et utall av faktorer spiller inn i en økonomisk vurdering, og en rekke av disse kjenner vi faktisk ikke enda. Å gi noe almengyldig svar på spørsmålet vil det da heller ikke bli gjort noe forsøk på. En viss interesse kan det likevel ha å gjennomføre noen økonomiske betraktninger for et par forskjellige tunneltverrsnitt, basert på en del forenklinger og nødvendigvis visse skjønnsmessige

antakelser.

Fig. 5 viser en oppstilling av de viktigste postene i regnestykket, for henholdsvis 6 og 12 m^2, og for 3 alternativer: Små-vagger for hele salva, 3 standard skyttelvogner og 2 standard- + 1 overlastingsvogn.

Det er her regnet med 3 skyttelvogner også i 6 m^2. Dette for ikke å være bundet av salvelengde eller stufflengde. For overlastingsalternativet burde det, som tidligere nevnt, vært regnet med 6.5 m^2.

I 12 m^2 vil de 3 skyttelvognene neppe kunne drive mer enn 4 km uten at det går ut over inndriftene.

Den første usikkerhet vi kommer til er livslengden, som skal danne grunnlaget for avskrivningene. Her vil en kanskje først og fremst bemerke at standard skyttelvognens levetid er satt til 60.000 tfm^3, mens det tidligere er nevnt 100.000. Dette er på grunn av at tiden også må komme inn i bildet her. Skal disse vognene benyttes som her forutsatt, svarer 60.000 tfm^3 til en driftstid på ca. 7 år, og det er vel allerede tvilsomt nok som avskrivningsgrunnlag. For alternativet med overlaster er for enkelhets skyld settet som helhet skjønnsmessig ført opp med noe kortere livslengde på grunn av overlastervognen. All massen i en tunnel skal passere gjennom denne, og den må avskrives betydelig raskere enn en standardvogn.

Reparasjons- og vedlikeholdskostnadene er også temmelig skjønnsmessig fastlagt, spesielt når det gjelder skyttelvognene. Dog synes det nokså sikkert at disse kostnadene går i de sistes favør.

Rangeringsnisjene veier ganske tungt i regnskapet. Om disse forlanges gjenstøpt, hvilket en kan bli utsatt for,

gir de selvsagt betydelig større utslag. Prisene som her er antatt, 12-1400 pr. stk., er neppe for høye.

Det samme gjelder prisene for sløyfer, disse er vel for lave, men på den annen side vil nok avstanden kunne økes noe uten særlig innvirkning på produksjonen.

Summeres postene: Avskrivninger, reparasjonskostnader, nisjekostnader og renter, finner en at vagger kontra standard skyttelvogner ligger på samme nivå, mens overlastingsmetoden synes å ligge noe høyere.

Går en så over på produksjonsgevinsten ved skyttelvogndrift, er en på usikker grunn. I oppstillingen er bare medtatt hva de antydede prosentsatser grovt regnet kan tenkes å bety. Prosenttallene er så usikre at finregning ut fra dem anses hensiktsløst. En gevinst er i alle fall til stede, i favør av skyttelvognen, og er de omtalte summene tilnærmet riktige, står straks skyttelvognen ganske sterkt i konkurransen med småvaggene.

Som siste post kommer bemanningen. Ved konvensjonell vaggdrift vil vi sjelden kunne komme under 3 mann på lasting, rangering og transport ut eventuelt til sløyfe. Ved skyttelvogndriften er det fullt mulig å opprettholde tilnærmet toppproduksjon med 2 mann. Men her kommer selvsagt hele driveopplegget inn, og en vil ofte i praksis ikke kunne dra full nytte av denne fordelen. En har derfor ikke våget å sette opp beløp under denne posten, men den er utvilsomt til stede.

Konklusjon.

Skyttelvogn skulle etter dette gi en økonomisk gevinst fremfor småvagg, men en vil gjerne til slutt nok engang understreke usikkerheten ved de tall som er gjengitt. De gir mer uttrykk for noe en tror, enn noe en vet. Bevisplikten påligger fortsatt skyttelvognen.

I Statskraftverkene har vi altså satset i noen grad på dette utstyret, også på overlasteren, som vi var i meget stor tvil om, men som er svært populær på arbeidsstedet. Det må imidlertid også nevnes at vi i samme tidsrom har gått til anskaffelse av adskillige konvensjonelle vagger, noe som avspeiler den tvil som er til stede.

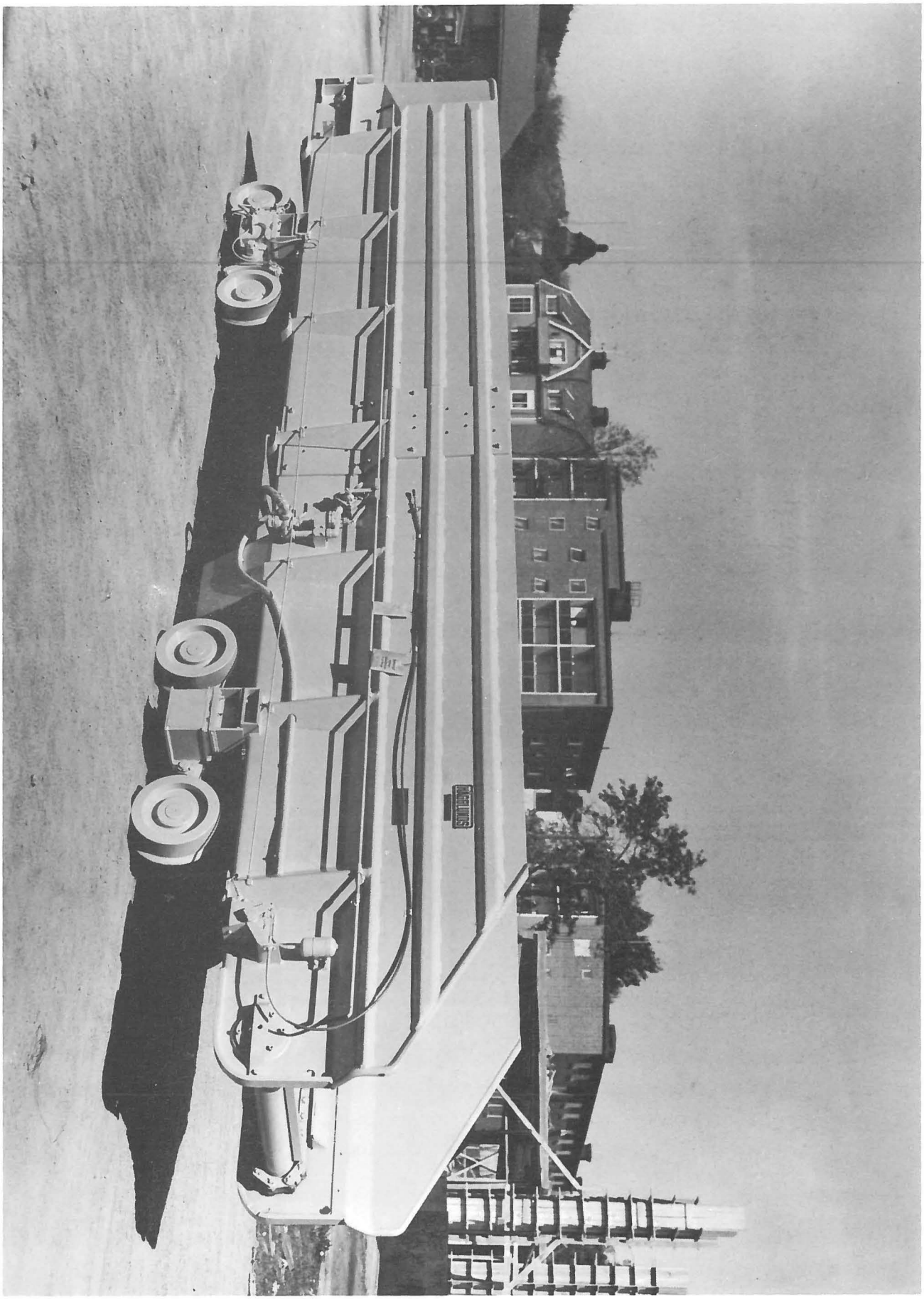


Fig. 1

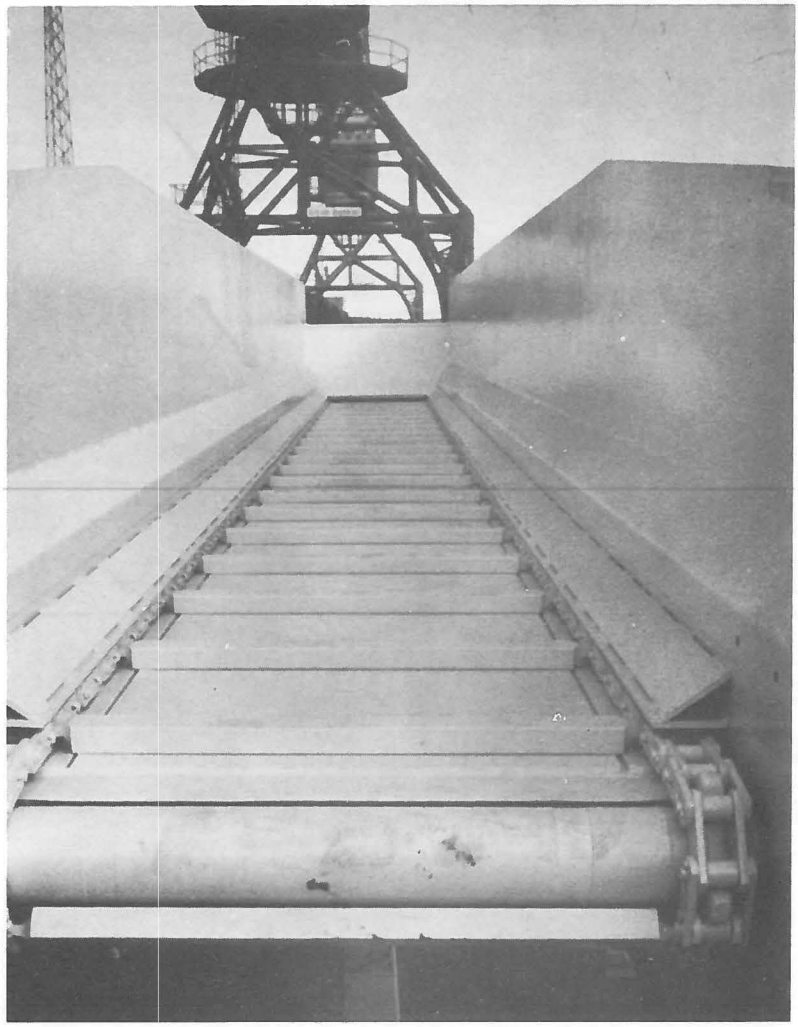


Fig. 2

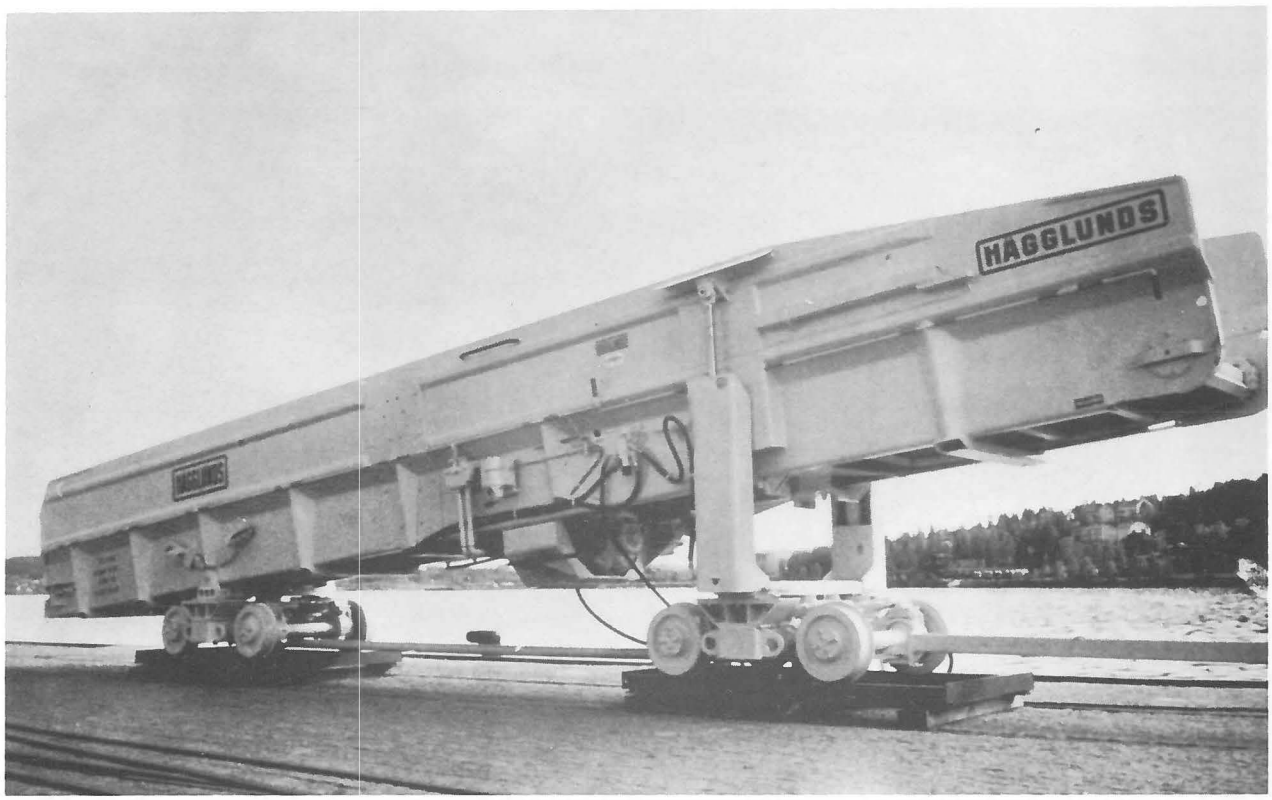
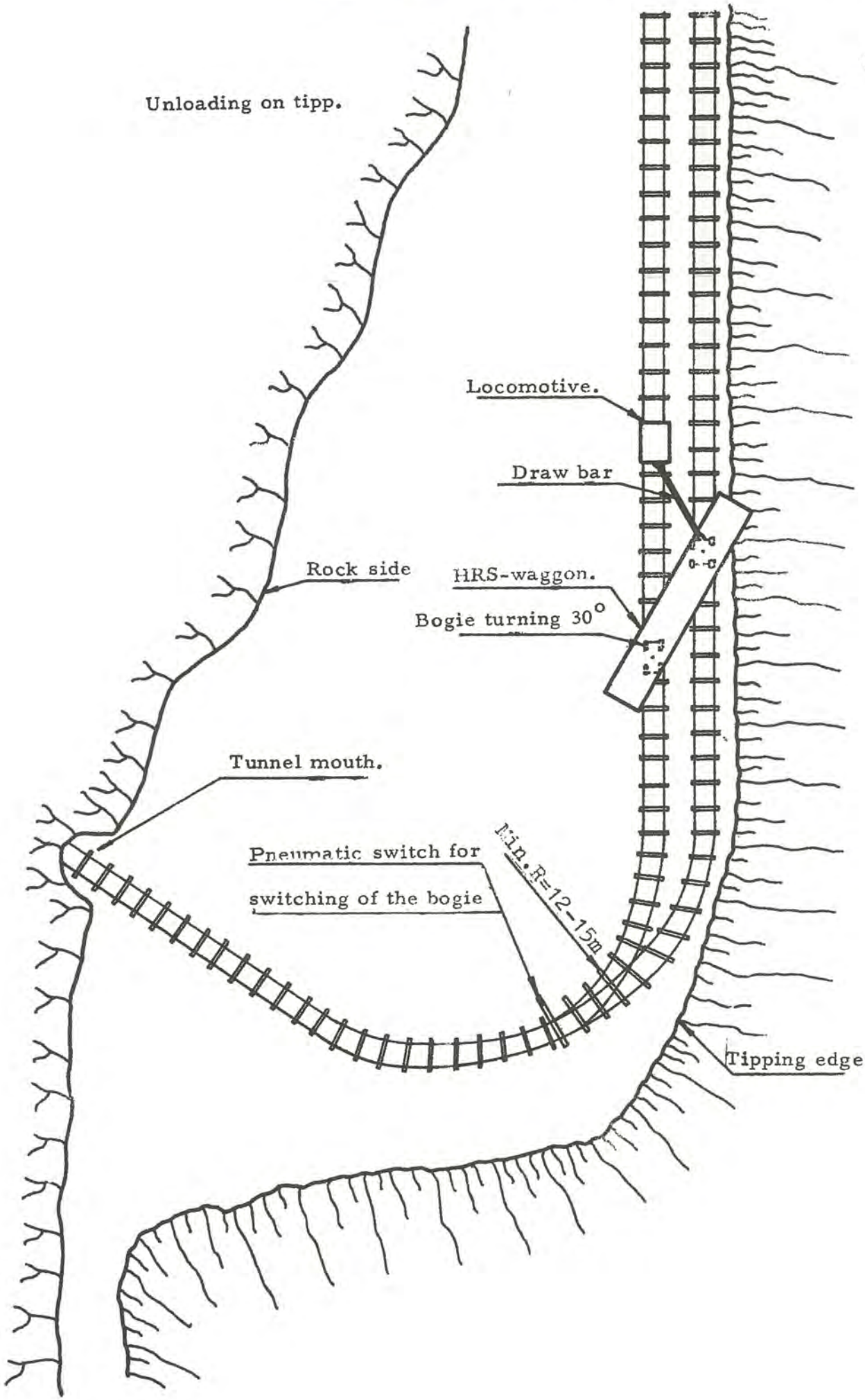


Fig. 3

Fig 4.


Unloading on tipp.
Locomotive.
Draw bar
Rock side
HRS-waggon.
Bogie turning 30°
Tunnel mouth.
Pneumatic switch for
switching of the bogie
Min. R=12-15m
Tipping edge

	6 m^2			12 m^2		
	Konvensjonelle vagger.	Standard skyttelvogner.	Stand. sk.vogner + overlaster.	Konvensjonelle vagger.	Standard skyttelvogner.	Stand. sk.vogner + overlaster.
Antall vagger/vogner.....	12 a 2.0 m^3	3 a 11.5 m^3	2 + 1 a 11.5 m^3	14 a 4.0 m^3	3 a 11.5 m^3	2 + 1 a 11.5 m^3
Investering.....kr.	125.000	450.000	490.000	200.000	450.000	490.000
Antatt livslengde.....tfm^3	12x8.000=96.000	3x60.000=180.000	150.000	14x15.000=210.000	3x60.000=180.000	150.000
Avskrivning.....kr./tfm^3	1.30	2.50	3.25	0.95	2.50	3.25
Renter..... " "	0.20	0.40	0.50	0.20	0.40	0.50
Reparasjoner..... " "	0.80	0.40	0.60	0.70	0.40	0.70
Rangeringsnisjer.. " "	$\frac{1.400}{100x6.0}$ = 2.35	0	0	$\frac{1.200}{100x12.0}$ = 1.00	0	0
Sløyfer..... " "		$\frac{8.000}{700x6.0}$ = 1.90	1.90	$\frac{8.000}{700x12.0}$ = 0.95	$\frac{5.000}{700x12.0}$ = 0.60	0.60
	4.65	5.20	6.25	3.80	3.90	5.05
Prod.gevinst..... " "	0	5 %): + 4.00	10%): + 7.00	0	3 % + 1.50	8 % + 4.00
Bemanning.....	0	+ ?	+ ?	0	+ ?	+ ?

Fig. 5.

OPPLASTING AV UTSPRENGT STEN MED BRØYT X 3

av

Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan

A/S Veidekke

OPPLASTING AV UTSPRENGT STEN MED BRØYT X 3

Innledning.

Brøyt X 3 har i stor utstrekning vært brukt ved Arbeidsfellesskapet A/S Veidekke - Ing. F. Selmer A/S's motorveianlegg i Lier. Av ca. 170.000 m^3 fast fjell i skjæring er ca. 110.000 m^3 lastet ut med Brøyt X 3 i tidsrommet april 1965 - august 1966. Maskinene som er brukt, er Prototyp nr. 5 og serie nr. 7. Det er naturlig at maskiner med så lave produksjonsnumre er beheftet med såkalte "barnesykdommer". I dette innlegg vil der ikke bli lagt skjul på hverken svake eller sterke sider ved maskinen.

Jeg vil med dette innlegget søke å beskrive maskinen i grove trekk, og spesielt orientere om oppnådde kapasiteter, samt under hvilke betingelser disse kapasiteter ble oppnådd. Kapasitetstallene er tatt fra anleggets egen oppfølging over lengere perioder og fra arbeidsstudier tatt i forbindelse med Norges Byggforskningsinstitutt's forskningsprosjekt: Driftsplanlegging for veibygging.

I stedet for slides vil det under innlegget bli kjørt en film som Kontor for Fjellsprengningsteknikk tok opp på anlegget tidlig i sommer. Vi ser serie nr. 7 under opplasting i Kockum KL-420 18 tonns dumpere.

Beskrivelse av maskinen.

Brøyt X 3, som produseres av Brødrene Søyland, Bryne, er en hydraulisk operert opplastingsmaskin som kombinerer den konvensjonelle gravemaskins svingmulighet og shovelens skuffeutforming, som tillater lett fylling og tømming og

og gir god utbrytningskraft.

Maskinen er bygd etter samme prinsipp som Brøyt X 2, med minimum av bevegelige deler.
Skuffestørrelse: 2 m^3. Motor: 135 Hk.
Maskinens totalvekt: 20.6 tonn.

Maskinen har ikke drift på understellet, som kan sies å være vedlikeholdsfritt.

Forflytning skjer ved hjelp av skuff og bom, og maskinen kan ta seg frem i vanskelig terreng. Landeveistransport skjer ved at skuffen legges i kassen på en dumper eller lastebil. Maskinen løftes opp med hydraulikken, den sikres, og maskinen ruller på tvillinghjulene. Motvekten avmonteres og legges på bilens lasteplan under transport på offentlig vei p.g.a. akseltrykket.

Denne enkle transportmåte har stor betydning på veianlegg, som betinger hyppige maskinflyttinger. Ved jernbanetransport kan vanlig flat godsvogn benyttes.

Prisen på Brøyt X 3 er pr. idag ca. 290.000.- kr. ferdig montert.

Angående spesifikasjoner, se vedlegg.

Diverse erfaringer fra bruk.

Kapasiteter.

Prototyp nr. 5 tilhørte en underentreprenør. Den gikk vesentlig i et sidetak med pallhøyde på ca. 10 m. Forholdene lå tilrette for fri skyting. Fragmenteringen var meget bra og høyden på røysa varierte fra 7 til 9 m. Toppblokker ble sprettet før de hindret utlastingen. Massetransporten foregikk med 4 - 5 m^3 leievogner og Scania Vabis DL 76 dumpers p.g.a. transport på riksvei. Transportmateriellets tonnasje lå på kun det halve av den idéelle

for en 2 m^3 lastemaskin.

Etter tidsstudier på tilsammen 5 timer kom man til en skiftkapasitet på 84 m^3 løs masse pr. time, og en koplet resurskapasitet på 110 m^3 løs masse pr. time. Dette var et sammendrag av tre studier, og p.g.a. studienes korte varighet ansees bl.a. tilleggstidene å være lite representative. Massemålingen foregikk ved at observatøren foretok en vurdering av skuffefyllingsgraden, og massene er derfor også usikre. Skuffefyllingsgraden varierte fra 55 % til 60 %, altså relativt lavt i forhold til skuffeutforming og fragmentering. Dette vil jeg tilskrive for lite trening av føreren og det faktum at det stort sett ble lastet i små vogner.

To til tre måneder senere ble det igjen tatt studier. Disse strakk seg over to dager, og representerte 12 studerte klokketimer tilsammen. Skiftkapasiteten ble funnet å ligge på 103 m^3 løs masse pr. time, og metodekapasiteten på 129 m^3 løs masse pr. time. Disse sist omtalte studieresultater er nok mer å stole på enn de forrige, da studiene har strukket seg over lengere tid, og man har dermed fått mer representative tilleggstider.
Massene er også her noget usikre p.g.a. at skuffefyllingsgraden ble vurdert og massene målt etter den. Skuffefyllingsgraden ble funnet å være bare 62 % i gjennomsnitt.
Forholdene i bruddet var adskillig bedre under det siste studie. Røysa var høyere og skjæringen bredere enn under første studie. Fragmenteringen var også blitt bedre enn i begynnelsen. Salvestørrelsen var steget fra 2000-3000 fm^3 til 6000-7000 fm^3.

Resultatet av anleggets egen oppfølging over ca. 5 mndr. er en gjennomsnittlig skiftkapasitet på 39.5 m^3 fast fjell pr. time. Massene er målt etter profiler, og er så nøyaktige som man kan få dem.

Denne kapasiteten kan synes liten, da vi hadde ideelle forhold i bruddet. Med bedre skuffefyllingsgrad og lasting i 10-12 m^3 dumpere i stedet for leievognen, ville nok resultatet blitt bedre. Det ble mye venting p.g.a. bruken av leievogner og de må lastes varsommere enn dumpere.

Serie nr. 7 ble innkjøpt til anlegget i november 1965. Maskinen har vesentlig lastet i skjæring i motorveilinjen og i forskjæring til tunnelene gjennom Fosskollen. Pallhøydene varierte fra 15 til 25 m. P.g.a. forsiktig sprengning og presplitt av skjæringsskråningene ble røysa ofte urimelig høy med grove blokker på topp. Vi måtte sette igjen minimum 2.5 m uladet på topp og skjæringssidene ble tatt med modifisert presplitt. Massene ble hengende igjen langs sidene og gjorde røysa høy. Spretting på topp av røys var vanskelig p.g.a. rasfaren. Faren for ras hindret ofte førerne i å utnytte maskinen til fulle, da den er relativt liten og lite egnet til å ta imot nedfallende blokk. Når raset kommer får den heller ikke tid til å rangere unna. P.g.a. hård vinter og diverse heft i driften er kapasitetene adskillig lavere enn de som ble oppnådd med Prototyp nr.5 i sidetaksbruddet.

I tidsrommet f.o.m. uke nr. 3 t.o.m. uke nr. 29 i år hadde serie nr. 7 lastet opp ca. 62.000 m^3 løs masse ifølge opplastingsrapporter. Skiftkapasiteten, inkludert den nedenfor nevnte maskinstopp, var gjennomsnittlig 52 m^3 løs masse pr. time. Skiftkapasitet eksklusive maskinstopp var gjennomsnittlig 55 m^3 løs masse pr. time. Uke nr. 11 gikk uten maskinstopp. Da var skiftkapasiteten 72 m^3 løs masse pr. time. Da studier ikke er tatt her, har vi ingen mål på koplet resurskapasitet. Opplastingen foregikk i 3 stk. Kockum KL-420 18 tonns dumpers supplert med Scania Vabis DL-76 10 tonns dumpers etter behov.

I nevnte tidsrom hadde serie nr. 7 maskinstopp i 21.7 %

av totale timer, derav utgjorde 6.5 % stopp p.g.a. uhell ved ras. De resterende 15.2 % skyldes i alt vesentlig "barnesykdommene".

Straks maskinen var satt i drift, begynte hydraulikk-slangene å gå. Slangene ble skiftet ut etter hvert som de gikk i stykker, dermed ble det hyppige stopp. Det er imidlertid verd å merke seg at ingen slange er gått to ganger, d.v.s. at de nye holder. Erfaringen skulle da tilsi at samtlige slanger burde vært skiftet ut straks man så tendensen.

Det var også endel vanskeligheter med hydraulventilene p.g.a. dårlig filtrering. Etter forandring av filtrene har ventilene virket normalt. Riktig kjøling av oljen har også stor betydning.

Ved det tidligere nevnte ras ble løftesylinderen skadet. Den ble skiftet ut. Jeg har brakt i erfaring at samtlige hydraulikksylindre er skiftet ut på alle Brøyt X 3 som er i drift, også på serie nr. 7, uten at vi hadde merket noe på denne som skulle tilsi et slikt bytte.

Understellet har hittil vært vedlikeholdsfritt bortsett fra syv eller åtte punkteringer på gummihjulene. Disse har i flere mndr. vært utstyrt med sparekjetting, og resultatet er meget få punkteringer så lenge kjettingene sitter på. Slitasjen på kjettingene er minimal, fordi det ikke er drift på hjulene.

Noe sveising har vært nødvendig på skuffen. Ved anlegget har man to skuffer, så dette er ikke noe større problem.

Førerne sier at maskinen er meget enkel og lett å manøvrere.

Prototyp nr. 5 og serie nr. 7 lastet i tandem i skjæring

i motorveilinjen i ukene nr. 49, 50 og 51 i fjor.

Under opplasting under samme betingelser som nevnt for serie nr. 7 holdt de en samlet gjennomsnitts skiftkapasitet på 1000 m^3 løs masse pr. skift. Man oppnådde 1500 m^3 løs masse pr. skift i tre tilfeller og 1600 m^3 løs masse i ett tilfelle.

Prototyp nr. 5 forlot anlegget i januar i år etter å ha lastet ut ca. 60.000 m^3 fast fjell.

Serie nr. 7 har t.o.m august i år lastet ut ca. 50.000 m^3 fast fjell.

Sammendrag.

Det synes som man som en foreløpig tommeregel kan si at maskinen burde ligge på minst 100 m^3 løssprengt fjell pr. time i skiftkapasitet under gunstige forhold, som f.eks. i sidetaksbruddet nevnt tidligere i innlegget. Kapasiteten kan vel høynes noe ved å trene førerne i å fylle skuffen skikkelig og ved å benytte riktig dumperstørrelse, samt ved riktig kobling mellom opplastingsmaskin og dumpere.

Fordeler ved maskinen.

Robust maskin.
Enkel å betjene.
Tar seg frem i vanskelig terreng.
Lett å transportere.
Relativt god kapasitet.
Relativt lav pris.
Få bevegelige deler.
Vedlikeholdsfritt understell.
Stor skuff i forhold til maskinens størrelse.

Mangler ved maskinen.

For liten til å ta imot ras av blokker i høy røys, og kan ikke rangere hurtig nok i sikkerhet.

Punkterer lett på gummihjulene uten bruk av spare-kjettinger.
Egner seg dårlig til sammenkjøring av røys, og til hurtig sålerensk.
Hydraulikkslangene har vist en høy tendens til å ryke.

Sluttbemerkninger.

Etter å ha fulgt Prototyp nr. 5 et halvt års tid, ble serie nr. 7 innkjøpt til anlegget. Vi stilte store forhåpninger og krav til den nye maskinen, fordi vi hadde konstatert vesentlige fordeler ved bruken av Prototyp nr. 5, så som høye kapasiteter, hurtig og robust maskin, lett å transportere samt lite vedlikehold.

Vi er imidlertid blitt noe skuffet over den dårlige kvalitet på hydraulikkslangene, et forhold som har resultert i mye stopp. Som tidligere nevnt ser det ut til at slangene, som nå sitter i maskinen, holder. Vi vil dog reservere oss med sikre uttalelser angående de nye slanger til maskinen har gått en vinter til, idet vi ikke er sikre på i hvor stor utstrekning lave temperaturer påvirker slangene. I hvor stor utstrekning fabrikanten har løst dette problemet vet vi ikke, men håper på kommentarer fra salen angående erfaringer fra senere serienumre. Vi mener absolutt at maskinen har fremtiden for seg i entreprenørdrift når slangeproblemet og eventuelle andre barnesykdommer er kurert.

Det er meningen å bruke denne maskinen ved utlasting i de to tunnelene på 60 m^2 og 37 m^2 ved motorveianlegget i Lier. Det kunne være interessant å få et innlegg om erfaringer herom på neste års konferanse.

Hva angår fremtidsperspektiver, er det vel vanskelig å spå, men man vil naturlig stille seg spørsmålene:

Hva er den økonomiske størrelsen på en hydraulisk opplastingsmaskin av denne typen ? Hvor store kan maskinene bygges uten at vesentlige fordeler går tapt ? Det skal bli interessant å se.

Fig. 1: Fra åpning av sidetaks bruddet.

Fig. 2: Fra lasting i hovedskjæring.

Spesifikasjoner
BRØYT X3

Oljepumpe

Tandempumpe med 3 seksjoner. Pumpen er direkte koblet til motor og har maksimalt turtall 1900 o/min.

Arbeidstrykk for alle seksjoner:	120 kp/cm²
Oljekapasitet for graveseksjonen	435 l/min.
Oljekapasitet for svingseksjonen	121 l/min.
Total oljestrøm v/1900 o/min.	556 l/min.

Oljetank

Total oljemengde ca. 350 l. Tanken har innebygget filter av fullstrømstype.

Oljekjøler

Luftkjølt av ribberørtype med hydraulisk drevet vifte.

Sving

Svingmotoren er 5-syl. stempelmotor, radialmotor, med direkte kraftoverføring til svingkrans.
Svinghastighet maksimalt 5 o/min.
Svingkranslageret er et kryssrullelager med diameter 1370 mm.

Sylindre

Syl. for indre bom:	slaglengde	1390 mm
diam. 160 mm.		
Syl. for løft	»	1395 mm
diam. 130 mm.		
Syl. for skuffe	»	1430 mm
diam. 160 mm.		

Samtlige sylindre har kombinerte dempning- og endestoppventiler.

Manøvrering

Manøversentralen er montert på indre bom, og er pilotstyrt. 2 spaker for kontroll av graveaggregat. Høyre spak styrer skuffe og har elektrisk kontroll for hurtigtømming. Venstre spak styrer sylindre for indre bom samt løft.
Svingseksjonen manøvreres med pedaler.

Hjullåser

Alle hjul har hydraulisk manøvrerte sperrebolter, som betjenes fra førerplassen.

Dieselmotor

Modell	Volvo D 100 A
Kjøling	Væske
Effekt (DIN 6270)	
v/1900 o/m kont.	135 hk
Sylinderantall	6
Syl.diameter	120.65 mm
Slaglengde	140.00 mm
Slagvolum	9.6 liter
Maks. vridningsmoment	
v/1100 o/m kont.	56.7 kpm
Elektrisk anlegg	24 Volt
Brennstofftank	170 l

Elektrisk utstyr

24 Volt. 3 lyskastere, horn, vinduspusser og varmeapparat, m/defroster 12 Volt. Markeringslys foran og bak, med bryter for alternativ tilkobling til maskinens batteri eller transp.bil. Retnings- og bremselys for tilkobling til bil.

Hjul

Dekk:	Tvilling 11.00 x 20, 14 lag.
Ståltrommel:	Bredde 70 cm, samme diam. som gummihjul.

Førerhuset

God kjørekomfort, huset består av stålplater og splintsikkert glass. Utstyrt med varmeapparat og defroster.

Forgraverskuffer

Standard steinlasteskuffe m/leppe, **220 cm** bred, volum 2000 liter, smål spesialskuffe m/leppe, **180 cm** bred, volum 1550 liter.

Vekter

Komplett maskin m/forgraveraggregat ..... :	20.600 kg
Grunnmaskin uten motvekter ..... :	13.400 »
Motvekter (2 stk.) .. :	3.600 »
Forgraveraggregat uten skuffe ..... :	2.400 »
Skuffe 2000 l ..... :	1.200 »
» 1550 l ..... :	1.000 »

Fabrikanten forbeholder seg retten til forandringer i spesifikasjonene.

RENSK AV TUNNELBUNN OG AV LØSAVSETNINGER I DAGEN

av

Sivilingeniør Olav Øverland

Astrup & Aubert A/S

RENSK AV TUNNELBUNN OG AV LØSAVSETNINGER I DAGEN.

1. Rensk av tunnelbunn, Nes Kraftverk.

Innledning.

I tidligere foredrag i denne forsamling er det redegjort for sprengning, rensk og lasting ved Nes Kraftverk.

I dette foredrag skal jeg behandle siste del av tunnelarbeidet vårt i Hallingdal, nemlig rensk av tunnelbunn.

Arbeidets omfang.

Kravet til sluttrensk av tunnelbunn var av byggherren beskrevet som følger:

" I driftstunneler og fordelingsbasseng skal vegger og tak spyles rene for slam etter at sprengningsarbeidene er ferdige. Alt løst skal fjernes fra tunnelsålen. Etter at man har fjernet alt løst, som mest hensiktsmessig kan fjernes ved hjelp av maskiner, må det renskes for hånd, slik at alle løsmasser i gropene blir fjernet".

Tunnelens lengde er 31.2 km., tverrsnittet er 65 m^2, med bredde 10 m. Det vil si, vår oppgave besto i å finrenske 312.000 m^2 tunnelbunn. Massene er meget godt komprimert, og laget er ca. 0.5 m tykt.

Valg av utstyr.

For å løse oppgaven satset vi på mest mulig maskinell innsats. Vi delte inn arbeidet i flere hovedoperasjoner og forsøkte å løse dem hver for seg.

1. Vask av vegger og tak.
   Dette er en enkel operasjon. Vann, luft, kjørbar arbeidsplattform og 2 mann vasker 150 - 200 m vegger og tak på skiftet.

2. Oppgraving eller dozing ned til knøler.

3. Blåsing med pressluft mellom knølene og ned i gropene for å fjerne alle løsmasser.

De siste 2 operasjonene henger til en viss grad sammen, og vi skal her betrakte dem samtidig.

Dozing ned til knøler hadde vi utført nylig ved andre anlegg og hadde sikre tall å holde oss til herfra. Men det virket ikke helt riktig å benytte bulldozer i dette tilfellet. Denne vil jo komprimere resterende masser på sålen og vanskeliggjøre neste arbeidsoperasjon. I tillegg kommer at foruten bulldozer trengs selvfølgelig lastemaskin.

Vi satte derfor igang prøvegraving med forskjellige typer gravemaskiner. Disse kunne grave en del ned mellom knølene, ville løse på noe av de resterende masser, samt laste opp massene selv på trucker.

Parallelt med prøvegravingen ble det forsøkt forskjellige løsninger på å fjerne alle løsmasser i gropene. Vi ville benytte maskinkraft ved blåsing av sålen. Derfor hadde vi på forhånd bygget en plattform som var montert på en beltegående lastemaskin. På plattformen var montert 2 traller som hver har et blåserør. Denne riggen var stiv og tungvint, og det var like strevsomt å arbeide med de monterte blåserørene, som det er å arbeide med ordinære håndholdte blåserør.

Beltegående maskin ble derfor forkastet. Vi forsøkte så en traktor med påmontert blåserør i skuffen. Dette var straks en forbedring. Traktorkjøreren kunne uten vanskelighet styre luftstrømmen dit han ville, men maskinen var utstø under flytting, og hadde liten rekkevidde. Vi måtte forsøke en større maskin.
Vi monterte blåserøret i skuffen på BRØYT X-2, en hydraulisk gravemaskin som holdt på med prøvegraving

i tunnelen. Denne maskin syntes å møte alle våre fordringer til dette arbeidet. Den er robust og stabil, og rekkevidden er slik at den kan holde seg omtrent langs centerlinjen av tunnelen, selv når den blåser langs veggene. Maskinen er rask i bevegelsene, også under flytting. Vi satset på denne maskinen til blåserigg, og derved fulgte at vi valgte samme maskin for graving.

4. Siste "finpuss" av sålen blir utført av fjerde-mann på laget. Han er utstyrt med vann- og pressluftrør, og blåser de finmassene frem til maskinen som denne ikke når. Til sist går han over med murskje og bøtte, og plukker opp grus og sand som ennå måtte ligge igjen.

Beskrivelse av utstyr.

Fig. 1 viser BRØYT X-2 opptatt med graving. Den skraper sammen og laster opp ca. 80 % av massene på sålen. Uttransport foregår med 2 trucker, Kockum LT 2A eller Euclids.

Fig. 2 viser samme maskin sett innenfra. Det er en standard maskin med bakgraver. Vi ser maskinen har skrapt sammen masse mens trucken har vært ute.

Fig. 3 viser blåsemaskinen i arbeide. Den har bakgraverutstyr med en forgraverskuff. Inne i skuffen er montert 3 blåserør med åpning 30 mm. De ytterste benyttes når maskinen står noe på tvers av tunnelen, for blåsing ute ved veggene. Som en ser av fig. 4, er disse rørene noe rettet inn mot center av skuffen, slik at massene ved veggen blir blåst langs etter veggen.

Det midterste røret peker rett frem og er det som brukes mest. Kranene (Fig. 5) er montert lett tilgjengelig for maskinføreren, slik at han stadig kan variere luftstrømmens retning.

Ventilasjon.

Ventilasjonen er vanskelig å få god, da vi ikke har stuff å blåse mot. Vi har kommet frem til at best resultat oppnår vi ved å la ventilasjonsrøret ende rett innenfor blåsemaskinen.

Pumper.

Det er viktig at blåsemaskinen arbeider på tørrest mulig såle. Til pumping bruker vi BIBO 2, små, lette elektriske pumper.

Trykkluft.

Jo mer pressluft vi har, dess bedre resultat. Vi har kommet til at vi trenger min 80 m^3/min. med trykk på 7.0 kg/cm^2. Helst burde vi ha 100 m^3/min. Drives det sprengningsdrift på en stuff og blåsedrift på den andre, må luften føres frem i separate rørledninger. Hvis ikke, tar blåsingen for meget luft og boringen stopper opp. Under blåsing med et rør faller trykket til 5.0 kg/cm^2.

Røroppleggeт er 6" pressluftrør med 4" slange frem til blåsemaskinen.

Organisering av driften.

Vi driver bare èn renskestuff om gangen pr. tverrslag, men den drives samtidig med sprengningsdrift på den andre stuffen.

Det renskes på 3 skift, d.v.s. 16 skift pr. uke.

På hvert renskelag er det 4 mann.

En mann graver med BRØYT X-2 og laster på truckene.

Den andre kjører ut trucken mens den tomme blir lastet opp.

100 - 150 m. innenfor gravemaskinen arbeider blåsemaskinen. Tredjemann på laget betjener denne, og den fjerde har et vann- og luftrør og blåser frem de småmassene som blåsemaskinen ikke får med seg.

Graving og uttransport går kontinuerlig, uavhengig av blåsing.

Blåsemaskinen grovblåser først 7 - 8 meter. Deretter går den tilbake og finblåser den samme strekningen sammen med fjerde mann, som også spyler ned veggene på nytt.

Massene, som maskinen nå har blåst sammen, blir skjøvet i haug med Cat. 966. Sjåføren på blåsemaskinen tar seg av dette. Fig. 6.

Når haugen er passelig stor, 2 - 3 lass, lastes den opp i trucker og kjøres ut.

Akkordsystem.

Rensken i tunnelen går på akkord. På grunn av vanskeligheter i begynnelsen med å bli enig med lagene om ytelse på blåsingen, valgte en et akkordsystem med fast timepris + tillegg for hver meter ferdig rensket tunnel.

Dette har fungert greit og vi har fortsatt med dette akkordsystem. Fortjenesten til utemannskapene og ventilasjonsfolk er basert på prosent av akkordfortjenesten til renskelaget.

Fremdriftsresultater.

Vi har stort sett satset på å lære opp øvede lastemaskinkjørere, men like fullt tar det 6 - 8 uker innen lagene arbeider godt sammen og maksimale inndrifter

oppnås. - På den tid foredraget ble skrevet hadde vi rensket ferdig 2 stuffer, en på 3600 m, og en på 400 m's lengde. I den første tunnelen var resultatet over en 13 ukers periode 15 m/skift, d.v.s. 240 m/uke, med beste ukeresultat 278 meter.

I den andre tunnelen var resultatet over 12 uker 19 m/skift, d.v.s. 304 m/uke, med beste resultat 373 m. på en uke. Forskjellen er stor, og vi tror dette skyldes:

a) Bedre øvelse av mannskapene.
b) Mer reserveredskap.
c) Heldigere slepperetning i sålen og glattere flater å blåse på.
d) Penere sprengt med stigematerrigg.

På flate slepper i sålen rensker vi opp til 25 m. pr. skift. Uheldig slepperetning og dårlig fjell, kan sette ned farten til 10 - 12 m. pr. skift.

Noen sluttbemerkninger.

Brøytene arbeider i luft, oppblandet av støv og vanndamp. Dette sliter kraftig på filtere og motorer, og vi har, naturlig nok fra tid til annen, vanskeligheter med å holde maskinene i drift hele døgnet. Spesielt er blåsemaskinen sterkt utsatt. Dessverre har vi ikke reservemaskin på hvert tverrslag.

For å bøte på denne mangel, har vi montert kraner og slanger for blåsing også på gravemaskinen. På den måten, ved å skifte om en skuff, kan den gjøres om til blåsemaskin.

Forholdet er nemlig at gravemaskinen som oftest har best tid. Avstanden mellom maskinene er såpass stor, 100-150 meter, at gravingen kan stå 2 - 3 skift uten at inndrift tapes.

Våre erfaringer har vist oss at vi har valgt en heldig løsning på sålerensken, og sluttresultatet kan en se på Fig. 7.

II. Rensk av løsavsetninger i dagen, dagbrudd på Bjørntvet.

Innledning.

Ved Dalen Portland Cementfabrikk's dagbrudd på Bjørntvet i Porsgrunn, ble for få år tilbake, rensk av løsavsetninger i dagen utført av 15 - 20 mann samt bulldozer. Massene ble skjøvet utfor kanten og lastet opp i bruddet. Dette arbeidet ble utført i sommerhalvåret.

Arbeidets omfang.

Behovet for avdekking var 15.000 m^2 pr. år. Det var vanskelig å få avdekket så meget ved håndkraft. Da samtidig produksjonen skulle øke, slik at en måtte avdekke 25.000 m^2 pr. år, var en tvunget til å søke andre løsninger.

Valg av utstyr.

En valgte å gå over til mer maskinell drift. Løsmassene er skogbunn med dype, leirfylte slepper. Tykkelsen på massene ble anslått til i gjennomsnitt 1 meter. Det var forholdsvis tett furuskog på området, og alle stubber gikk med i avdekkingen. Spyling av løsmassene lar seg ikke gjøre, da bruddet er omkranset av villabebyggelse. - Arbeidet syntes å være velegnet for gravemaskin, og i 1961 ble avdekkingen satt bort på entreprise til en eier av BRØYT X 2. Prisen ble satt til kr. 4,50 pr. m^2. Dette inkluderer veier bygget inn i området, hel ren-skraping til fjell, og massene levert ferdig opplastet på biler.

Vi ser på fig. 8 gravemaskinen i ferd med avdekking.

Fremdriftsresultatet.

Det viste seg snart at maskinen ikke hadde vanskeligheter med å avdekke det bestilte areal. I stedet for 25.000 m^2, avdekket den 40.000-50.000 m^2 i året.

Noen sluttbemerkninger.

Til å begynne med ble det brukt tenner på skuffen, men de siste sesonger har man med fordel brukt hel kniv.

Det er den samme maskinen som har holdt på med rensken, og på de 6 årene som er gått, har den avdekket 270.000 m^2.

Resultatet kan sees på fig. 9.

Hele bruddet er i år ferdig avdekket, og problemet med jordhaugen innpå palldrift er eliminert.

Fig. 1

Fig. 2

Fig. 3

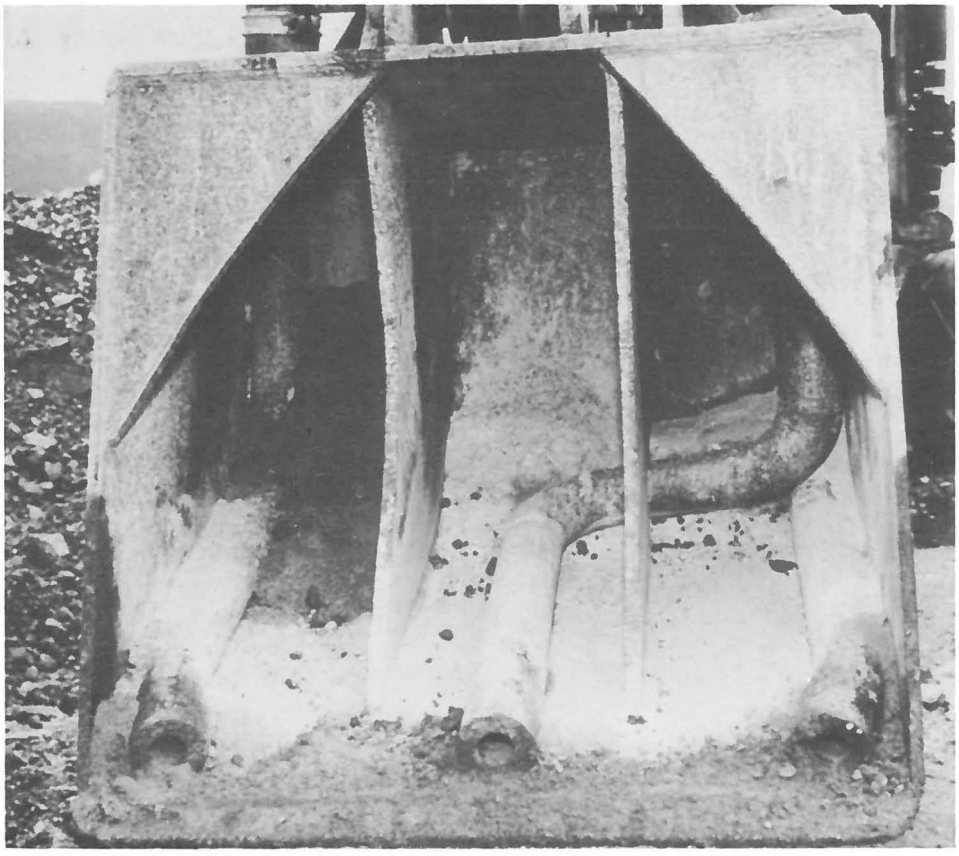


Fig. 4

Fig. 5

Fig. 6

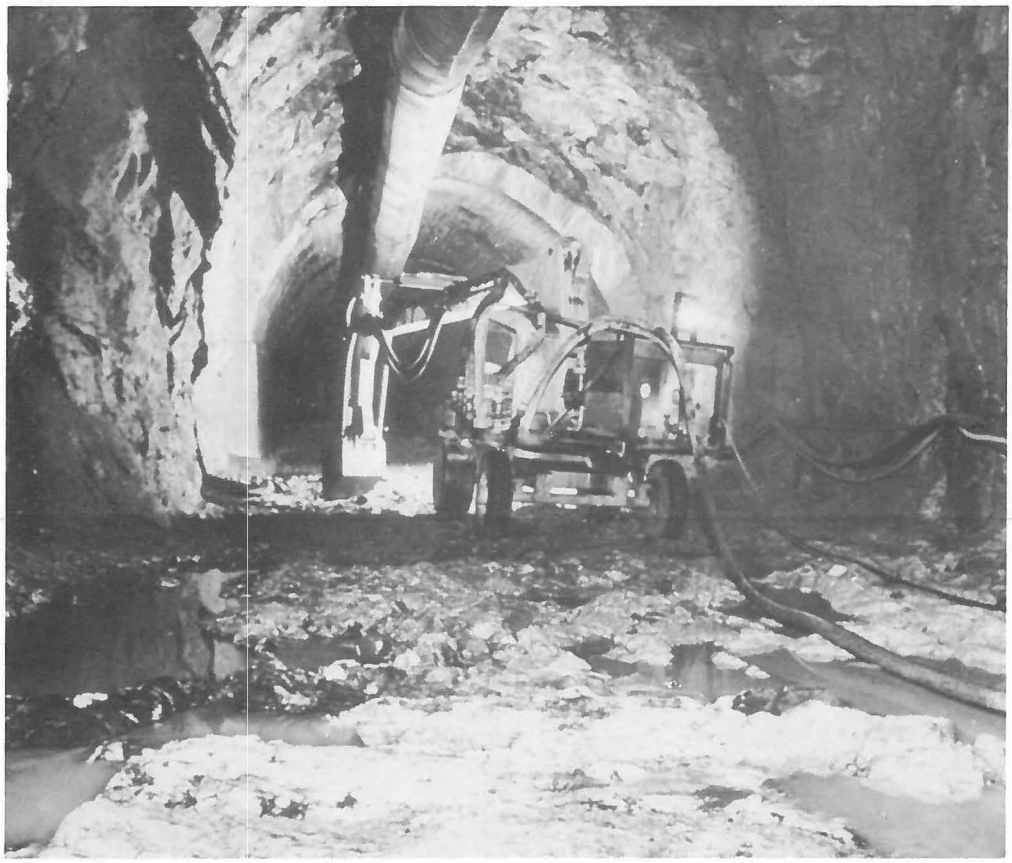


Fig. 7

Fig. 8

Fig. 9

NYE ERFARINGER MED KONTURSPRENGNINGER

av

Ingeniør Baard Hoel

Kontor for Fjellsprengningsteknikk

NYE ERFARINGER MED KONTURSPRENGNINGER:

De siste års utvikling har ført til at kravet til konturene ved anlegg i fjell-skjæringer, tomter o.s.v. stadig er blitt større. Dette - p.g.a. at konturlinjene i fjell ofte utgjør en meget viktig del av den ferdige konstruksjon. Dette gjelder enten den råsprengte fjellflaten skal stå ubehandlet eller ikke.

Etter våre erfaringer med den kontrollerte fjell-sprengning i skjæringslinjene er det ikke mulig å oppnå dette i alle geologiske fjellformasjoner. Hvis ikke fjellformasjonen kan stå av seg selv, vil overbrytning forekomme uansett hvilken sprengningsteknikk som benyttes. Disse metoder er derfor ikke i alle tilfeller en tilfredsstillende løsning, og skjæringslinjene i fjell må fortsatt utformes i overensstemmelse med de geologiske forhold i fjellet.

Det kan derfor sterkt anbefales at det i de tvilsomme tilfeller utføres prøver som kan indikere om metodene med den kontrollerte sprengningen lar seg benytte, og i så tilfelle utforme nøyaktige bor- og sprengningsplaner.

Sprengstoff-forbrukere har i årenes løp forsøkt mange metoder for å redusere overbrytningen ved fjellsprengningsarbeider. Av sikkerhetsmessige grunner er dette absolutt nødvendig for overbrytningen i skjæringslinjene bidrar sterkt til ustabile skjæringskanter. Økonomisk fordyrende er også overfjellet når dette må graves ut utenfor skjæringslinjene. (Ekstra betong er også nødvendig og oppsprukne fjellskråninger krever ofte store vedlikeholdsutgifter).

Mange forskjellige sprengningsmetoder er tatt i bruk for å redusere overfjellet, men alle har imidlertid en felles oppgave, nemlig:

Å redusere og få en bedre fordeling av sprengstoffladningene i fjellet for derigjennom å minske trykket og opprivningen av fjellet utenfor den endelige fjellskjæringslinjen.

I mange år har semboringen vært så og si enerådende for å få kontroll med overbrytningen. Metoden innebærer boringen av en enkelt rad med tett plasserte huller i skjæringslinjen for dermed å skape en svakhetssone i skjæringskanten. Vanligvis bruker vi en svak ladning i tredje hvert hull - for å sprenge ut fjellet. I årenes løp har det utviklet seg modifikasjoner og andre metoder - dette p.g.a. at semboringen er en tidkrevende arbeidsoperasjon som må utføres meget nøyaktig for å få et tilfredsstillende resultat.

I dag er de vanligste metoder:

(1) Semboring
(2) Kontursprengning
(3) Slettsprengning .
(4) Presplitting

Metode (3) benyttes nesten bare utelukkende ved sprengninger under dagen.

Disse metoder er trolig godt kjent og jeg skal bare kort komme inn på noen få modifikasjoner av disse.

Etterhvert som grovhullsutstyr for borearbeidet kommer stadig mere til anvendelse er det spesielt ved dype tomtesprengningsarbeider blitt mere almindelig at skjæringslinjene i fjell sembores med f.eks. Ø 2-1/2" hull c/c 30 - 40 cm. til bunnen av byggegruven. Det er svært viktig at disse hullene bores meget nøyaktig i lodd og for å få til dette er det nå vanlig at hullene bores med styrerør for derigjennom å minske borhullsavviket. Det har vist seg at jo tettere hullene bores og jo grovere borhullsdiameteren er, desto bedre blir svak-

hetssonen i skjæringslinjen.

I Oslo-området har vi oppnådd gode resultater med uladede sømhull og siste ladede hullrad har da kommet ca. 30 cm. foran sømhullene. I disse tilfeller har det vært vanlig pallsprenging med lett borhullsutstyr og pallhøyde ca. 3 m. som er blitt benyttet ved utsprengning av fjellet i skjæringskanten.

Fig. 1 viser prinsippet for boring og sprengning i skjæringskanten. Det er viktig at sprengstoffet gis en god distribusjon i det relativt store hullantallet nærmest skjæringslinjen.

Metoden faller relativt kostbar p.g.a. mye borearbeide, men den har gitt meget gode resultater i dårlig fjell som vi stort sett har i Oslo-området.

Ved fjerningen av et fjelloverheng i Østensjøveien 124 benyttet entreprenør Ragnar Evensen A/S seg av en metode som jeg kort skal beskrive:

Fjellet lå meget vanskelig til med beboelseshus like inntil. Det var derfor med visse betenkeligheter sprengingsarbeidet ble igangsatt.

Fig. 2 viser profil av fjellet med det rasfarlige overhenget. Fjellarten var en årgneiss med amfibolitt-drag med strøksretning nord/syd og fall ca. 70 ^{o} mot øst.

Det ble bestemt at man skulle forsøke å etablere en ny skjæringslinje ved å bore en langsgående sømrad med Ø 2 1/2" hull og 3 hull pr. l.m. ny skjæringskant. Borhullene ble lagt i fall på ca. 55° fra horisontalplanet. Hull-lengden varierte fra 8 - 12 m. Grovhullene ble presplittet med fra 3,5 til

4,5 m. Ø 17 mm. rørladning pr. hull. D.v.s. ca. 240 gr. ladning pr. m. grovhull. Knallen ble satt i en 1/2 dynamittgubbe á 35 gr. Presplitten ble sprengt på tenner nr. 0, men også andre (samme) nummer av millisekundserien ble benyttet. Borhullene ble godt fordemmet med tørr sand i bunn og topp.

Sprengningshullene som var boret med borgang 11 ble ladet meget forsiktig og ladningen ble vurdert for hvert enkelt hull.

Dekningsarbeidet måtte utføres meget omhyggelig og dette arbeidet var derfor meget tidkrevende og tungt. Men arbeidet forløp heldigvis uten uhell og til oppdragsgivernes (Oslo kommunes) fulle tilfredshet.

Bilde 1 viser skjæringen etterat overhenget er fjernet.

Ved et større tomtesprengningsarbeide i Vestre Vika, Oslo, ble det med hell presplittet i skjæringskanten. Brdr. Haugo A/S fulgte her Grubernes Sprengstoff-fabrikks anvisninger, og det ble presplittet med millisek. tennere. Millisek.serien ble brukt for å redusere rystelsene mest mulig, og hullene ble ladet med svake rørladninger. Se fig. 3. Resultatet ble også her meget bra.

Det kan ofte være nyttig ved innspringende hjørner o.s.v. å benytte kombinasjoner av de forskjellige metoder. Spesielt i dårlig konsolidert fjell kan det være hensiktsmessig å plassere hjelpehull mellom f.eks. presplitt-hullene ved hjørner og lignende.

Det kan også tenkes at det i enkelte tilfeller med Ø 2 - 2 1/2" grovhull ville være en fordel f.eks. å presplitte fjellet først innenfor den endelige skjæringslinje før hovedutsprengningen.

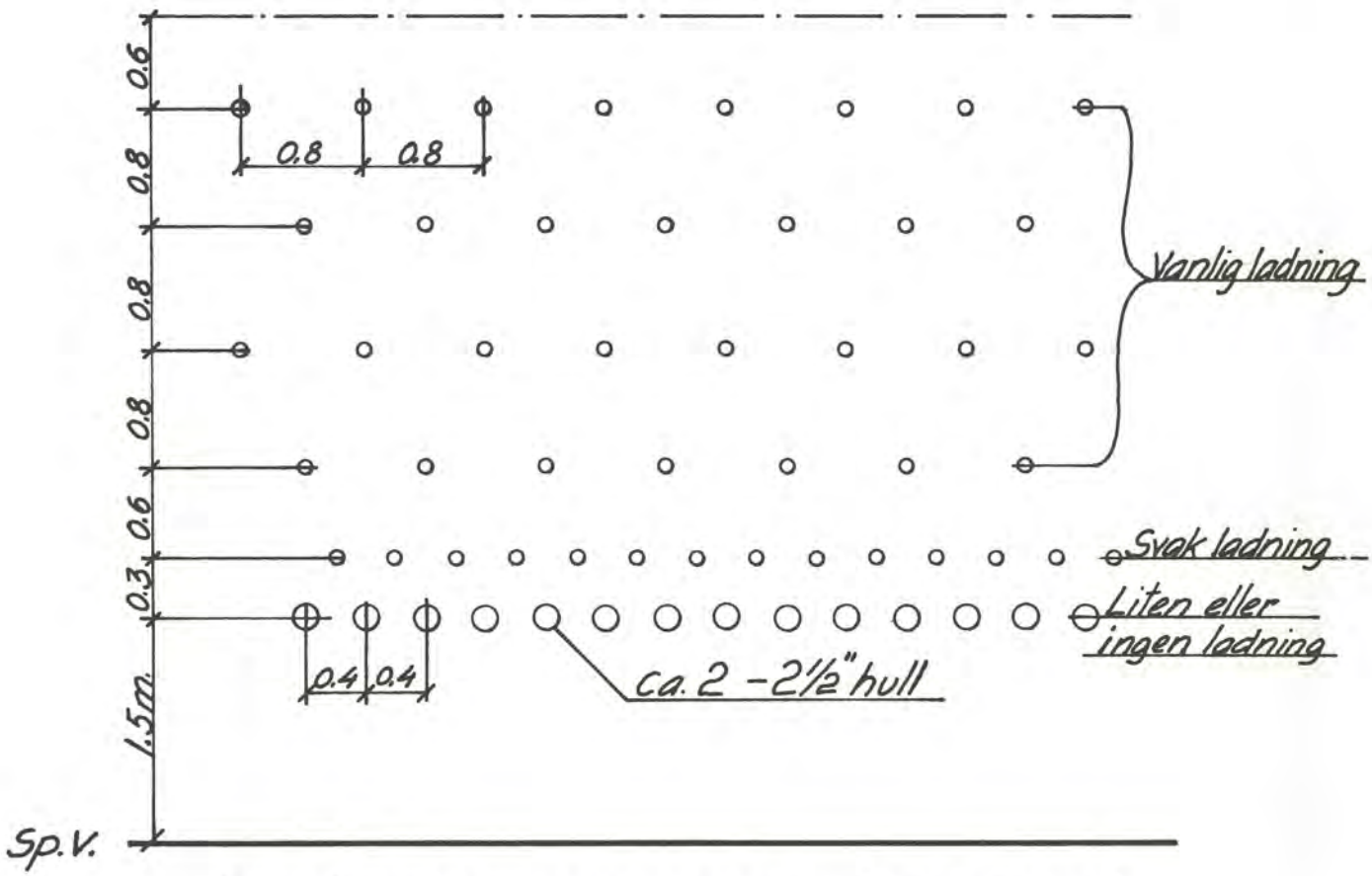
Etterat hovedmassene var fjernet kunne f.eks. det resterende fjellet sprenges ned som konturspregning.

Denne metoden gir maksimum beskyttelse av den endelige fjellskjæringen fordi den presplittede flaten har en tendens til å reflektere de primære støtbølger fra sprengningen vekk fra fjellskjæringen.

En vil også på et tidlig tidspunkt få full oversikt over fjellet i skjæringslinjen når siste delen av dette blir fjernet f.eks. ved konturspregning.

Denne metoden gir derfor beskyttelse og tillater samtidig en viss feilvurdering med hensyn til ladningen i tilfelle den presplittede linjen skulle bli overspregt i første omgang

Fig. 1



Eks. Forsiktig sprengning i skjæringskant.

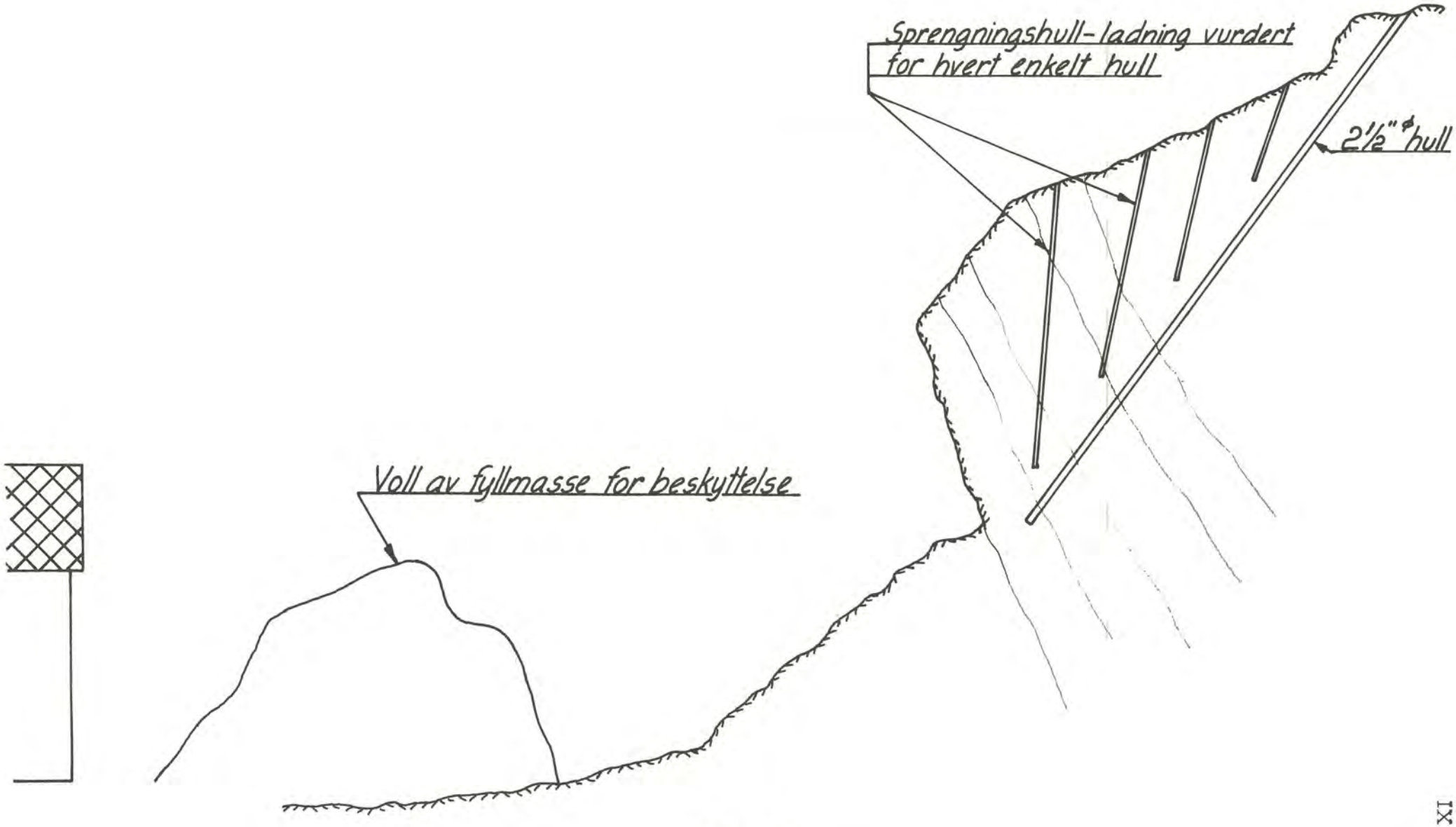
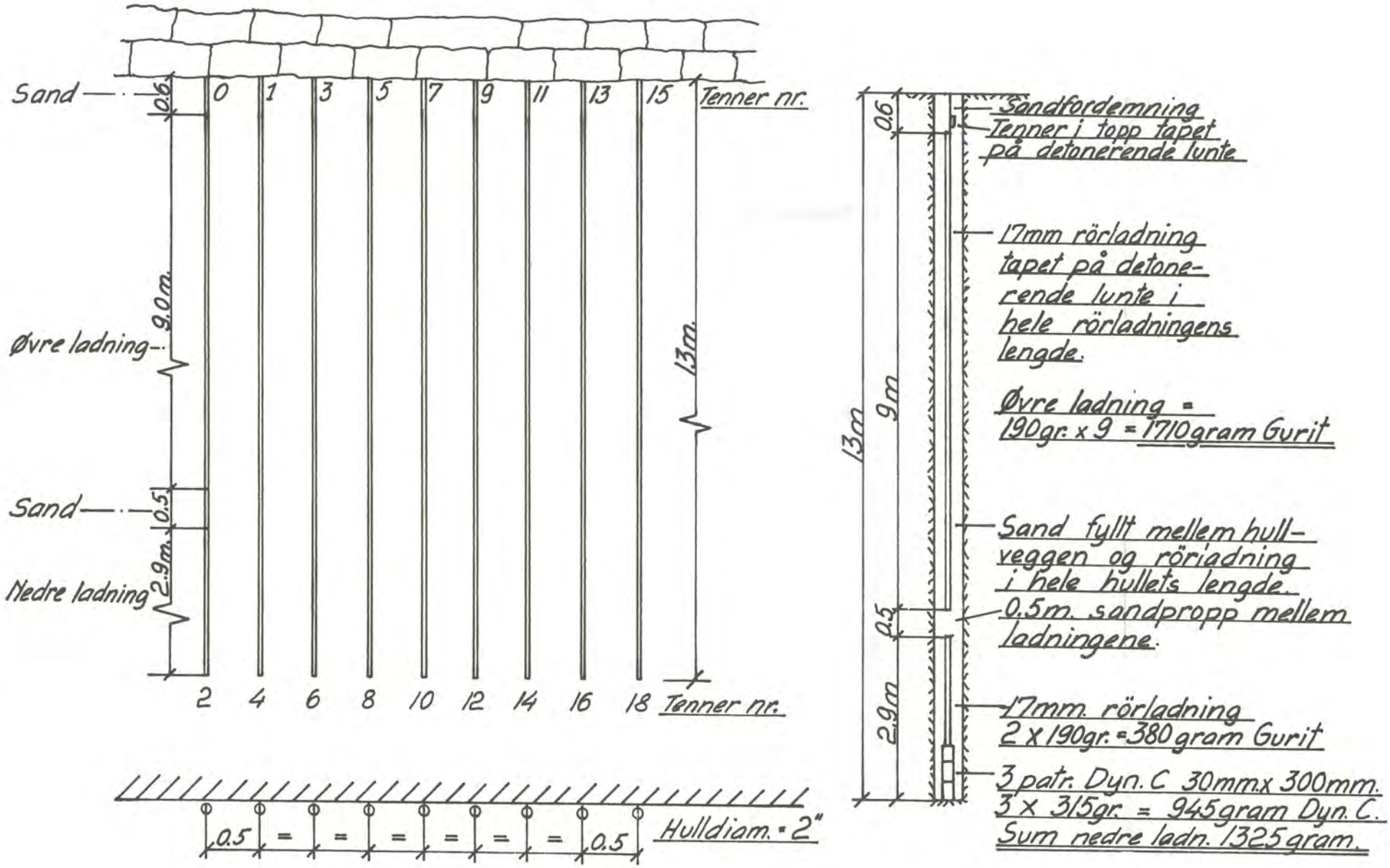

Sprengningshull-ladning vurdert
for hvert enkelt hull
2½" ø hull
Voll av fyllmasse for beskyttelse

Fig. 2



Presplitt mot Ruselökken skole. Tracet etter Grubernes Sprengstoffabriker A/S

XI

Fig. 3

Bilde 1.

RESULTATER FRA MÅLINGER AV SJOKKBØLGER I VANN

av

Sivilingeniør Torvald Sande
Trondhjems Elektrisitetsverk

RESULTATER FRA MÅLINGER AV SJOKKBØLGER I VANN.

Vi skal i dette foredrag søke å gi en oversikt over de målinger av sjokkbølger i vann som er utført i inn- og utland. Vi skal se på målinger fra Sverige, Amerika, Russland og på målinger utført ved Institutt for Vassbygging og Forsvarets Bygningstjeneste. Vi skal søke å få en oversikt over hva vi vet og hva vi ikke vet.

Selve det å måle sjokkbølger fra sprengninger i vann eller luft er så pass vanskelig at det bør overlates til svakstrømsingeniører. Sjokktrykket fra en undervannssprengning er i nærheten av sprengningsstedet meget stort og varigheten meget liten. Det å skaffe tilstrekkelig gode og pålitelige trykksonder er et problem. Videre er overføringen av signalene for trykk-tid-forløpet fra trykksonde til skriver og deretter nedskrivingen hver for seg problemer som krever et meget nøyaktig og påpasselig svakstrømsarbeid.

Ved vurdering av resultater fra måling av sjokkbølger må en være meget skeptisk innstilt overfor alle ledd i registreringsprosessen. Mulige feilkilder er mange og til dels uoversiktlige.

Som eksempel fra Amerika vil jeg vise til en avhandling fra University of Southern California. Dette arbeidet er et modellforsøk for måling av sjokkbølgers belastning på gipsplater. Sjokkbølgens trykk-tid-forløp er registrert og sammenholdt med skader på gipsplater. Fig. 1 viser gipsplater utsatt for sjokkbølger av forskjellig størrelse. Forsøk av dette slag vil kunne danne grunnlag for beregning av sjokkbølgers belastning på f.eks. betongkonstruksjoner.

Av tilgjengelige russiske arbeider har en et forsøk hvor en undersøker sjokkbølgens gang gjennom en marmorblokk. Hensikten med dette forsøk var å finne hvor stor del av energien i en

ladning går med til knusing og sprengning av fjellet, og hvor stor del av energien går til å danne sjokkbølger i vann. Fig. 2 viser oppstillingen. Det ble funnet en viss sammenheng mellom ladningsmengde, fordemning og trykkreduksjon. Omregnet til den ladningsmengde og fordemning en vanligvis har i praksis kom de til at det primære sjokktrykk ble redusert med 80-90% av hva den samme ladningen ville gitt fritt opphengt i vann.

I Sverige er det utført en rekke forsøk for måling av sjokkbølger i vann. Ansvarlig for størsteparten er Gunnar Lindh ved Kungliga Svenska Fortifikationsförvaltningen.

Som eksempel kan nevnes et forsøk for måling av sjokkbølger i en vannfylt kanal. Fig. 3 er et bilde fra denne modellen. Bildet er tatt rett etter at en ladning på 200 g TNT er detonert 1 m fra kanalmunningen. Resultatene viser at reduskjon av trykk og impuls utover fra sprengningsstedet ved sprengning i denne kanal ligger meget nær opp til de reduksjoner en får ved sprengning i fritt vann.

I denne kanal er det også gjort forsøk for å finne den trykkreduserende virkning forskjellige materialer har. En kan her nevne skumplast som et eksempel. Gunnar Lindh har funnet at en skumplastplate (skumplast med lukkede celler) av tilstrekkelig tykkelse (5 cm for ladninger på 50 g TNT) gir en reduksjon av det primære sjokktrykk på 98-99%. Dermed har en funnet frem til et meget godt alternativ til det ofte benyttede trykkluftgardin, nemlig skumplast med lukkede celler, skumgummi og materialer med lignende akustiske egenskaper.

Vi skal se litt på det som er gjort i Norge på dette felt. NTH og Forsvarets Bygningstjeneste har i samarbeid utført noen modellforsøk og en del målinger i marken.

Fig. 4 er bilde av en modell som undertegnede har benyttet. Oppstillingen er vist skjematisk i fig. 5.

Denne modell skulle søke å illudere forholdene ved tunnelutslag under vann. En ville søke å klarlegge sjokkbølgens gang i en helt vannfylt tunnel.

Det kan gjøres mange innvendinger mot modellforsøk av dette slag. En har for det første store måletekniske problemer. Dernest er modellen i høy grad også en materialmodell, idet en må ta hensyn til de dynamiske reaksjoner i modellens forskjellige komponenter. Røret som skal illudere tunnelen, er et stålrør med en endelig godstykkelse, mens en tunnel i fjell kan sies å ha en uendelig godstykkelse, og dette forhold vil ha en viss innvirkning på sjokkbølgens gang. På dette felt i mer enn i kanskje noe annet, må en være oppmerksom på detaljene og søke å justere teori og modellforsøk med målinger i marken. Modellforsøk har her likevel sin fulle berettigelse, ikke minst fordi forløpet i modellen er reproduserbart og at en derved har mulighet til å skille totalbildets bestanddeler fra hverandre.

Jeg skal ikke her gå nærmere inn på de enkelte resultater, men bare nevne at det viste seg å være en prinsippforskjell for sjokkbølgers reduksjon utover fra sprengningsstedet mellom sprengning i helt og sprengning i delvis vannfylte rør. Dette forhold må en dermed ta i betraktning ved sprengning i helt vannfylte tunneler.

Av det som er utført av målinger i marken kan nevnes:
a) måling av sjokkbølger ved sprengning av terskel i Våmarvatn (Tokkeanleggene) og b) måling av sjokkbølger i vannfylt tunnel ved sprengning av utslagspropp i Ørteren. (Uste-Nes-utbyggingen).

Utslagssprengningen i Ørteren skal vi se litt nærmere på. Det var A/S Høyer-Ellefsen som ville ha utført denne målingen for å få se hvor nødvendige de forskjellige sikkerhetstiltak hadde vært. Situasjonen går frem av Fig. 6. Før sprengningen ble tunnelen fylt med vann slik at vannstanden var den samme i lukesjakta som i magasinet. For å unngå den risikoen det var å sprenge mot luka var det støpt et betonghvelv nedstrøms lukesjakta. Dette betonghvelvet forårsaket noen praktiske vanskeligheter og en del kostnader. Spørsmålet var om en kunne unngått å støpe betonghvelvet ved ganske enkelt å senke luka og la luka ta sjokktrykket ? Resultatet fra målingene er vist i fig.6.

En ser at det maksimale sjokktrykk ved lukesjakta er 0.6 kp/cm^2, dvs. 6 m vannsøyle. Dette tilleggstrykk ville luka uten tvil kunne tåle. Det er å bemerke her at avstanden mellom sprengningssted og lukesjakt er uvanlig stor, slik at en ikke uten videre kan overføre konklusjonen til andre tunnelutslag.

Som en ser av fig. 6 ble det også plasert en målesonde inne i tunnelen ca. 125 m fra utslaget. Det ble her målt et maks.trykk på 2.4 kp/cm^2. På grunnlag av disse 2 punktene kan en sette opp formodet maksimaltrykk for hele tunnelen. Verdien av denne målingen er derfor meget stor.

Et annet spørsmål som naturlig melder seg i denne sammenheng er: hva skjer med en sårbar konstruksjon ved sjokkbelastning? Dette spørsmålet har en bare en viss oversikt over, (jfr.ref. 1 og 4). Generelt kan en si:

1. Et meget stort sjokktrykk av meget liten varighet vil gi små belastninger. (sjokktrykkets varighet $\ll$ konstruksjonens egensvingning).
2. Et sjokktrykk av en viss størrelse p og med en varighet av samme størrelsesorden som konstruksjonens eller en konstruksjonsdels egensvingning vil gi en belastning som tilsvarer et statisk trykk på 2p.

Det kommer her inn spørsmål som: konstruksjonens masse og egensvingning, de forskjellige konstruksjonsdelers egensvingning, dynamisk trykkstyrke og dynamisk strekkstyrke for stål og betong, flytespenningen for stål ved dynamisk belastning. Dette er alle sammen faktorer som en har bare begrenset kjennskap til.

I det teoretiske grunnlaget har en å gjøre med en rekke differensialligninger med et tilsvarende antall ukjente. Av største viktighet er det derfor å skaffe seg et erfaringsgrunnlag fra målinger i marken. Det foreligger her en rekke undersøkelser bl.a. for U.S.Navy. Men rapportene fra disse forsøk er "Classified" og derfor ikke tilgjengelige for oss, - noe vi bare må beklage.

En kunne ønske at kjennskapet til problemet sjokkbølger i vann var bedre og mer fullstendig. Jeg har i dette foredrag søkt å gi en kortfattet oversikt over hva vi har en viss kjennskap til og hva vi burde vite mer om.

Vi forstår alle verdien av å kunne forutsi med en tilfredsstillende grad av nøyaktighet en sjokkbølges trykk-tid-forløp i en bestemt avstand fra sprengningsstedet og den belastning denne sjokkbølgen gir på en gitt konstruksjon. En ville da kunne mane til forsiktighet og pålegge sikkerhetstiltak der det måtte være nødvendig, og til større dristighet der det kunne tillates.

LITTERATUR

1. Kim, Young C.: "The Dynamic Response of A Submerged Structure to An Impulsive Water-Shock Loading". Univ. of Southern California. 1965.

2. Lindh, Gunnar: "Tryckverkan vid sprängning av betongcylindrar i vatten". Kungl. Fortifikationsförvaltningen, Rapport nr. 111-17,1966.

3. Lindh, Gunnar: "Stötvågors utbredning i vattenkanaler". Kungl. Fortifikationsförvaltningen, Rapport nr. 111-5,1965.

4. Sande, T.: "Sjokkbølger i vann", Institutt for Vassbygging, NTH, 1966.

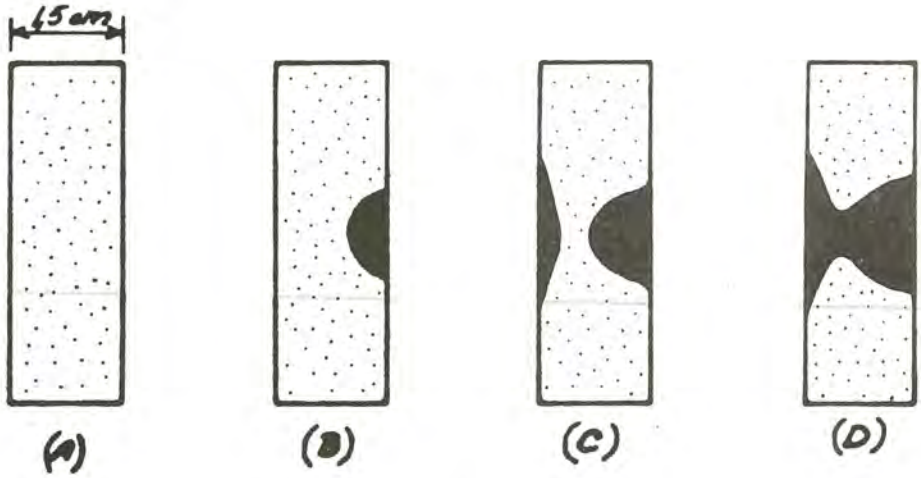


Fig. 1. Kraterdannelse i gipsplater

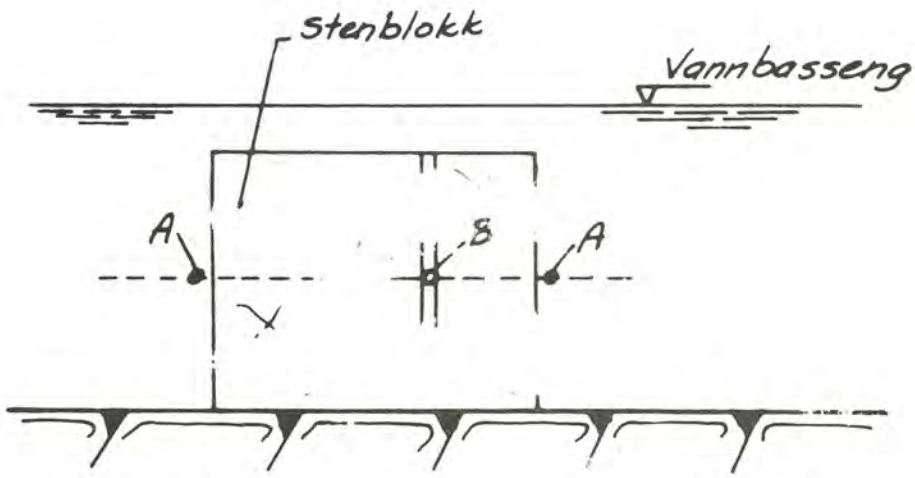


Fig. 2. Skjematisk skisse over oppstillingen ved det russiske forsøket.

A - piezoelektriske givere, B - TNT-ladning.

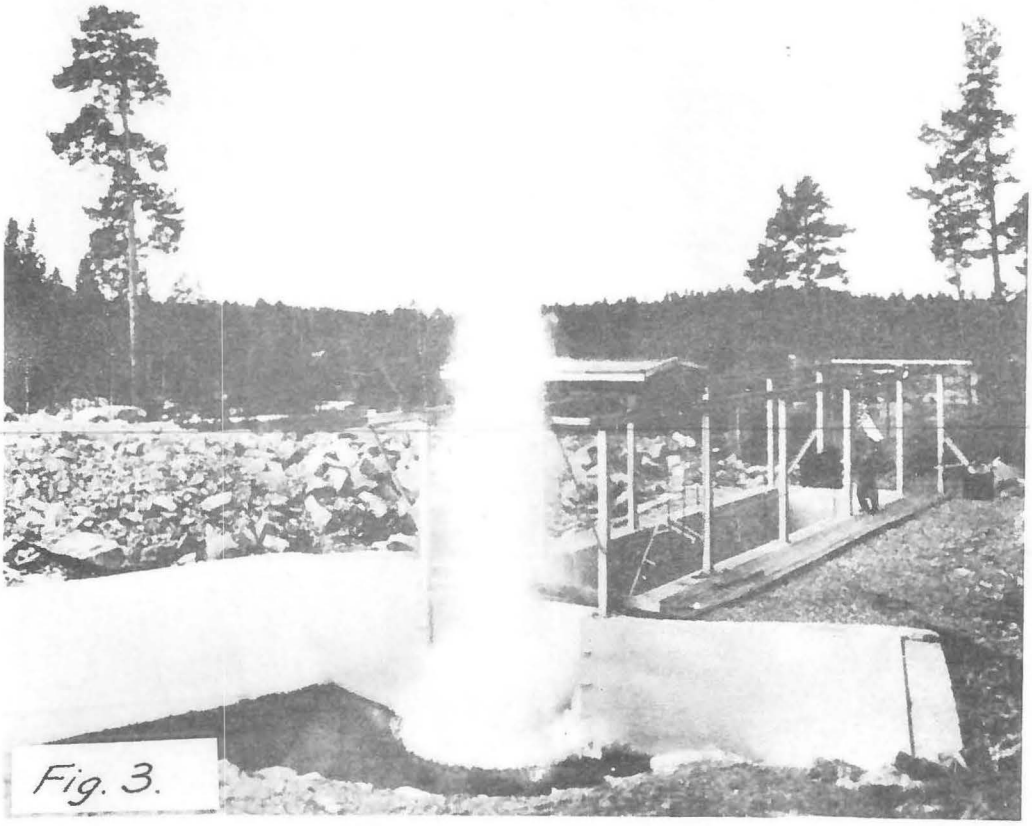


Fig. 3.

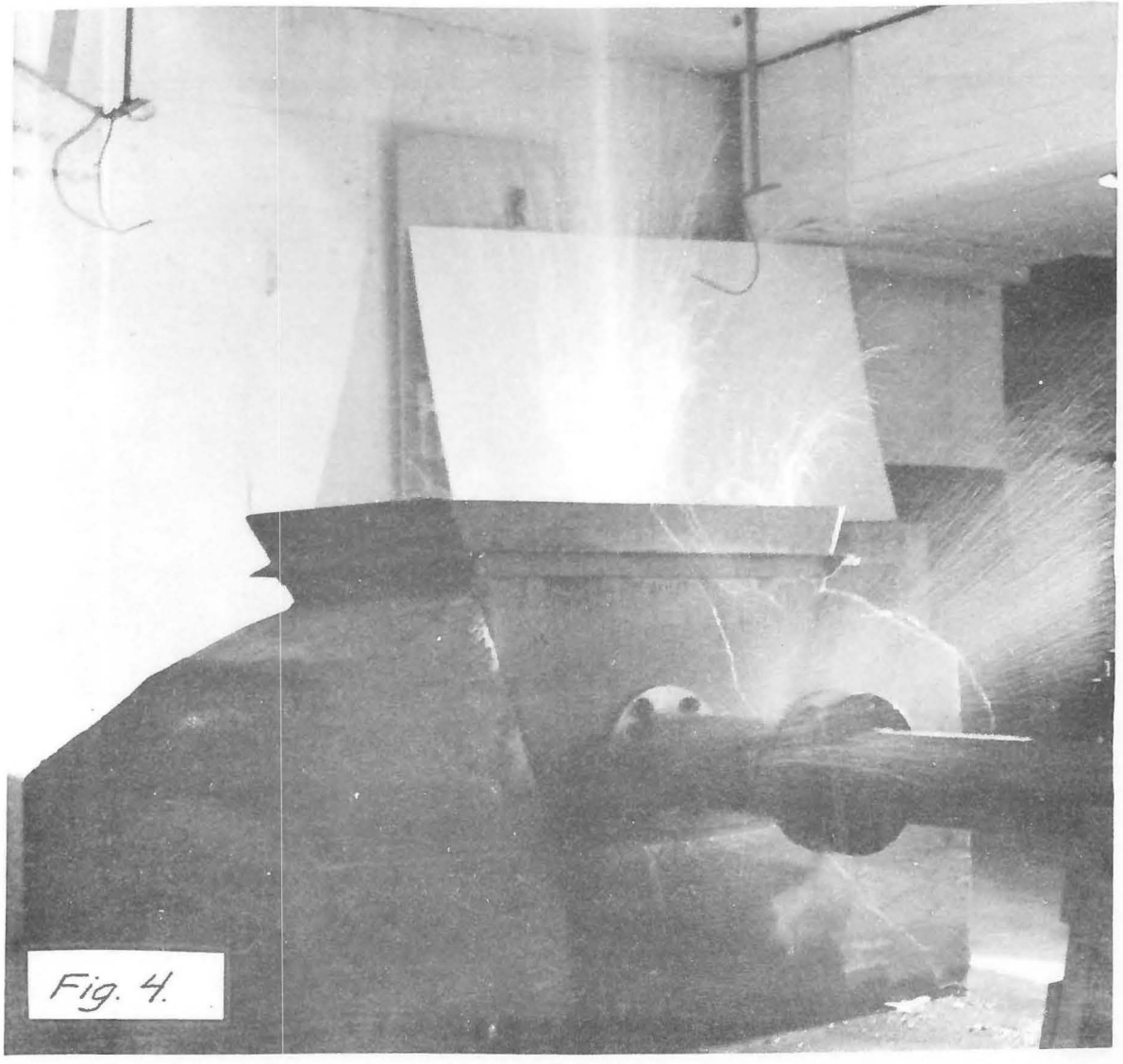


Fig. 4.

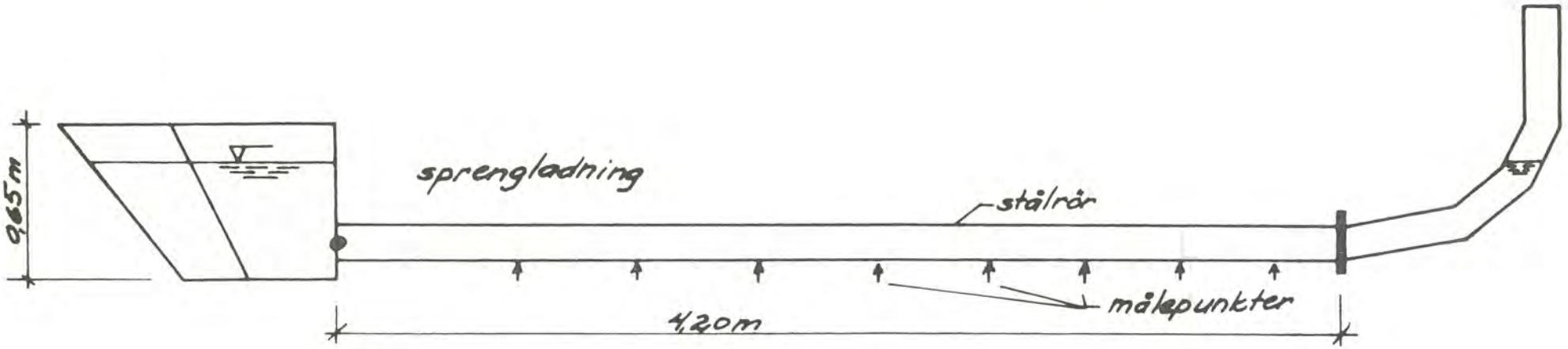


Fig. 5. Skjematisk skisse over oppstillingen ved forsök utfört ved NTH.

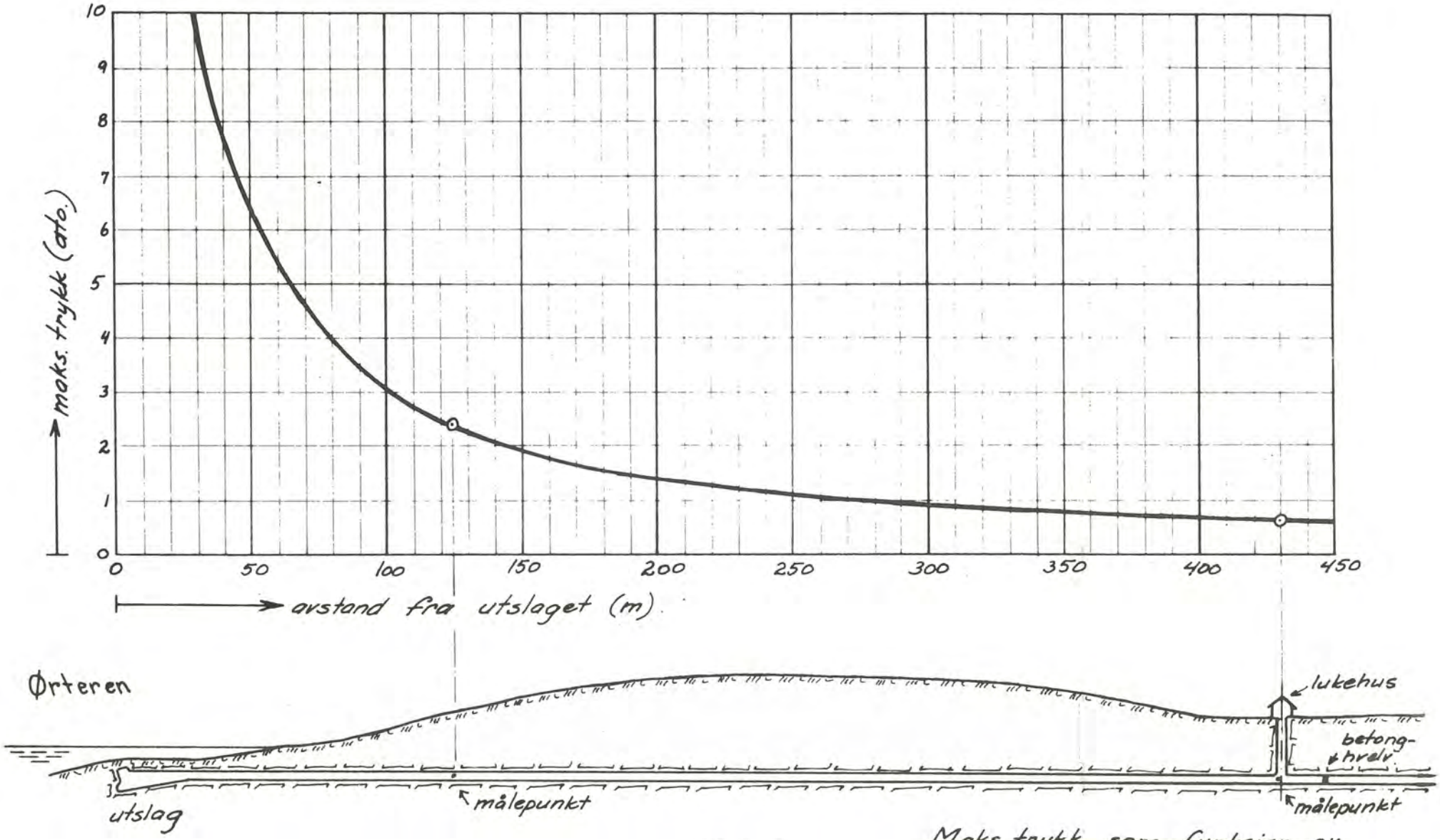


Fig. 6. Maks. trykk som funksjon av avstand fra utslaget.

TUNNELUTSLAG UNDER VANN OG SPRENGNING AV TERSKLER

av

Overingeniør L. Baumann

Grubernes Sprængstoffabriker

TUNNELUTSLAG UNDER VANN OG SPRENGNING AV TERSKLER

Fjorårets konferanse og dagens tidligere innlegg på denne konferanse har behandlet sjokkproblemene med undervannssprengninger. Jeg vil i forbindelse med noen utførte sprengninger kommentere disse og håper derved å kunne fremlegge ting av interesse. Som en innledning vil jeg gi noen generelle retningslinjer som etter min mening er av vesentlig betydning. Planleggingen og ikke minst detaljplanleggingen for en utslagssprengning må være grundig gjennomarbeidet. En av de første oppgaver er utarbeidelse av en borplan. Man må ha på det rene tykkelsen av det gjenstående parti før borplanen settes opp. En utarbeidet borplan må som regel revideres hvis det viser seg at entreprenøren har klart å sprenge seg lenger inn i proppen enn det profilet viser. Hvis innspenningen er stor, spesielt ved mindre profiler, kan tunneltverrsnittet økes noe ved selve proppen for på denne måte å oppnå en lettere sprengning. Proppens størrelse i m^3 øker, og dette må tas hensyn til ved utførelsen av gropen for stenmassene. Sprengstoffmengden pr. m^3 bør være rikelig. Det er i første rekke viktig at selve sprengningen blir vellykket. På den annen side kan en for stor "overladning" gi en unødvendig stor sjokkvirkning i vann. Ved ladningsberegningen må man vurdere tillatt sjokkbelastning på eventuelt nærliggende konstruksjoner, og så regne seg tilbake til den maksimale ladning pr. tennerintervall. Totalladningen vil være avgjørende ved helt dykkede sprengninger hvor de sekundære sjokkbølger får full virkning. Sekundærbølgenes størrelse reduseres hvis man kan få en luftpute under tunneltaket.

Hvor forholdene er slik at konstruksjoner kan skades av sjokkbølger, bør man fortrinnsvis anvende millisekundtennere i utslagssalver. Med halvsekundtennere er det større fare for at løsrevne ladninger ved en mulig bakoverbrytning kan detonere fritt i vann, hvorved sjokkbølgens størrelse øker i vesentlig grad.

Det nødvendige materiell til sprengningen må være på plass i god tid før ladearbeidet igangsettes. Det anbefales bruk av høyprosentig dynamitt, noe man vanligvis ellers ikke har på anleggene. Denne dynamitt må således spesielt bestilles. Videre må man ha en god hovedledning fra salven frem til skyteapparatet. Det har forekommet at man har benyttet vanlig mellomledning med 0.6 mm diameter hengende i så store spenn at det har vært fare for et mekanisk brudd. Ohmmeteret bør være av sølvkloridcelletypen, som tillater måling på stuff og måling av en enkelt tenner. Det blir aldri hverken tid eller anledning til å måle i sikker avstand hvis man skal bruke et ohmmeter med vanlige batterier. Isolasjonshylser med masse for vanntett isolering av skjøtene må ikke glemmes. En meget viktig ting er tennapparatet. Dette må ha stor nok kapasitet til å kunne avfyre salven. Ved avfyring av undervannssalver har det lett for å bli lekkasjestrøm, og en sikkerhetsmargin må man regne med. Apparatet må være i god stand og må dessuten kontrolleres før avfyring. Ved avfyring av en propp er gjerne alt teknisk hjelpeanlegg nedrigget og det elektriske opplegg for lys høyst provisorisk eller mangler helt. Det må således være tilstede på anlegget godkjente elektriske lykter for bruk i forbindelse med elektriske tennere.

Man må være oppmerksom på at enkelte borhull kan være sterkt vannførende p.g.a. gjennomboring eller slepper. Disse borhull kan bli vanskelige å lade. Det fins skjøtbare 25 mm plastrør som kan lades på forhånd, eller

man kan benytte et ladeapparat for dynamitt. Før ladingen tar til, må man kontrollere den utførte boring. Det viser seg ofte at borplanen ikke er fulgt i tilstrekkelig stor grad, og det er en fordel å kunne slippe å improvisere når de forskjellige tennernummer skal plaseres i borhullene. Alle borhull bør fordemmes. Som fordemning anbefales fordemningspropper som leveres i en egnet plast. Borhullene kan også igjenstøpes. Før fordemningen må salven være kontrollert, slik at det elektriske opplegg er helt inntakt.

Den første sprengning som jeg skal omtale, fig. 1, viser et utslag med meget stort profil. Proppens tykkelse var på ca. 4 m, og det utskutte tverrsnitt var på ca. 100 m^2. Vanntrykket på proppen var 8 m. Det var meningen å skyte mot nesten fylt tunnel for å bremse fremkastet av stenmassene. Imidlertid ble salven av en eller annen grunn skutt før tunnelen var tilstrekkelig fylt. Bjelkestengslet var 8" tykke bjelker. Lekkasjevann gjennom bjelkestengslet ble tatt ut gjennom lukene, som først ble firt ned like før sprengning. Det ble sprengt mot tørr luke. Sprengstoffmengden i denne salve var ca. 1,33 kg pr. m^3, og antall tennere var 210 stk. millisekund. Salven ble skutt, og det ble observert forholdsvis stor bølgebevegelse i vannet over utslagsstedet. Etter sprengningen fløt det opp i lukesjakten istykkerslåtte biter av det 8" tykke bjelkestengslet. Det som hadde skjedd var at det nedskutte store fjellparti, utsatt for vanntrykk, hadde falt fritt fra inntil 5 m høyde og ned i det 5 m dype basseng. Den bevegelsesenergi som derved oppsto i vannet med samtidig mulig "flyting" av sten, hadde knekket bjelkestenslet. Jeg antar at dette ikke hadde skjedd hvis man hadde ventet med avfyring til tunnelen hadde vært nesten fylt.

Den neste, fig. 2, viser et utslag i en mindre tunnel.

Fjellet var her meget sleppet med sterk vanngjennomgang. Man ønsket i dette tilfelle å skyte mot tom tunnel. Vanntilsiget var imidlertid så stort at gropen ble fylt. Selve sprengningen var vellykket, men en stor del av massene la seg opp mot bjelkestengslet. Det kan antas at sten p.g.a. stor hastighet tildels har hoppet på vannspeilet i gropen. En helt vannfylt tunnel hadde sikkert også i dette tilfelle vært en fordel. Når det gjelder selve ladingen av den viste vifteboring, er det ikke tilrådelig å lade alle hull likt ut. Sprengstoffkonsentrasjonen kan bli for stor ved stufflaten, med fare for overslag mellom ladningene. Tennernes plasering kan man også merke seg, idet disse er plasert et stykke opp i borhullet. Brytningen går tildels mot vannsiden, og kan forårsake bakoverbrytning. Det gjelder å hindre at tennere i ennu ikke detonert sprengstoff rives løs fra sprengstoffstrengen.

Fig. 3 viser sprengning av en propp i et lite tverrsnitt mot vannfylt tunnel. Luken kunne i dette tilfelle dras opp under avfyring, da hele tunnelen kunne fylles. Lukesjakten ble fylt til nivå med vannspeilet utenfor for å unngå svingninger i sjakten. Oppfyllingen av tunnelen tok 5 døgn. Det ble benyttet vanlige forsinkede tennere. Som en ekstra sikkerhet ble det koblet to helt uavhengige serier, slik at man hadde en reservemulighet. Ved avfyring var vannet i lukesjakten rolig, bortsett fra oppstrømmende gass etter sprengningen. Denne sprengning ble på alle måter vellykket.

Idag vet man endel mer om sjokkbølger i vann, og kan i langt større grad enn tidligere vurdere risikoen ved å skyte mot vannfylt tunnel med avstengte luker, hvilket i mange tilfeller er en fordel. Jeg skal så gå over til å omtale sprengning av et par terskler, idet man også her får frem noen erfaringsresultater.

Fig. 4 (foto) viser en terskel ved inntaket for en kraftstasjon. Innspenningen var relativt stor, og entreprenøren ønsket god fragmentering. For å beskytte betongkonstruksjonene ble det satt opp en vegg foret med sammenpakkede halmballer, fig. 5. Den gjennomsnittlige sprengstoffmengde var på 1.7 kg. pr. m^3. Bortsett fra at en høyspentledning like over sprengningsstedet ble klippet over og la distriktet i mørke noen timer, var sprengningen meget vellykket. Kanskje med noen overdrivelse uttalte dykkeren, som var nede etter sprengningen, at det ikke var større sten å se enn det han selv kunne bære. Til avfyring ble det benyttet tre Beethoven tennapparater p.g.a. det store skuddantall og lange tennerledninger. Salven ble koblet slik at de tre tennapparater avfyrte tre samtidig uavhengige serier. Som en ekstra sikring ble det benyttet detonerende lunte, sammenkoblet med tennere med samme nummer innen hver serie. Tidsforskjellen mellom salvene, som ble lagt ved siden av hverandre og hver med fritt utslag, ble på forhånd justert i en skytereol til å ligge under 25 millisekund. Avfyringen var vellykket, men metoden med sammenkoblede tennapparater er for risikofylt og bør ikke benyttes. Det fins på markedet idag store nok apparater til enhver avfyring.

En lignende oppgave var sprengning av en terskel med fangdam foran en ny dokk, fig. 6. For at ikke dokkporten skulle utsettes for skadelige påkjenninger, ble dokken fylt med vann og dokkporten delvis åpnet. Ved sprengningen ble fjellmassivet satt i sterk bevegelse, og det oppsto en kraftig bølgedannelse i vannet. Denne forårsaket at dokkporten ble løftet, og hengslene som ikke var beregnet for denne påkjenning, ble beskadiget. Her ble en konstruksjonsdel utsatt for påkjenninger som man ikke hadde tenkt på. Det var i det minste ikke noen nærliggende tanke for konstruktøren. I dette tilfelle

hadde det vært riktig å demontere porten før sprengning.

Det siste eksempel, fig. 7 og fig. 8, er en sprengning av en terskel ved en 100 m^2 avløpstunnel. Man hadde det problem at terskelen måtte sprenges før man var klar til å ta imot vannet i avløpstunnelen p.g.a. foregående montasje. Bjelkestengslet lå så nær sprengningsstedet at man ikke kunne ta sjansen på at stengslet ville holde. Det ble da støpt et 40 cm tykt hvelv inne i tunnelen ca. 100 m fra terskelen. Man antok etter tilgjengelige kurver og erfaringer ved bruk av luftgardiner at hvelvet kunne bli utsatt for et trykk på 2 - $2\frac{1}{2}$ kp pr. cm^2. Det var dengang ikke utført tilstrekkelige forsøk og målinger til at man kunne gi sikre data angående det virkelige trykk som ville oppstå. Man antok at trykkbølgene ville bre seg annerledes i en fylt tunnel enn i en åpen kanal eller et vann, og det skapte et uskikkerhetsmoment. Det ble benyttet to sett luftgardiner, hver bestående av perforerte plastslanger med 1 mm hull, senter til senter 25 mm. Lufttilførselen ble besørget av to 10 m^3 pr. minutts presser for den ene gardin og en 17 m^3 pr. minutts presse for gardin nr. 2. Disse gardiner ble plasert ca. 10 m fra hverandre og nær bjelkestengslet. Vårt resonnement med to sett var at gardin nr. 2 ville gi en reservesikring og muligens flate ut spenningstoppen ennu mer.

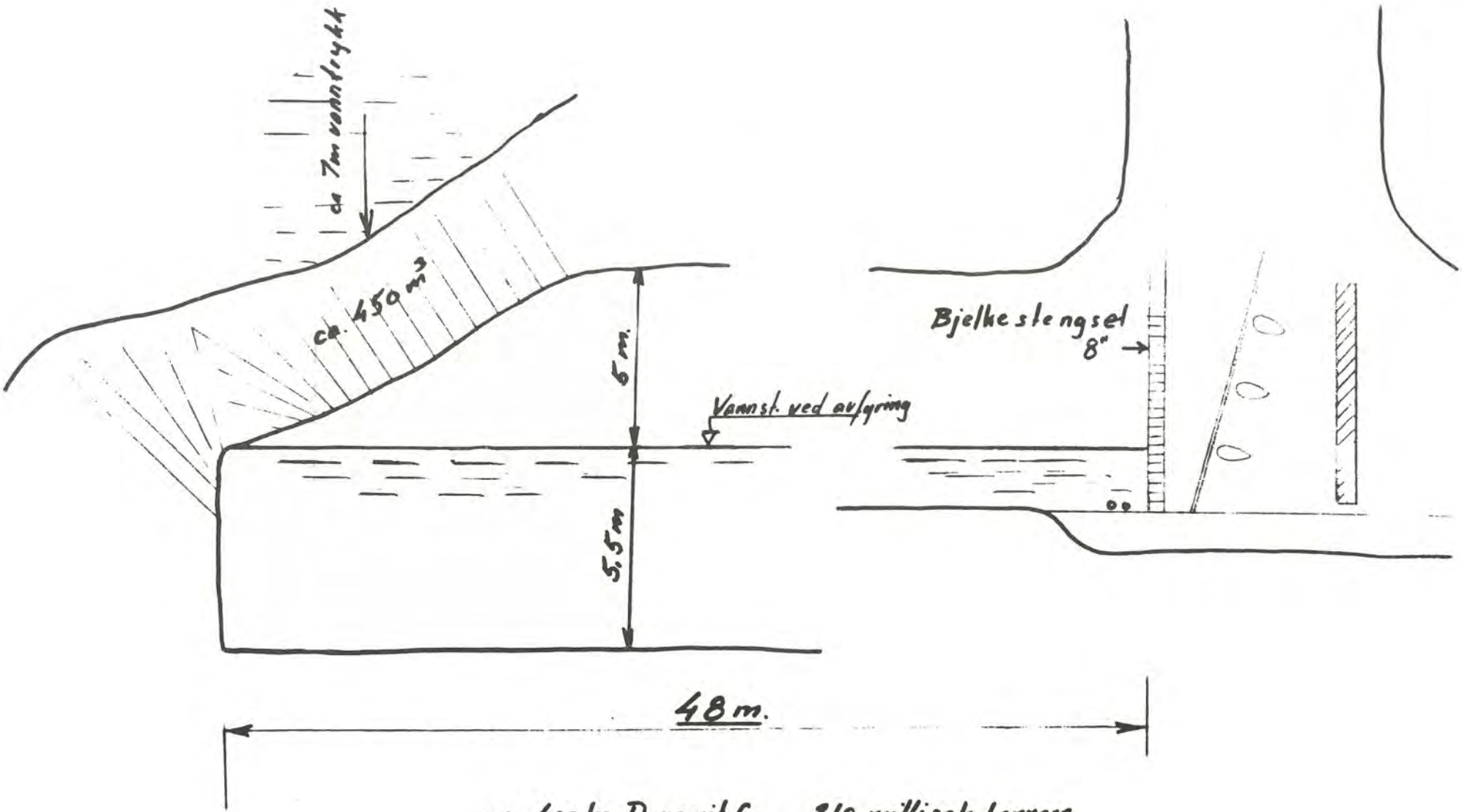
Proppens masse var omtrent 1800 m^3 og ble ladet ialt med 2700 kg dynamitt. På det øverste parti som vist på figuren, var den gjennomsnittlige ladningsmengde 1.2 kg pr. m^3, og det nederste parti med en ladningsmengde på 1.65 kg pr. m^3. Salven ble avfyrt med et Gyttorp tennapparat CI-2400 med en parallellseriekobling. Anleggets elektriker sørget for koblingen og isolasjon av skjøtene, som ble foretatt med hurtigforbindere. Salven ble meget omhyggelig og korrekt koblet. Sprengningen ble vellykket, fig. 9. 1 a 2 sten på 50 til 100 kg ble løftet opp i en

25 m høyde. Ved sprengningen oppsto igjen kraftige bølgeslag; som bl. a. slo istykker en jernbetongplattform ved bjelkestengslet. Platen var armert for belastning ovenfra og ikke nedenfra.

Jeg vil avslutte med at ved enhver undervannssprengning må man søke å danne seg et billede av hva som vil skje under sprengningen og like etter. Ved løsbrytningen av fjellet settes masser i bevegelse, og nye krefter slippes løs ved vannets bevegelse.

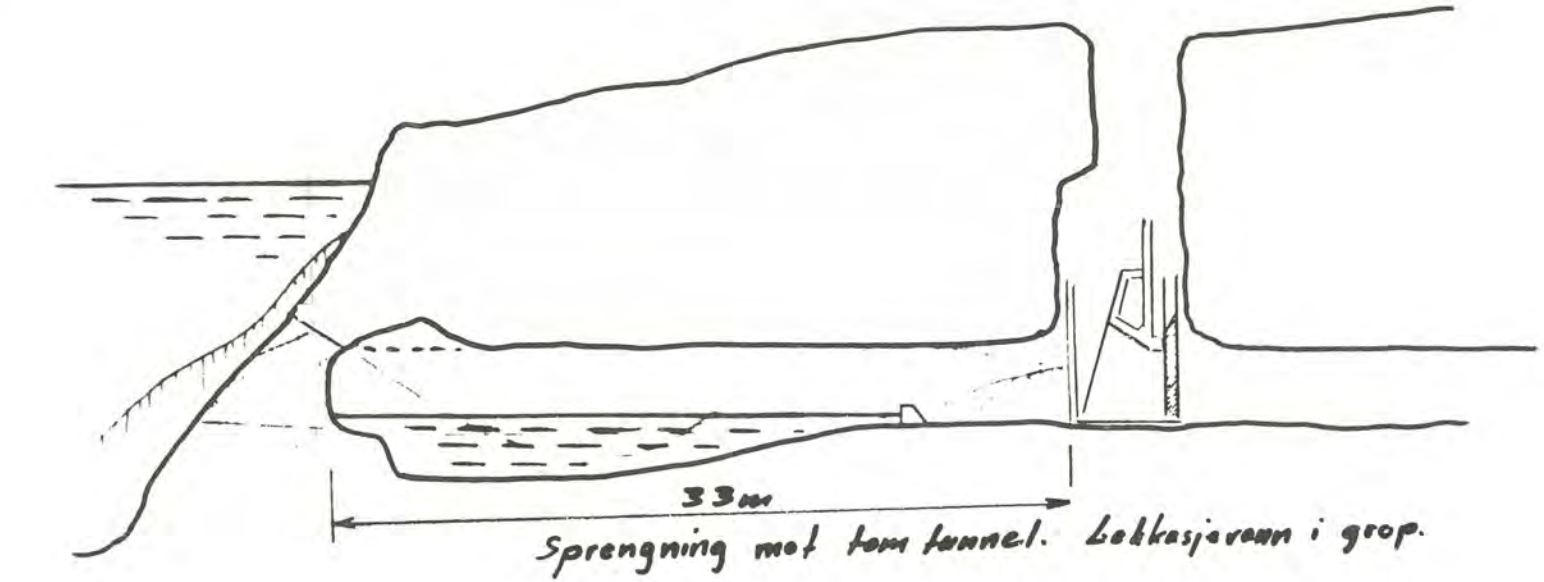
Videre utvikles store gassmengder ved sprengningen, og luft i tunnelen kan bli komprimert og svingninger kan oppstå.

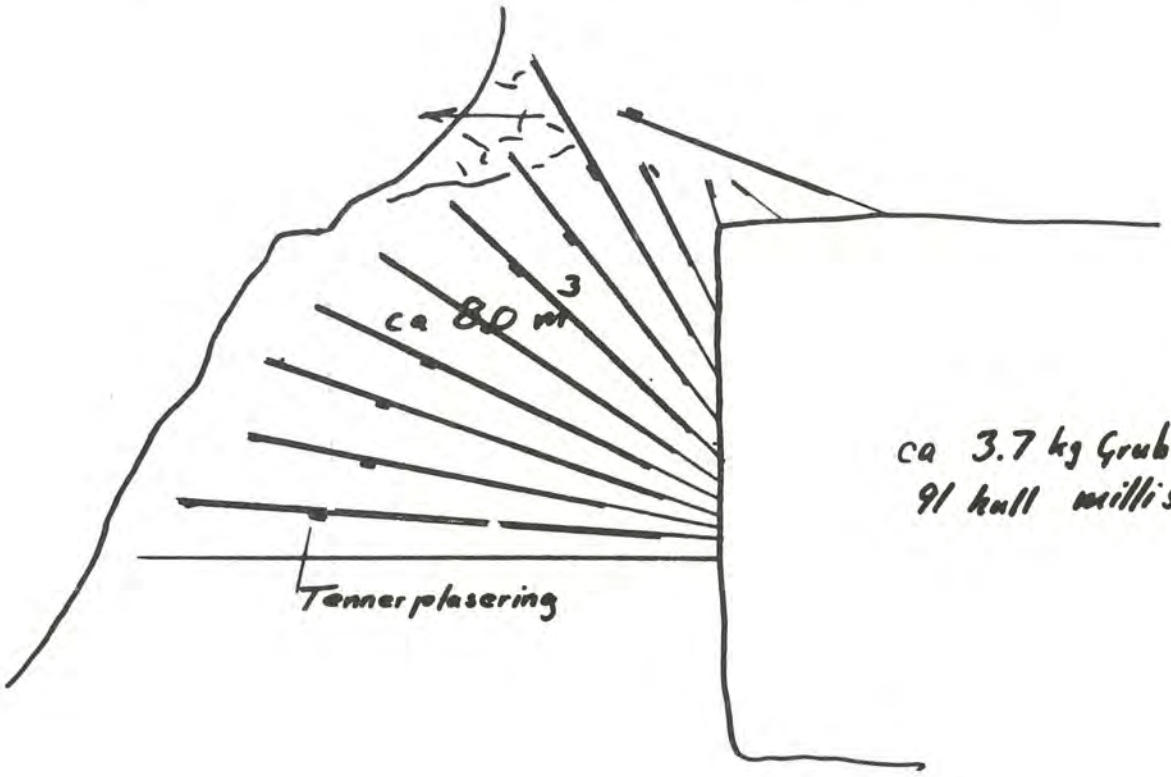
De arbeider som nå er utført ved NTH's vasskraftlaboratorium gir oss en verdifull hjelp ved planlegging av utslagssalver, og det blir sikkert med adskillig mindre uro man utløser skuddet ved neste utslag.



ca. 600 kg Dynamit C 210 millisek. tennere
1.33 kg D.C./m³

Fig. 1





ca 3.7 kg Grubedynamit pr m³
91 hull millisek. tennere

Fig. 2.

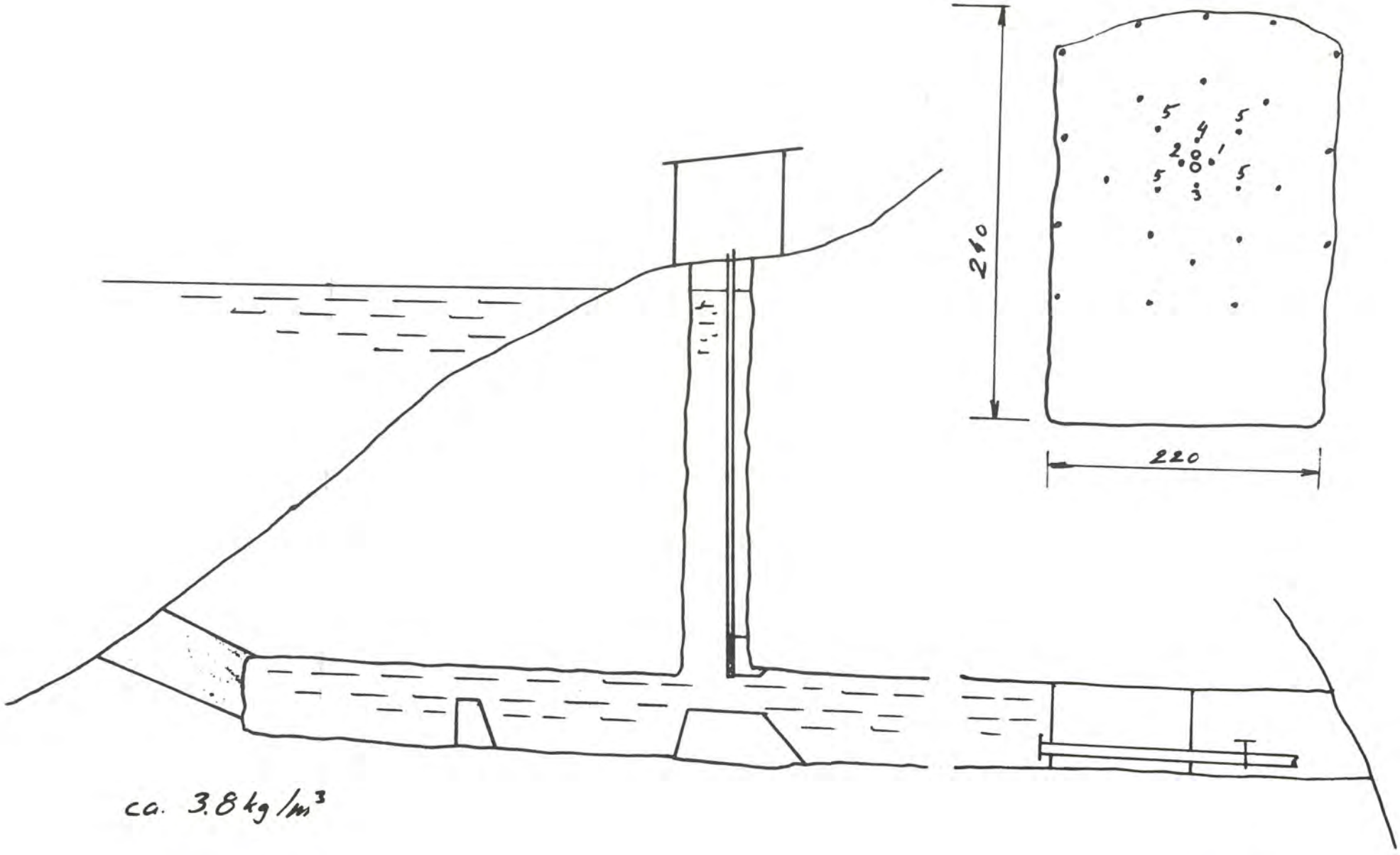


Fig 3

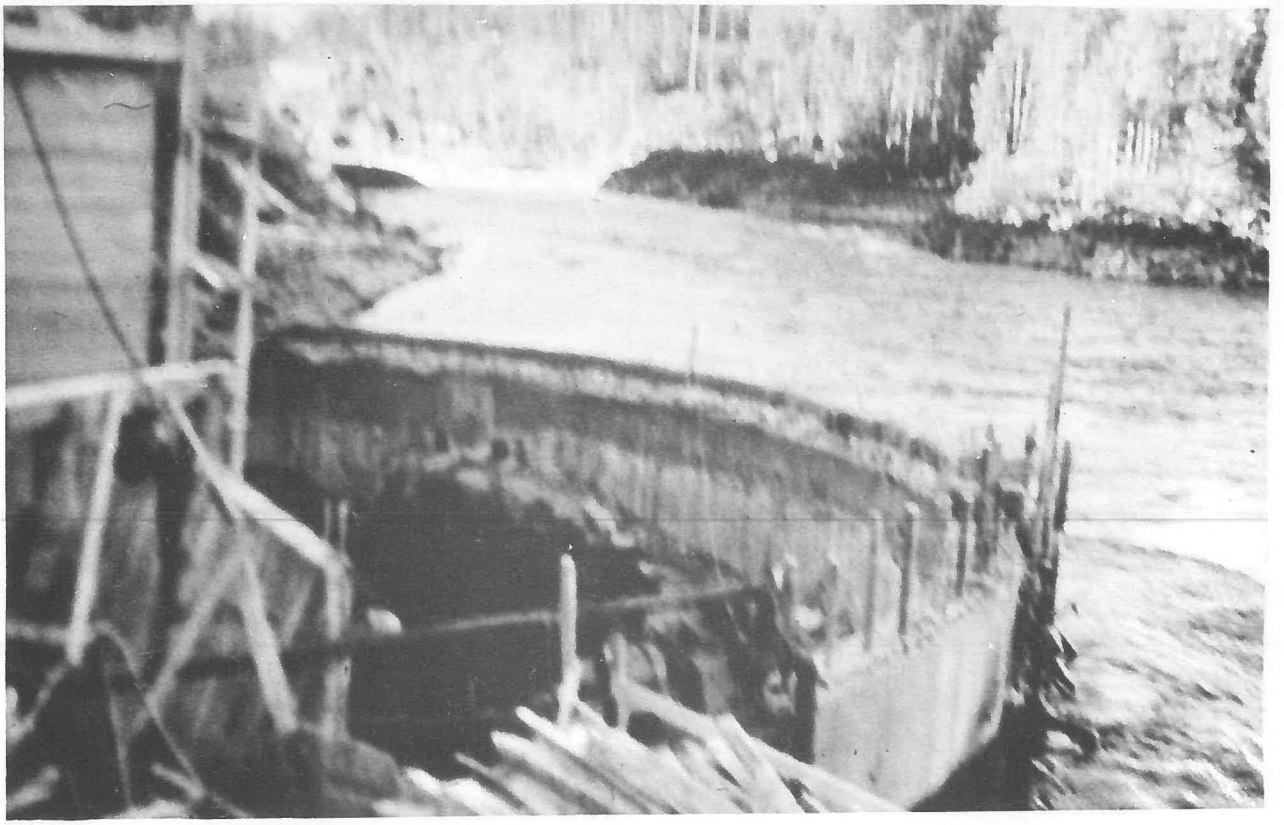


Fig. 4

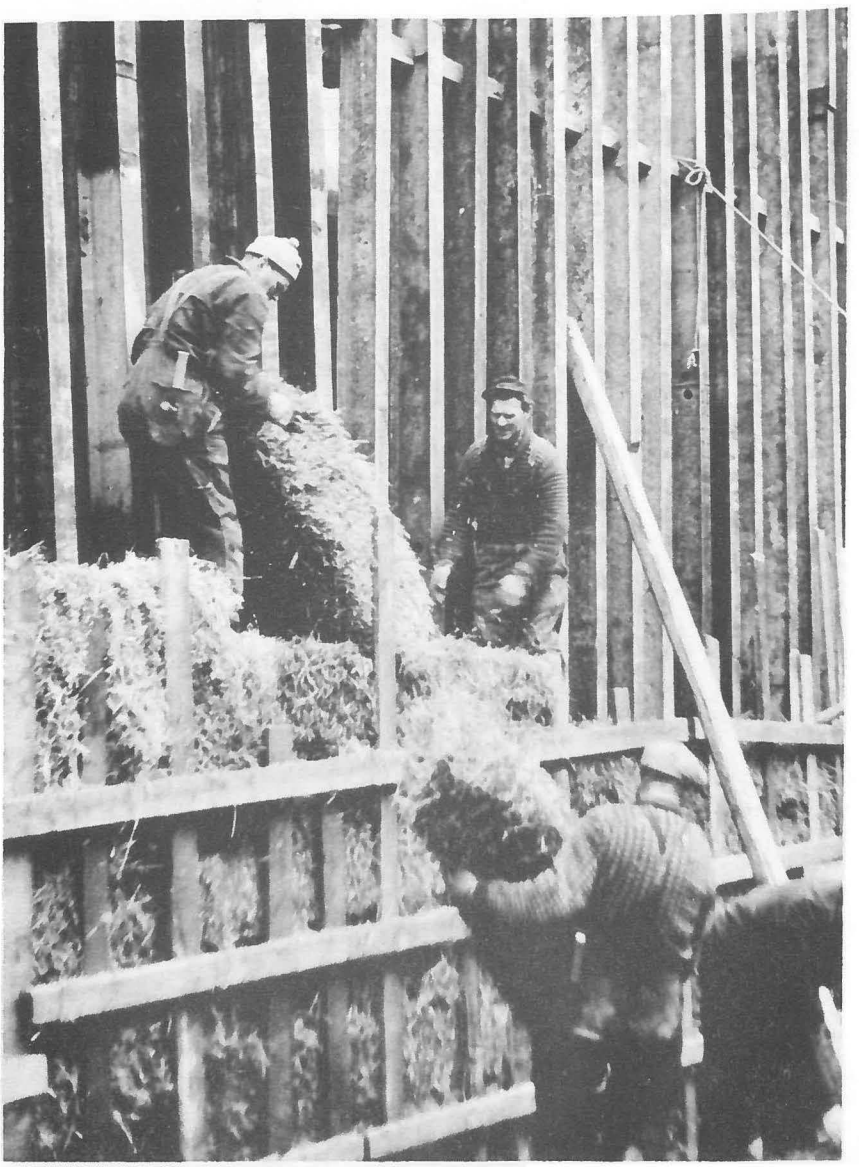
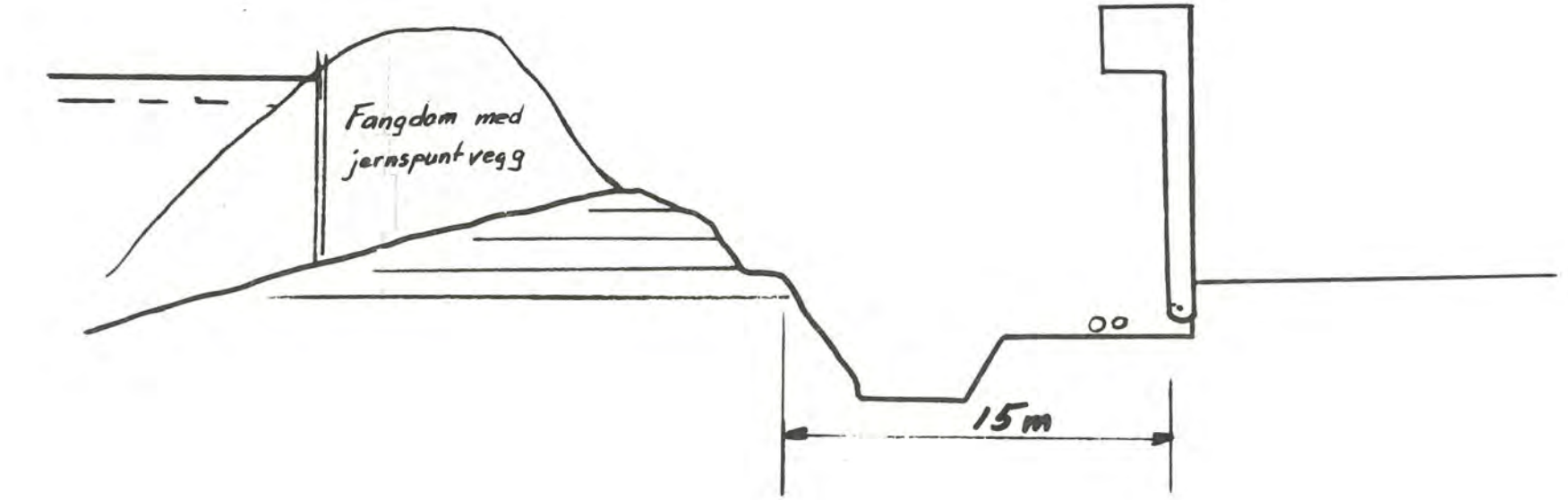


Fig. 5



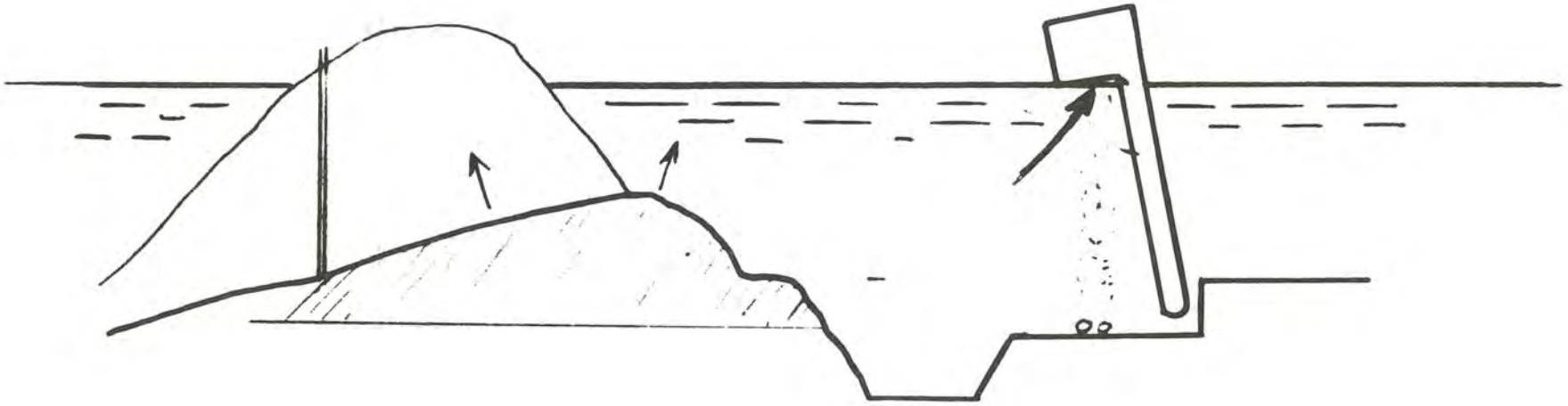


Fig. 6

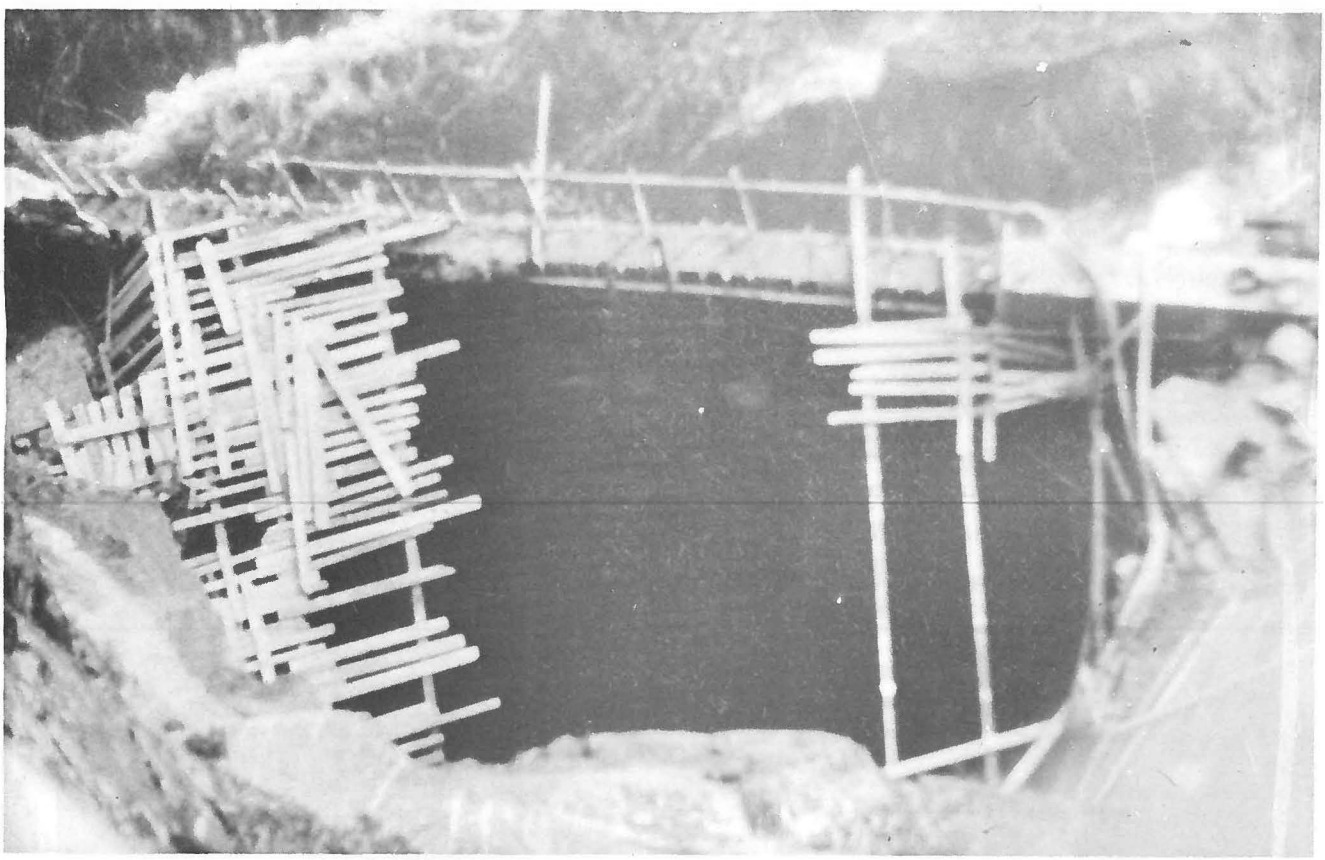


Fig. 7

Fig. 9

Totalladning: 2700 kg Grubedynamit
Max. ladning pr. intervall 200 kg.

Fig 8

BOBLEGARDINER FREMSTILT VED HJELP AV KRUTTGASSGENERATOR

av

Sivilingeniør Eirik Samuelsen

Norsk Sprængstofindustri A/S

BOBLEGARDINER FREMSTILT VED HJELP AV KRUTTGASSGENERATOR

Boblegardiner er som kjent brukt ved forskjellige anledninger for å dempe de sjokkbølger som forplanter seg i vannet utover fra en undervannsprengning.

En vegg av små luftblærer i vannet, populært kalt boblegardin, vil være vesentlig mere kompressibel enn vannet selv, og sjokkbølgens energi vil i første omgang opptas ved adiabatisk oppvarming av gassen i boblene. Dempningseffekten vokser med antallet bobler i sjokkbølgens forplantningsretning, og en god finfordeling av gassen er derfor betydningsfull. Dessuten faller boblenes stigehastighet kraftig med minskende bobblediameter, og effekten av den fordelte gass blir ytterligere øket.

En vanlig måte til å etablere slike boblegardiner, har vært å fordele trykkluft i vannet ved hjelp av utlagte perforerte plastrør. Det er da gjerne brukt 2 eller 3 stykker rør med diameter 2" eller noe større, med opptil 80 små hull pr. meter slange. Hvilke luftmengder en slik anordning dispergerer i vannet, varierer sterkt med vanndybde, halldiameter, rørdiameter, og hvilket trykk kompressoranlegget kan opprettholde i disse fordelingsslangene. Sannsynligvis har de aktuelle verdier ved forskjellige anlegg ligget både langt under og tildels betraktlig over 1000 liter pr. min. pr. meter rør.

Et sådant utstyr byr utvilsomt på visse ulemper. For det første er montasjen av røroppleggeт tidkrevende. Hva selve etableringen av gardinene angår, tar det en viss tid før luftboblingen er etablert langs hele det perforerte rør, og særlig ved noe ujevne bunnforhold, kan de

dypeste eller de fjerneste delene av rørledningen bare sent eller vanskelig bli effektiv. Hvis man dessuten med en noe knapp kompressorkapasitet vil forbedre forholdene ved bruk av en trykklufttank, er det fare for at dette reservoar brukes opp på de rørpartier som først trer i funksjon, og når endelig hele gardinet er etablert, er det ikke så intenst som forutsatt.

På denne bakgrunn har Norsk Sprængstofindustri undersøkt om boblegardiner for disse formål kanskje kunne fremstilles ved hjelp av kruttgassgeneratorer. Disse består i prinsippet av en kruttstang innspent i en stålsylinder. Ved antennelse brenner kruttet bare på stangens endeflate, og forbrenningen forplanter seg med en hastighet på ca. 5 mm pr. sek. Inne i generatoren har man da et trykk på 60 til 75 atmosfærer, og kruttgassen holder ca. 700° ved utstrømningen.

En slik generator vil gi en gassmengde som er direkte avhengig av kruttladningens størrelse, den vil ha en gassutviklingshastighet som er avhengig av kruttladningens tverrsnitt, og en brenntid som direkte avhenger av ladningens lengde. I praksis har man selvsagt visse begrensninger ved valg av ladningens dimensjoner, og det måtte treffes et valg angående hvilke lengdeenheter av boblegardinet en enkelt gassgenerator skulle mate. Dessuten var det opplagt at disse gasser, som i og for seg vel er noe kostbarere enn alminnelig trykkluft, bør dispergeres i vannet på best mulig måte. Til dette formål ble det da valgt en type porøse sinterrør, som til forskjellige formål har vist seg meget velegnet til en finfordeling av gasser i vann. Disse rør forekommer i separate enheter på ca. 1 meters lengde.

Det vi så har gjort, er å tilpasse en kruttgassgenerator til et slikt gassfordelingslegeme, og å forbinde dem til en bærbar enhet som skulle være lett å anbringe på bruksstedet.

Enhetene kan kobles sammen mekanisk, slik at et sammenhengende gardin er sikret, og de fyres da av ved hjelp av et tennapparat efter seriekobling av generatorenes tennere. Ved bruk av flere sådanne seriekoblede generatorer, vil gassutviklingen starte samtidig i alle disse 1 meters enheter, uavhengig av varierende bunnforhold, og utlegning av trykkluftledninger erstattes av en sammenkobling av vanlige tennledninger.

Vi har prøvet disse generatorer på forskjellige måter. For det første måtte vi bringe på det rene stigetiden for boblene, for å vite i hvor lang tid vi har et etablert boblegardin. Fra avfyring på forskjellige dybder til de første bobler når vannoverflaten har vi funnet stigetider som fremgår av fig. 1. Det sees at stigetiden øker noe mere enn proporsjonalt med dybden, det skyldes at på de større dyp dannes mindre bobler som ekspenderer merkbart og øker sin stigehastighet oppover mot overflaten. Som det også sees faller stigetiden for den største vanndybde forsøkene omfattet, 18 m, praktisk talt sammen med brenntiden for den generatortypen vi forløpig har arbeidet med. Dette innbærer at den ved bruk på f.eks. 15 m dybde bare gir ca. 10 sek. til disposisjon for avfyring av salven, ved 12 m har vi ca. 20 sek., og ved 8 m ca. 30 sek. til disposisjon fra boblegardinet blir synlig på vannoverflaten.

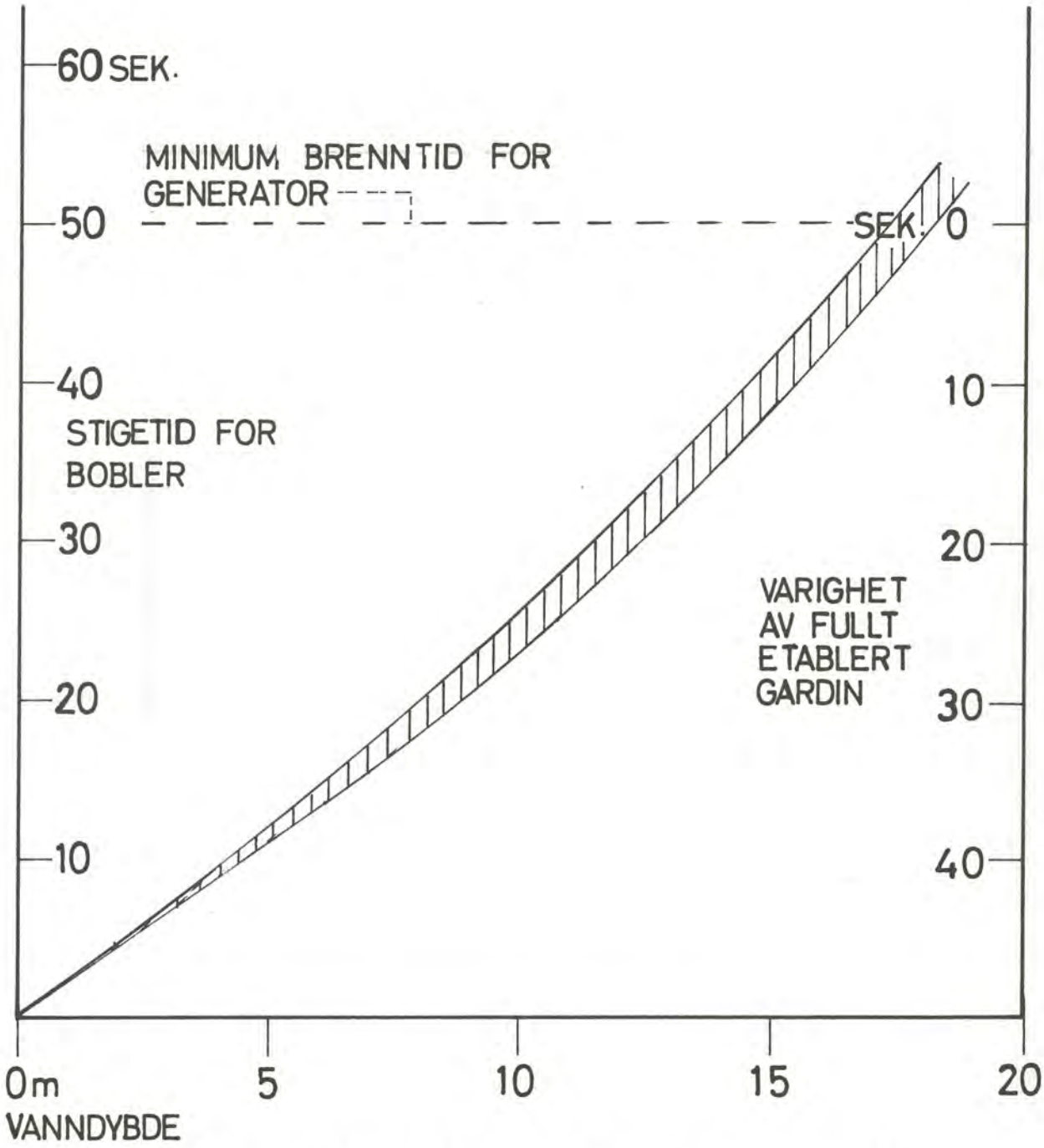
Videre har vi sett på hva avvikelser fra horisontal stilling har å si for dannelse av boblegardiner fra disse enheter. Det viser seg at opptil ca. 10° helling har denne en helt ubetydelig virkning på boblegardinets tetthet, ved 15° begynner gardinet å bli noe tynnere over den lavest liggende del av generatoren, og ved 20° er forskjellen i intensitet over den laveste og den høyeste del av generatoren godt merkbar.

Hvordan boblegardinet fra disse generatorer tar seg ut, vil best fremgå av noen filmopptak som skal vises i tilknytning til denne redegjørelse. Det som kanskje er mest karakteristisk, er vel den bredde eller tykkelse som gardinet får,

noe som vel må tilskrives den gode gassfordeling i vannet fra det porøse sinterrøret.

Endelig har vi forberedt større forsøk for å fastslå boblegardinets effekt som sjokkabsorberende tiltak. Disse forsøk vil bli utført ved månedsskiftet oktober/november, og resultatene vil bli gitt muntlig på konferansen. Disse forsøk går ut på å måle sjokkbølgenes intensitet foran og efter et boblegardin som er etablert i sundet mellom to holmer i Oslofjorden. Ved den ene enden av sundet regner vi med å avfyre sprengladninger av størrelse fra 30 g til 30 kg, og trykkforløpet vil registreres ca. 5 m foran og ca. 5 m bak gardinet. Disse målinger vil bli utført av kapt. A. Jenssen ved Forsvarets Bygningstjeneste, som vi ved denne anledning vil takke for denne verdifulle bistand i saken.

Forøvrig vil Norsk Sprængstofindustri A/S også takke Raufoss Ammunisjonsfabrikker, Forsvarets Forskningsinstitutt, og Sjøforsvarets Dykker- og Froskemannsskole ved Haakonsvern, for verdifull assistanse.



STIGETID FOR GASSBOBLER OG VARIGHET AV FULLT ETABLERT GARDIN FRA EN KRUTTGASS-BOBLEGENERATOR, SOM FUNKSJON AV VANNDYBDER DEN PLASSERES PÅ.

Fig. 1

REGLER FOR BEHANDLING OG LAGRING AV SPRENGSTOFF PÅ ANLEGG OG I GRUVER

av

Overingeniør Torstein Petersen

Statens Sprengstoffinspeksjon

REGLER FOR BEHANDLING OG LAGRING AV SPRENGSTOFF PÅ ANLEGG OG I GRUVER

Innledning

Det er gitt en lang rekke offentlige bestemmelser i tilknytning til eksplosiver. Bestemmelsene finnes i ildsfarlighetsloven, våpenloven og arbeidervernloven og i forskrifter og retningslinjer til disse lovene. Man har blant annet bestemmelser om kjøp og salg, om transport, om lagring og oppbevaring, om bruk samt også endel spesielle bestemmelser om krav til eksplosivene, merking, uskadeliggjørelse osv. Jeg skal i denne forbindelse bare komme inn på de regler vi har om behandling og lagring av sprengstoff.

Behandling av sprengstoff

De offentlige bestemmelser om behandling av sprengstoff, krutt og tennmidler er i hovedsaken gitt i "Regler for bruk av sprengstoff". Reglene er fastsatt av departementet 25. april 1952 med hjemmel i arbeidervernloven av 19. juni 1936 og mellombels lov om arbeidsvilkår for arbeiarar i jordbruket av 3. desember 1948 samt kgl. resolusjon av 22 desember 1939. Reglene er således ikke knyttet til den nå gjeldende arbeidervernlovgivning. Reglene er endret to ganger i det senere, nemlig 14. juni 1960 og 16. april 1964.

De første offenlige bestemmelser om bruk av eksplosiver er, etter det jeg kjenner til, gitt 23. desember 1910. Nye regler ble fastsatt 7. september 1940, men det går godt an å kjenne igjen reglene fra 1910 selv om det selvfølgelig er kommet til en god del nye ting. Reglene fra 1940 er revidert i 1945 og 1952 og det er derfor i store trekk de samme regler som gjelder idag som før krigen - for ikke å si idag som i 1910.

Med den bakgrunn som de gjeldende reglene har, er det klart at de legger vekt på og inneholder detaljerte bestemmelser om

mange forhold som idag er svært lite aktuelle - f.eks. om frossent sprengstoff, om opptining, om grytebrenning og alt for meget om luntetenning i forhold til sprengning med elektrisk tenning.

Man savner på den annen side krav om godkjennelse av sprengningsutstyr slik som måleapparater, tennapparater, skyteledning etc. Det er ikke gitt forholdsregler angående sprengstoff i borstål, om foringsrør, delladninger, ladelodd og ellers kan nevnes ladning i varme masser, sikkerhetsregler for skyting nær kraftlinjer, nær utstyr som utstråler radioenergi, om lynvarslere osv. Det finnes ikke regler for detonerende lunte, det er lite om dekningsmateriale og etter min mening for svake regler om varsling og avfyring av salver. Pussig nok er reglene også lite tilfredsstillende når det gjelder sprengning med krutt selv om krutt som sprengstoff var kjent lenge før de sprengstofftyper som er alminnelige i dag. De eldste bestemmelser vi kjenner om krutt er gitt i 1776.

Spørsmålet om å revidere "Regler for bruk av sprengstoff" er tatt opp. Så voldsom som utviklingen har vært på det sprengningstekniske område i det senere, har det etter Sprengstoffinspeksjonens mening liten hensikt å revidere de gjeldende bestemmelser. Det er påkrevet med nye bestemmelser, men det synes uklokt å binde seg til det mønster for reglene som man har i de gjeldende bestemmelser. Sprengstoffinspeksjonen arbeider med et utkast til regler for sprengingsarbeid. Reglene blir meget omfattende og det måtas opp til nærmere drøftelse om reglene skal fastsettes som bindende forskrifter eller om det skal være retningslinjer som har som bakgrunn en enkel bindende forskrift. Det synes for meg å være mest naturlig å velge det siste.

Regler for bruk av sprengstoff

Selv om man er oppmerksom på at det er mangler ved de gjeldende regler, og selv om nye regler er under arbeide, er det de regler som gjelder som man må holde seg til. Det vil føre

for langt å komme inn på de enkelte bestemmelsene i detalj og det vises til reglene. Jeg skal her fremheve endel av de sentrale bestemmelser; også de som det har stått strid om.

Det blir ofte hevdet at det er feil ved sprengstoff, fenghetter eller lunte når det skjer ulykker. Det kan være grunn til å understreke at "Regler for bruk av sprengstoff" pålegger Sprengstoffinspeksjonen å godkjenne sprengstoff og tennmidler som skal brukes til sprengningsarbeid. Det har ytterst sjelden forekommet feil ved materiellet, og siden lunten ofte får skylden ved sprengningsulykker, kan det nevnes at det ved jevnlig kontroll ikke er påvist feil ved de luntetyper som nå er på markedet, i de siste 10 - 15 år.

Det er skytebasen som er ansvarlig for oppbevaring og utlevering av sprengstoff på arbeidsplassen, mens arbeidsgiveren er ansvarlig for at tilfredsstillende oppbevaringssted for sprengstoffet - blant annet tilstrekkelig antall ammunisjonskasser - forefinnes.

Sprengstoff må aldri oppbevares i spiserom eller i hus eller brakke som brukes som oppholdsrom eller arbeidsrom. Oppbevaringsrommet må ikke ha ildsted i bruk. Det er en selvsagt ting at det ikke må røykes eller nytes alkolhol ved arbeid med sprengstoffer, og reglene slår fast at det heller ikke må nytes alkolhol like før arbeid med sprengstoff.

Sprengstoff og fenghetter - vanlige og elektriske - må alltid oppbevares eller transporteres adskilt, men i de godkjente kassene er det egne rom for tennmidler og kassene er slik konstruert at sprengstoffet ikke vil eksplodere om fenghettene skulle gå av. Det finnes i dag to typer godkjente kasser: Modell 36 for 25 og 50 kg sprengstoff og T-503 for 2.5 kg sprengstoff.

"Regler for bruk av sprengstoff" gjør rede for de typer sprengstoff som brukes til sprengingsarbeid og for merkingen av disse. Siden "Regler for bruk av sprengstoff" ble utgitt har det kommet til to nye typer sprengstoff, nemlig ammoniumnitrat/

oljesprengstoffene og "slurry"-sprengstoffer. Begge disse typer er sikkerhetssprengstoffer.

Det kan være verd å nevne at AN/olje-sprengstoff kan tillates fremstilt på arbeidsplassen. Det er også gitt regler om frossent sprengstoff og om opptining av dette, men disse bestemmelser har liten aktualitet i dag.

Ladning og skyting må bare utføres av øvede skyttere eller under direkte tilsyn av slike eller av personer over 18 år som er spesielt opplært til det, og godkjent av den ansvarshavende.

Man skal aldri være alene under bruk av sprengstoff.

Brukes det lunte til sprengningsarbeid skal brenntiden kontrolleres. Brenntiden på de luntene som brukes idag skal være 110 - 120 sekunder pr. meter. Lunten skal alltid være minst 1 meter og skal dessuten være så lang at den rekker 10 cm ut av borhullet. Bare ved brenning og ved påleggsskyting - (altså ikke sprettskyting) - kan brukes ned til 50 cm lunte og da også lunte som er kortere enn borhullet.

Det må vises stor omhyggelighet vedistandgjøring av lunte og fenghetter samt tennpatroner. Her ligger kilden til en rekke feil som kan føre til forsagere og vanskeligheter ved sprengningen. Lunten kan være våt, fenghetten kan være våt, lunten kan være skåret på skrå, fenghetten kan være plassert skrått i tennpatronen slik at den kommer i beknip eller endog rives løs ved innføring av tennpatronen.

Det siste kan forekomme ved tennpatroner med elektrisk tenning. De viktigste feilkildene ligger her allikevel i tenningssystemet, og det må understrekes at det utvises nøyaktighet ved kobling og kontroll av salven.

Elektriske tennere bør bare tennes ved hjelp av tennapparat av en anerkjent type. Batteri og strøm fra lysnett er tillatt brukt, men innebærer så mange muligheter for feil at det må advares mot bruken. I ennå større grad gjelder dette hjemme-

lagede tennapparater.

Tennapparatet må være i skytebasens forvaring slik at ingen andre kan bruke det. Etter bruk må tennledingen frakobles, og apparatet må utlades. Dette siste er viktig idet det kan være restladninger på apparatet. Det vises til bruksanvisning som må følges nøye.

Kontroll av det elektriske opplegget til en salve må bare foretas med kontrollapparater (ohmmetere) av anerkjent type og som er særskilt bestemt til dette bruk og som er i full stand. Kontrollen må ikke foretas før alle er kommet i dekning.

Dersom det brukes måleapparat som er forsynt med et spesielt batteri (sølvkloridcelle) er det ikke nødvendig å søke dekning. Samme måleapparat tillates også brukt til måling av en enkelt tenner i kretsen. Dette apparatet virker ikke tilfredsstillende ved lavere temperaturer enn + 8 - 10°C og må oppbevares temperert - f.eks. i lommen.

En salve som er ladet, men ikke kan avfyres straks, må aldri forlates uten tilsyn. Må salven stå i lengere tid må det sørges for vakthold.

Det må alltid varsles før avfyring. Ligger bolighus eller lignende i nærheten av sprengningsstedet bør folk der varsles særskilt for hver sprengning. Hvis det skytes nær jernbanelinje, offentlig veg, telefon - eller telegraflinje, elektrisk kraft - eller lysledning eller transformator bør vedkommende offentlige etat eller vedkommende elektrisitetsverk være underrettet.

Det må settes ut poster på alle steder hvorfra det kan ventes at folk nærmer seg sprengningsstedet. Særlig viktig er dette i sterkt beferdet strøk, men også ved slike sprengninger som sprengning av grøft med grøftedynamitt er det en nødvendighet.

I tabellen er gjengitt de sikkerhetsavstander som Sprengstoff-inspeksjonen anbefaler brukt. Med mengden forstås den totale mengde eksplosiver som oppbevares slik at den kan omsettes under ett. Avstanden er den korteste avstand fra opplaget av eksplosiver til bebyggelse eller kommunikasjonslinjer.

Tabell over sikkerhetsavstander

Maksimum-kvantum	Avstand i meter til		Avstand i meter mellom magasiner	
	Beboelseshus, kirke, skole, fabrikk, o.l.	Offentlig vei, jernbane, kai for rutegående skip o.l.	Udekket	Dekket
100	100	60	27	13
250	135	80	35	18
500	170	105	45	23
1 000	215	130	60	30
2 000	270	165	72	36
3 000	310	190	85	42
4 000	340	205	90	45
5 000	370	220	100	50
6 000	390	235	105	53
7 000	410	250	110	55
8 000	430	260	115	58
9 000	450	270	120	60
10 000	465	280	125	62
15 000	530	320	145	72
20 000	585	350	160	80
25 000	630	380	170	85
30 000	670	400	180	90
40 000	735	445	200	100
50 000	800	480	215	107
100 000	1 000	600	270	135

Tabellen angir de avstander som i de fleste tilfelle anses tilstrekkelige. Hvis dekningsforholdene er spesielt gode, f.eks. fjell, kan kortere avstander godtas. På den annen side kan det ved dårlige eller uheldige dekningsforhold forlanges større avstander enn tabellens.

Som fullverdig dekning regnes for bebyggelse og trafikkårer naturlig dekkende terreng eller tett skog mot lageret.

Tabellens avstander kan tillates redusert noe for enslige bolighus og for lite trafikerte ferdselsårer. Det anbefales at man konfererer med Sprengstoffinspeksjonen.

I tabellen er angitt dekket og udekket sikkerhetsavstand mellom magasiner. Som fullverdig dekket anses magasin som er omgitt av voll eller som er dekket ved naturlig terreng. Skog godtas vanligvis ikke som fullverdig dekning i dette tilfelle.

Sikkerhetsavstander ved lagring av fenghetter - vanlige og elektriske-kan tas ut av tabellen idet man regner at en fenghette inneholder 2 g eksplosiver. 50 000 fenghetter tilsvarer således 100 kg eksplosiver.

For endel spesielle anlegg kreves særskilte sikkerhets-avstander:

Sykehus. Til sykehus av enhver art vil som regel bli krevet større sikkerhetsavstander enn det som fremgår av tabellen. Avstanden vil være avhengig av en vurdering i hvert enkelt tilfelle.

Tankanlegg for brannfarlige væsker. Ved plassering av opplag av eksplosiver i nærheten av tankanlegg vil sikkerhetsavstanden være avhengig av typen tankanlegg og det må konfereres nærmere med Sprengstoffinspeksjonen.

Kulturminnesmerker, muséer, endel offentlige bygninger, fyr og fyrlykter. For disse gjelder det samme som nevnt under sykehus.

Konklusjon

Jeg har villet gi en oversikt over de bestemmelser som gjelder på området behandling og lagring av eksplosiver. Bestemmelsene finnes gjengitt i heftene "Lagring av sprengstoff" og "Regler for bruk av sprengstoff". Begge er å få kjøpt i bokhandelen. Bestemmensene kan på enkelte punkter være foreldet, og det kan også være ting som er uklare. Jeg vil derfor være interessert i at de som har spørsmål av spesiell art henvender seg til Sprengstoffinspeksjonen så skal vi prøve å finne en løsning på disse så godt det lar seg gjøre. For Sprengstoffinspeksjonen vil dette ha den fordel at vi får nærmere kontakt med de problemer man har på disse områder ved gruber og anlegg, og dette vil i neste omgang kunne føre til en forenkling og forbedring av forskriftene på området.

EN DEL SIKKERHETSBESTEMMELSER FOR STATSKRAFTVERKENES TUNNELDRIFT

av

Overingeniør P. T. Smith

NVE, Statskraftverkene

En del sikkerhetsbestemmelser for Statskraftverkenes tunneldrift.

Sommeren 1963 hadde uvanlig høy tordenværhyppighet og avbruddene i tunneldriftene på grunn av de stadige tordenvær ble meget betydelige. Vi opplevde også på et av våre anlegg en sprengningsulykke der to mann omkom, og etter en inngående undersøkelse syntes det mest sannsynlig at tenningen skyldtes lynnedslag.

Vår lynvarsling var dengang basert på visuell observasjon og på bruken av telefon og radio som observasjonsmidler. Vi hadde tidligere undersøkt muligheten av å få varsler direkte fra Meteorologisk Institutt, men dette lot seg ikke gjøre, og meteorologene kunne ikke påta seg noen ekstra varsling av anleggsområdene.

Statskraftverkene tok kontakt med den såkalte Tennerkomiteen, for å diskutere problemene vedrørende ukontrollert tenning. Vi kom til at vi måtte angripe saken fra flere kanter:

1. Oppdaging og varsling av tordenvær.
2. Sikrest mulig tennsystem.
3. Sikrest mulig elektrisk opplegg.

1. Vi hadde på den tid hatt i prøvedrift et par lynvarslere av type "Trippel", og erfaringene var med disse såpass lovende at vi utvidet denne prøvedriften.
   Den ble senere innført på alle våre anlegg, og etter hvert har vi anskaffet ca. 20 stykker. Den er utvilsomt blitt hovedkomponenten i vårt lynvarslingssystem.

   Det gis ikke her noen beskrivelse av "Trippelvarsleren". Den er i bruk her i landet i såpass stort antall at den forutsettes kjent.

Apparatet har hittil hatt en begrensning, idet det bare har angitt lynnedslag eller utladning mellom skyer like over observasjonsstedet. Det har altså ikke i tide kunnet varsle de såkalte "Nordsjøtordenvær" som kan dannes om vinteren ved Vest- og Nordlandskysten og som utlades ved et enkelt lyn når de kommer inn over land. Det er nå under fabrikasjon et tilleggsutstyr hvis hovedkomponent er en radioaktiv sonde som registrerer det elektrostatiske felt, og som muliggjør varsling av tordenvær som dannes på eller ved observasjonsstedet, eller tordenskyer som kommer drivende inn over arbeidsplassen uten at de på forhånd har gjort seg merkbare ved lynutladning.

Stuffene ble til å begynne med varslet via manuelt betjent bryter for tunnelbelysningen, og dette vil si at det alltid måtte være personale tilstede utenfor tunnelen for at mottatt varsel kunne gis videre til stuff. Imidlertid er det jo vanskelig å garantere at det til enhver tid er folk tilstede som kan ekspedere varselet videre, og den erfaring vi etterhvert har vunnet med lynvarsleren, har ført til at vi har funnet det forsvarlig å montere apparatene for automatisk varsling av stuffen gjennom tunnelbelysningen.

For de tunneler der man ikke har elektrisk almenbelysning, har man benyttet akustisk varsel, idet en kraftig trykkluftdrevet sirene monteres på borbukken. Systemet består av en 220 V kabel som fører fra varsleren fram til krona, altså ca. 50 m. fra stuff, der den styrer en el.-ventil. Fra denne el.-ventilen fører en 1/2" pressluftslange inn til sirenen på borbukken. For å få dette systemet så sikkert som mulig, er det valgt å la det stå under spenning. El.-ventilen holdes da lukket, mens svikt i strømtilførselen eller feil ved kabelen fører til at el.-ventilen åpnes og sirenen trer

i virksomhet. Anlegget kan styres manuelt eller automatisk, og blir i prinsippet det samme som for varsling med tunnelbelysningen.

Selv om varsleren betraktes som hovedkomponenten i varslingssystemet, mener vi fortsatt at dens angivelser bør kontrolleres ved visuell observasjon og ved indikasjoner fra telefon og radio når dette er mulig.

På grunn av spesielle forhold vil jeg tro at det er mindre gjennomtrekk i Statskraftverkenes arbeidsstokk enn det er hos entreprenører. Belegget blir således ganske fast, og dette fører til at folkene i mange tilfeller går fra et anlegg til et annet. Dette gjør det sterkt ønskelig at spesielt sikkerhetsinstruksene skal være de samme, og ikke veksle fra et anlegg til et annet.

Det var forholdsvis enkelt å bestemme seg for å gå inn for lynvarslerapparatene, men det tok tid å komme til enighet om en felles instruks. Etter en del diskusjon er vi imidlertid kommet frem til en instruks for lynvarsling gjeldende for alle Statskraftverkenes anlegg. Instruksen gjelder bare for arbeidsstedene, og inneholder altså bare bestemmelser av betydning for disse. Den gjør rede for hvor lynvarslerne er plassert, hvilke områder de skal dekke, hvorledes prøvene skal foretas, hvordan utslagene skal tydes. Bestemmelsene hos oss er at ved varsel på trinn 2 (hvit lampe) skal mannskapene, hvis ladning er satt igang, trekkes tilbake fra stuffen, og arbeidet skal ikke gjenopptas før etter en time fra siste utslag på hvitt.

Det ville være av stor økonomisk betydning om ventetiden etter mottatt lynvarsel kunne skjæres ned, og forsøk på å

sirkle inn dette problemet er såvidt startet. Uensartede forhold i grunnen kan føre til at ladningen etter lynnedslag jevner seg ut med ulik hastighet, og at vi derfor en viss tid kan få restladninger stående i grunnen. Vi vil forsøke å finne ut om dette kan spille noen rolle for lynvarslingen, og har anskaffet et instrument til dette bruk, i prinsippet det samme som det radioaktive tilleggsutstyret i lynvarsleren.

2. Som neste trinn vurderte vi det anvendte tenningssystem som bestø av "Beethoven" tennapparater og vanlige elektriske tennere, milli- og halvsekund. Det ville selvfølgelig være en stor fordel ikke å endre de gjeldende rutiner for meget, og da måtte de såkalte "trege" tennere komme sterkt inn i bildet. De tyske "HU" tennere hadde vært i produksjon siden 1958, mens Sverige hadde lansert en lignende type "VA"tenneren. På det tidspunkt da vi begynte å bearbeide dette spørsmålet, kunne"VA" tenneren imidlertid ikke skaffes i Norge, og vi var heller ikke klar over hva den ville koste. "VA" tenneren hadde også en detalj som vi mente ville bli brysom, nemlig tennledninger av jerntråd, idet disse ved lange ledninger måtte bli grove og derfor stive. Vi hadde ikke anledning til å sette igang noe stort teoretisk utledningsarbeide, og vi valgte å satse på "HU" tenneren.

Denne tennertype trenger mye større impuls for å settes av, og er følgelig sikrere mot tenning fra lyn eller lekkasjestrømmer. Denne større sikkerheten oppnås ikke gratis. Selve tenneren er ennå 15 øre dyrere pr. stk. enn de vanlige. Vi må videre ha et større og dyrere tennapparat for 3000 V. Det nye tennapparatet veier ca. 15 kg., og er altså mer uhåndterlig enn "Beethoven"-apparatene som opererer med 1500 V. Med dette tennapparat kan vi sette av ca. 160 skudd pr. salve, og dette er nok for vår tunneldrift.

Den høyere spenningen ved det nye systemet gjorde det nødvendig med større tverrsnitt på skyte- og mellomledningen.

Tennerkomiteen har fremsatt forslag om standard for skyteledninger, med forskjellig farge på ledningene avhengig av tverrsnittet. På dette punkt er vi uenig med komiteen, idet vi mener at skyteledninger bør kjennetegnes ved en spesiell farge. Vi har standardisert på 2 1/2mm^2 stegleder som hovedledning og skyteledning med diameter 0,9 mm. Etter forslaget har disse orange farve, og dette er da blitt vår standard.

Trege tennere ble satt i prøvedrift ved et par stuffer på Tokke høsten 1963. I 1964 utvidet vi programmet og brukte denne tennertype både på Tokke, Trollheim og Vik. Det må her skytes inn at alle tre anlegg hadde få stuffer igang på dette tidspunkt. Vi betraktet denne tiden som en prøvedrift. Alle rapporter om det nye systemet var meget positive, og fra 1965 er trege tennere eneste elektriske tennertype ved Statskraftverkenes tunneldrift.

Selv med bruk av trege tennere må vi gjøre stopp ved mottatt lynvarsel. Ved mindre profiler har man derfor ofte i beredskap det ikke-elektriske tennsystem med tennsnor og vanlig lunte. Dette tennsystem er blitt ganske populært der det er tatt i bruk.

Det er klart at innføring av trege tennere med tilhørende stor tennapparat og grovere ledninger medførte noe større kostnader. Vi mener at disse merkostnader er såvidt beskjedne at de ikke er noen innvending mot systemet.

3. Som siste trinn av analysen gikk vi igjennom det elektriske opplegget i våre tunneler. I tillegg til vanlige sikkerhetsmessige krav til elektriske anlegg kommer hensynet til utilsiktet tenning av de elektriske fenghetter. Det gjelder altså å komme frem til utførelser for det elektriske anlegg som mest mulig reduserer risikoen både for utidig tenning

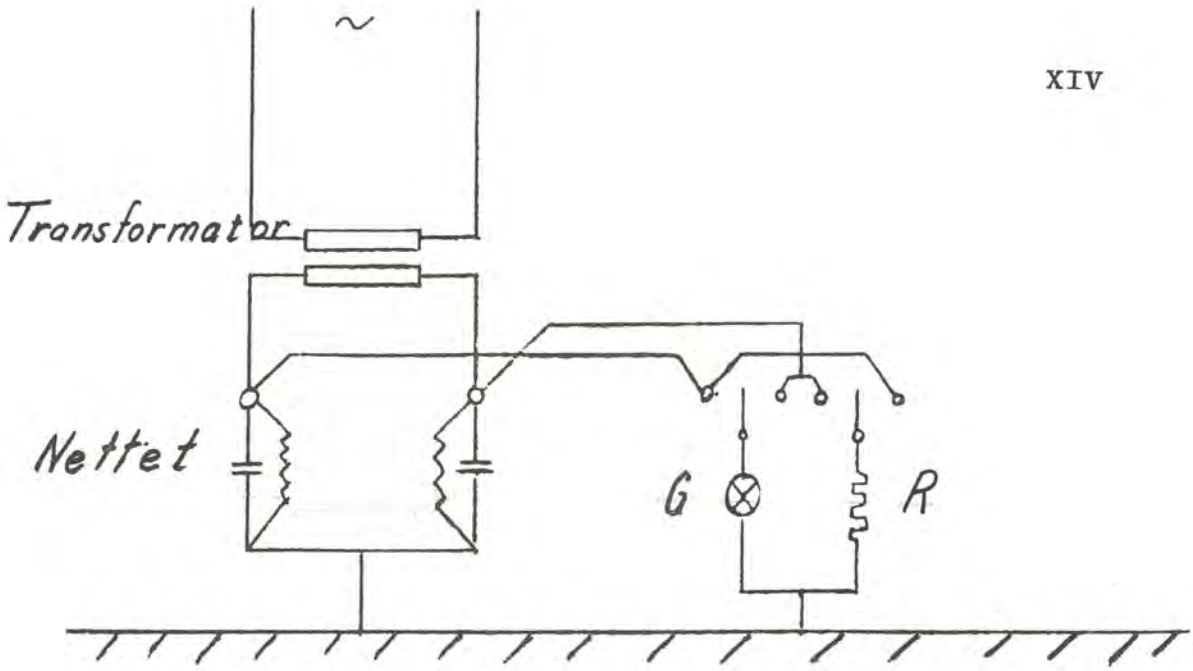
fra det elektriske anlegget selv, og for den økning i tenningsrisikoen fra lyn og andre spenningskilder som tilstedeværelsen av det elektriske anlegget samt f.eks. rør og skinnegang frembringer.

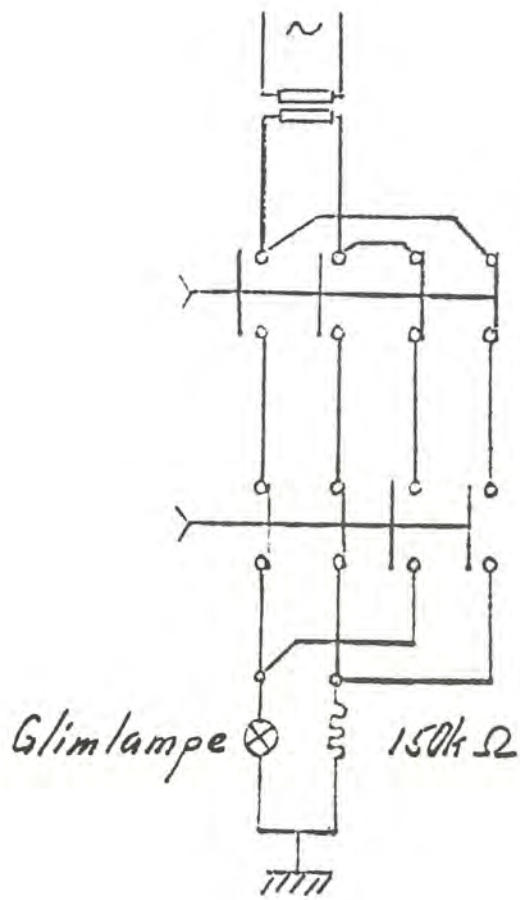
På de forskjellige anlegg hadde det gjennom årene utviklet seg systemer for det elektriske opplegget i tunnelene som stort sett fulgte samme mønster, men vi kunne dog ikke snakke om noen fast standard. Siden det jo ikke er offentlige forskrifter for slikt opplegg, vil vi i alle fall frem til en løsning som kunne være standard innen Statskraftverkene. Resultatet av denne kritiske gjennomgåelse er en "Instruks for utførelse av elektriske installasjoner under dagen hvor elektrisk tenning benyttes". Denne instruksen gir altså supplerende regler i tillegg til de offentlige forskrifter. Den inneholder detaljerte bestemmelser for overspenningsbeskyttelse, jording, forlegning av kabler og rør og plassering av skytetledninger. Den regulerer videre elektriske installasjoners avstand til stuff, behandler motorer på borbukker og setter regler for bruk av elektrisk drevne maskiner, o.s.v. Den bestemmer videre stuffbelysningen.

Tidligere har man dels hatt belysning på borbukken, dels på stillaser bak. Det er nå tillatt med belysning montert på bukken, forutsatt at belysningsutstyret er utført på fastsatt måte. Belysningen skal mates fra en skilletransformator, 240 V, som stilles opp minst 30 m. avstand fra stuff. Skilletransformatoren er et nytt element i dette opplegget. Den er utstyrt med en glimlampeindikator som skal varsle feil ved belysningsutstyret., og før lading settes igang skal basen forvisse seg om at belysningsutstyret er i orden ved

å betjene glimlampeindikatoren. Ved feil er lading forbudt, og elektriker må tilkalles for kontroll. Elektriker må videre ukentlig måle isolasjonsmotstanden for belysningsutstyret og føre protokoll over dette.

Kombinasjonen trege tennere - lynvarslere samt det reviderte elektriske opplegg må bety større sikkerhet. Bestrebelsene må heretter gå ut på å vinne igjen noe av den ventetid som tordenværsvarslene i dag medfører, men det er også helt klart at her må vi gå uhyre forsiktig til verks. Foreløpig gevinst er altså bare større sikkerhet.





Glimlampeindikator for isolasjonsfeil.

2/2-65
K. O.

BILAG 1.

Instruks for lynvarsler.

Statskraftverkenes "Instruks for lynvarsler" settes herved i kraft.
Denne instruksen gjelder for arbeidsstedene og inneholder derfor bare bestemmelser av betydning for disse. Service og vedlikehold som ikke utføres på arbeidsplassen er således ikke tatt med her, og anleggene må sørge for betryggende rutine for disse ting (f.eks. årlig kontroll av detektorenheten) utenom instruksen.

"Trippel" varsler i tre trinn ved grønt, hvitt og rødt lys. Grønt betraktes som forvarsel. Hvitt angir at tordenværet er kommet nærmere, og rødt betyr akutt fare.
Varsel på grønt gis ikke til stuffen og blir altså bare et varsel til tilsynet, og det settes vakt ved apparatet. Ved hvitt lys underrettes stuffen.
Der varsleren innrettes for automatvarsling (direkte til stuffen) knyttes denne likeledes til hvit lampes varselområde. Forsøk har pågått med akustisk varsling der tunnelen ikke har elektrisk belysning. Forsøkene viser at vi også her kan få etablert automatisk varsling av stuffen. Instruksen blir i prinsippet den samme. Anleggene blir gitt en orientering om disse forsøkene i en egen ekspedisjon. Eksempler på de i instruksen omtalte skjemaer vedlegges.

Instruks for lynvarsler:

1. Anlegget har montert lynvarslere på følgende steder:
(Her nevnes de arbeidssteder der lynvarslere er installert. Det gjøres videre oppmerksom på hvilke arbeidssteder som må dekkes av lynvarslere plassert på andre arbeidsplasser).

2. Varslerne skal kontrolleres ved begynnelsen av hvert skift. Dette gjøres ved å trykke på knappen "prøve". Derved skal alle signallampene tennes, og glimlampen i betjeningsenheten slukke. Er dette i orden trykkes på knappen "klar". Derved slukker varsellampene og apparatet er i beredskap. Hver gang varsleren prøves, skal dette anføres på dertil bestemt skjema. Er apparatet ikke i orden, må oppsynsmannen underrettes omgående. Antennen skal kontrolleres av elektriker hver måned, dessuten etter stormbyger, sterkt snøfall eller tåke og regn med ising. Denne kontroll føres likeledes på skjemaet.

3. Utslag på lynvarsleren.

Ved utslag på grønn lampe fortsetter ladearbeidet og det settes vakt ved lynvarsleren. Det gis beskjed til de arbeidssteder som eventuelt skal dekkes av den arbeidsplass som har mottatt varslet. Likeledes kontaktes de nærmeste arbeidssteder som har lynvarsler slik at man kan holde seg orientert om deres angivelser.

På stuffer med mye vann bør ikke lading påbegynnes ved grønt varsel før etter vurdering av laget om eventuelt senere avbrudd i ladingen, (hvitt eller rødt lys) vil vanskeliggjøre fullføringen av ladingen.

Ved utslag på hvit lampe stoppes alt lade-arbeid og mannskapene trekker seg i sikker avstand fra stuff. Varsling fra stuff skjer ved blinking med tunnellyset eller ved sirene.

Etter å ha hatt utslag på hvit lampe må ladearbeid ikke påbegynnes før etter 1 time fra siste utslag på samme lampe.

Alle utslag på lynvarslerne skal innføres med dato, tidsangivelse, farge på lampen og signatur på den som har

mottatt varselet. Dette anføres på tilsendt skjema. Skjemaene sendes til kontoret ved utgangen av hver måned.

4. I tillegg til lynvarsleren er telefon og radio god indikator for tordenvær og bør sammenholdes med utslag på lynvarsleren. I tvilstilfeller kan det ringes Rikstelefon med spørsmål om det der er registrert tordenvær på fjernlinjene. Etter mottatt varsel om tordenvær må varsel til arbeidsplassene skje så snart som mulig. Ved bruk av telefon må alle andre samtaler vike for tordenværsvarsel.

P. T. Smith

Prøving av lynsvarsler

Måned/år: ______________________ Arbeidssted: ____________________

ato	Kl	Tilstand: (Ved alt i orden noteres "O.K."). (Ved feil angis dette med særskilt tekst).	Sign.

Registerte signal på lynvarsler

Måned/år: ______________________ Arbeidssted: ______________________

Dato	Kl.	Signal			Anmerkninger: (I hvilken retning kommer tordenværet?)	Sign.
		Grønt x	Hvitt x	Rødt x		

BILAG 2.

Instruks for utførelse av elektriske installasjoner på sprengningssteder under dagen hvor elektrisk tenning benyttes.

Denne instruks gjelder for alle Statskraftverkenes anlegg hvor sprengning med elektriske tennere brukes under dagen. Instruksen tilsikter gjennomførelsen av ensartede regler for å unngå lekkasjestrømmer fra det elektriske anlegget, som kan resultere i utilsiktet tenning av elektriske tennere og farlige berøringsspenninger. De påbud som gis i denne instruks er å betrakte som supplerende regler til de offentlige forskrifter som til enhver tid må være tilfredsstillet.

Utilsiktet tenning på grunn av tordenvær berøres av denne instruks bare i den utstrekning som det elektriske anleggets utførelse og dettes og andre anleggsdelers jording har innflytelse på dette faremomentet.

Generelt.

Høyspentnettet under dagen utføres som kabelnett galvanisk atskilt fra friluftsnettet i dagen ved 2-viklings transformator(-er) Da effektiv jording eller atskillelse av høyspent og lavspent jording ikke kan påregnes under dagen, anvendes det felles jording med gjennomgående jordleder som fører ut i dagen og er forbundet med jordingen for transformatoren(-e) i dagen. Ved transformatoren mellom luftnettet og kabelnettet (vanligvis for 21/6, 6 og 3,3 kV) vil det sjelden kunne oppnås tilstrekkelig god jording. Da skal det forlegges gjennomgående jordline på linjen inn til stasjonen for å redusere innkommende overspenninger på grunn av lyn.

Jording og overspenningsbeskyttelse.

1) Luftlinjen. Gjennomgående jordline legges på den siste del inn til transformatoren i minst 1/2 km. lengde og jordes ved hver mast hvor jordingsmulighetene ikke er helt håpløse. Ved transformatoren for kabelnettet jordes det med minst 2 stk. 30 m lange markliner, som føres i motsatte retninger.

Gjennomgående jordline kan sløyfes, men bare i de tilfeller hvor det kan oppnås forskriftmessig jording ved transformatoren, og det samtidig er anvendt utelukkende stålmaster på minst den siste 1/2 km. av linjen.

2) Overspenningsbeskyttelse.

Transformatoren(-e) mellom luftnettet og kablene skal beskyttes mot overspenninger med overspenningsavledere på luftledningssiden av transformatoren(-e). Avlederne plasseres i samme mast som transformatoren(-e). Forbindelsene mellom transformatorgjennomføringene og avlederne og mellom den jordete transformatortanken, og avledernes jordingsklemmer gjøres så kort som mulig. En sats avledere kan benyttes til beskyttelse av flere transformatorer når avstanden mellom avledere og transformatorgjennomføringer ikke er over 10 m. målt langs forbindelsesledningene.

Er nullpunktet på luftledningssiden ført ut på egen gjennomføring, skal også dette beskyttes med avleder. Ved flere transformatorer kan alle nulpunktene forbindes med samme avleder.

3) Jordleder under dagen.

Gjennomgående jordleder av minst 25 mm^2 kobbertverrsnitt jordes ved transformatoren i dagen og forlegges lett synlig

langs høyspentkablene. Ved hver transformator, men ikke i mindre innbyrdes avstand enn 250 m., forbindes den gjennomgående jordlinen til særskilt jordelektrode. På samme sted forbindes alle gjennomgående ledende gjenstander som vannrør, luftrør og skinner, med jordlederen.

Når det ikke føres høyspentkabel inn i tunnel, kan gjennomgående jordleder sløyfes. Hvor det i slike tilfeller ifølge forskriftene er påbudt å jorde, utføres jordinger ved å legge ned jordelektroder i tunnelens såle, f.eks. i i hull som bores og fylles med elektrodesalt (Sanicks Elektrolyttgel fra Sonnico). Jordingen forbindes også til vannledningen hvis sådan finnes.

4) Forlegning av kabler, rør og skyteledningen.

Alle gjennomgående ledende gjenstander som elektriske kabler, vann- og luftrør og ventilasjonskanaler forlegges på samme side av tunnelen, slik at den andre siden blir ledig for skyteledningen.

På den siden hvor skyteledningen henges opp, får det ikke forlegges ledninger, ledende rør eller andre langstrakte ledende gjenstander.

5) Bevegelige ledninger skal være type NMHVO eller NSHO.

Avstander til stuff.

6) Faste elektriske installasjoners avstand til stuff skal ikke være under 50 m.

7) Ledende rør og elektrisk drevne pumper skal ikke plasseres nærmere stuff eller borbukk enn 10 m. Slanger for vann eller luft, som føres nærmere, skal være av gummi

Eksempler på forskjellige mineralstrukturer i bergartene.

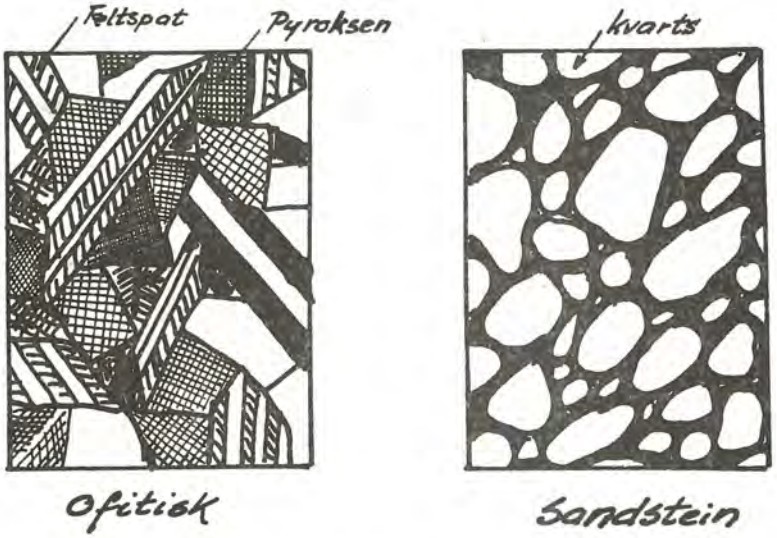


Fig. 1.

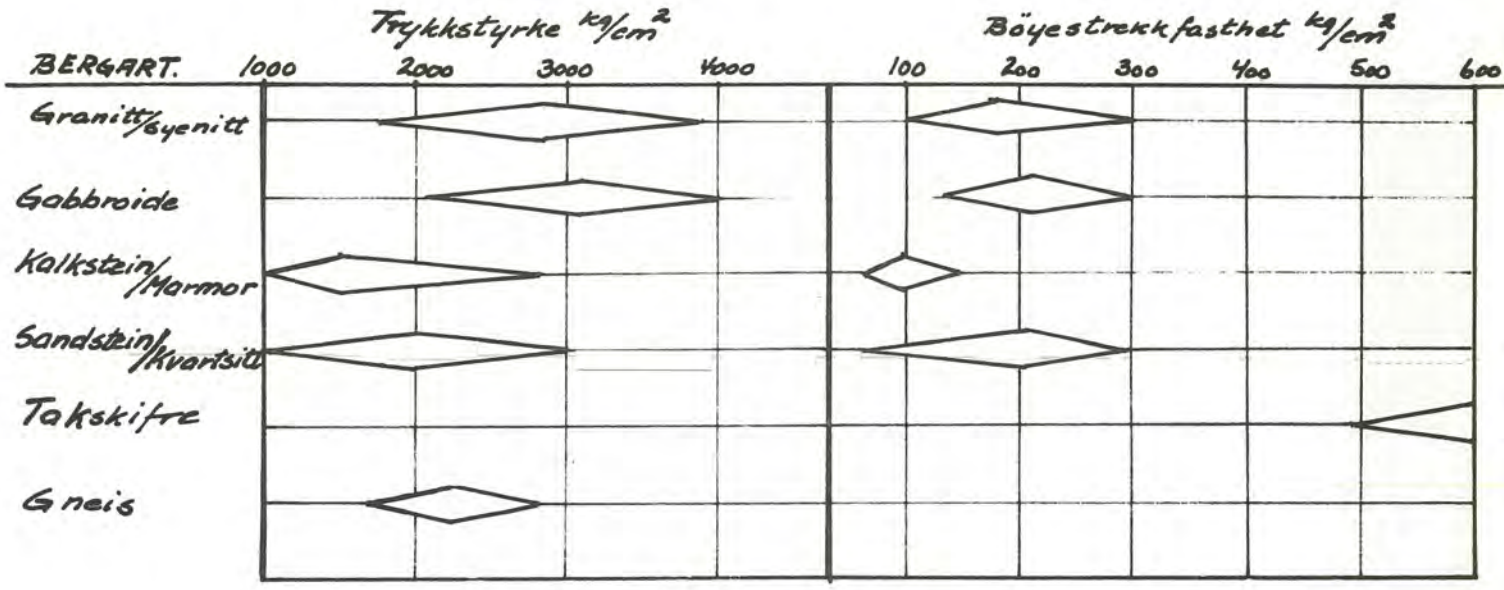

Trykkstyrke kg/cm²
Böyestrekkfasthet kg/cm²
BERGART.
1000
2000
3000
4000
100
200
300
400
500
600
Granitt/Syenitt
Gabbroide
Kalkstein/Marmor
Sandstein/Kvartsitt
Takskifre
Gneis

Fig 2.

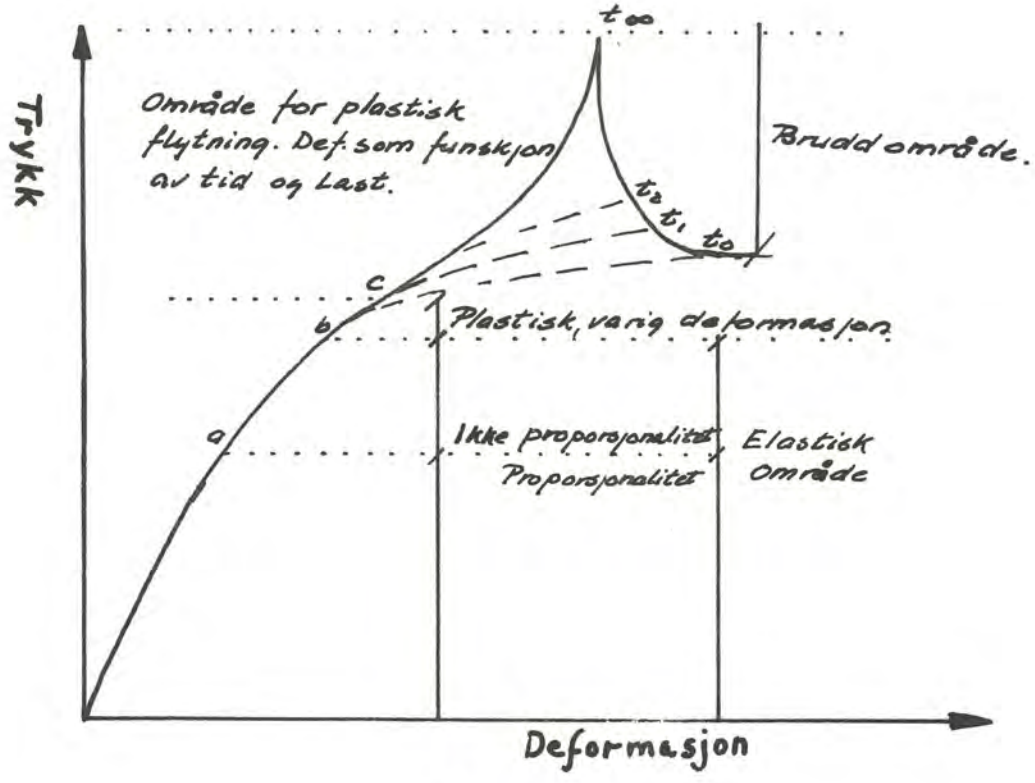
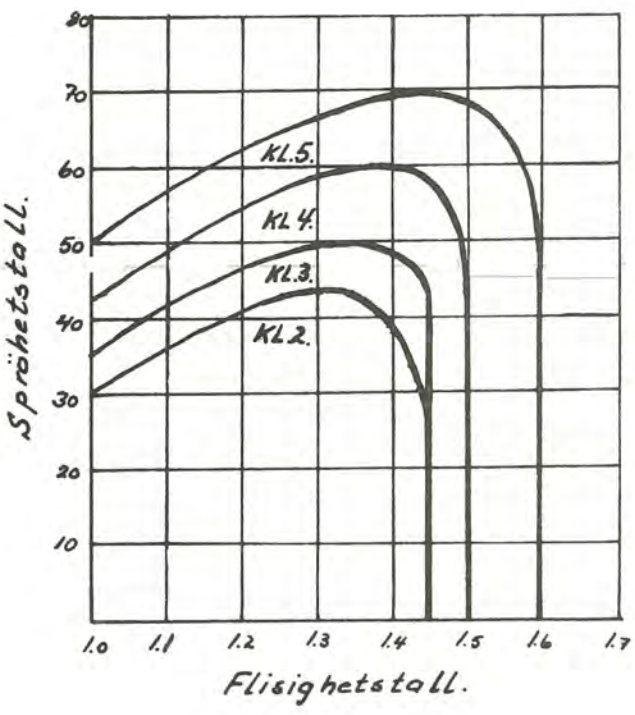
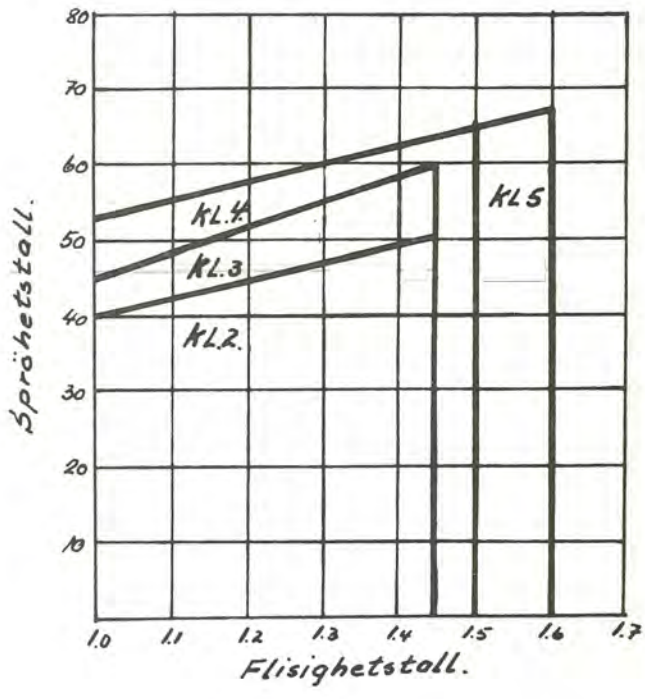

Trykk
Område for plastisk flytning. Def. som funksjon av tid og Last.
Brudd område.
t∞
t₂ t₁ t₀
c
b
a
Plastisk, varig deformasjon
Ikke proporsjonalitet
Proporsjonalitet
Elastisk Område
Deformasjon

Fig 3

Styrkekrav for steinmaterialer i asfaltslitedekker og trykkfordelingslag etc.



(Forslag)



(Nåværende krav ifølge Statens Vegvesen)

Trafikk belastn. gruppe	Veger med	Årsdøgntr. sum motorkj.	Herav busser og lastebiler med lasteevne over 1.5 tonn	Minste krav til steinmaterialer			
				Åpen Overfl. behandl.	Topp-dekke	Bunn-dekke	Pene-trert pukk
A	Meget tung trafikk	>6000	>1200	2	2	3	3-4
B	Tung tr.	3000-6000	300-1200	2	3	3-4	4
C	Midlere trafikk	1000-3000	50-300	3	3	4	4
D	Lett tr.	500-1000	25-50	3	3-4	4	5
E	Meget lett trafikk	<500	<25	3-4	4	5	5

Fig. 4.

STABILITETSPROBLEM VED UTSPRENGNING AV HØYE FJELLSKJÆRINGER

av

Sivilingeniør R. Lien

O. Kjølseth

STABILITETSPROBLEM VED UTSPRENGNING AV HØYE FJELLSKJÆRINGER

Dagens situasjon krever stadig bedre utnyttelse av tomter og fremføring av større veier med det resultat at høye fjellskjæringer på 10 m eller mer blir mer alminnelige. Den moderne sprengningsteknikk gjør sitt til at slike skjæringer lar seg utføre. De stabilitetsproblem som kan oppstå i høye skjæringer i dårlig fjell kan bli betydelige.

Det som legges frem her er problemer som knytter seg til utsprengning av større tomter i dårlig fjell i Osloområdet. Stabilitetsproblemene ved utsprengning av tomter melder seg gjerne når en sidelengde blir så stor at skjæringen må betraktes som åpen skjæring, eller når det finnes innspringende hjørner. Fig. 1 og 2 viser eksempler på slike ustabile forhold.

Når det prosjekteres store bygg hvor det kan oppstå stabilitetsvansker ved utsprengning av byggegropen, må det være en forutsetning at det utføres undersøkelser så tidlig at bygget om mulig kan tilpasses grunnforholdene. I motsatt fall må en være forberedt på relativt store tilleggskostnader for å sikre fjellskjæringen. Et eksempel, på at bygget tilpasses grunnforholdene i et ustabilt fjellområde er vist på fig. 3.

Dersom tilstøtende veier og bygninger tillater det, er den beste sikring å velge slike skråninger at disse blir stabile uten spesielle sikringsarbeider. I sterkt oppsprukket og forvitret fjell bør ikke skråningene velges brattere enn 2:1. Dersom skifrighet eller utsprengte slepper går parallelt skjæringen bør skråningen velges

etter fallvinkelen for disse.

På denne måte kan en bli nødt til å velge vesentlig slakere skråninger f.eks. om en har med typiske leir- eller kloritt-slepper å gjøre. I slike tilfelle kan skråningen komme ned omkring 1:2. Ved middels bra fjell bør skråningene velges i området 3:1 til 5:1. Bare i særlig godt fjell kan en regne med at fjellet skal stå usikret i brattere skråningen enn 5:1.

Nå er det imidlertid slik at det ikke alltid er økonomisk å tilpasse et bygg til grunnforholdene og heller ikke er det alltid mulig å velge de skråninger som kunne være ønskelig. I en slik situasjon må en ta de vansker som melder seg og sikre fjellskjæringen på den mest hensikts-messige måte. De sikringsmetoder som er mest aktuelle er i første rekke bolting og betongutstøping. Retnings-linjer for utførelse av slike arbeider finnes lite av. Fjellbolter for direkte strekk er f.eks. ikke generelt godkjent for støttemurer. På dette område er det avgjort behov for en beskrivelse av boltetyper og innstøpningsmetoder som en kan regne med å få godkjent som permanent sikring. Fjellets kvalitet må her naturlig nok være avgjørende for de krav som stilles.
Gravitasjonsmurer og støtteribber i betong kan ofte resul-tere i urimelig dyre konstruksjoner.

Når det gjelder dimensjoneringsgrunnlaget finsdet vel knapt retningslinjer i det hele tatt. På dette felt er en over-latt til vurdering av fjellet og sleppenes beskaffenhet og ut fra dette angi en belastning. Vanskene med å vurdere friksjon i slepper, grunnvannets innvirkning, forvitring og hvordan fjellet deformerer seg i forhold til den valgte sikringskontruksjon er så iøynefallende at det kan synes nytteløst å gi seg i kast med slike vurderinger. Imidler-tid må det ofte utføres sikringsarbeider og det kan derfor være nyttig å se nærmere på noen enkle tilfelle.

Figurene 4 A, 4 B og 4 C forutsetter alle godt fjell egnet for bolting.
I fig. 4 A er det gitt et eksempel på sikring mot utrasing langs en sleppe i godt fjell f.eks. gneis. Forutsetningen for en slik løsning må være at det ikke er leirbelegg i sleppen og at den ikke er plan. Videre forutsettes det at bergarten er så massiv at fjellet ikke faller ut mellom boltene og at boltene har god forankring i stabilt fjell. Nødvendig boltekraft for å oppnå en effektiv fordyblingseffekt blir da lik P_H. Fig. 4 B viser et eksempel hvor sleppens helningsvinkel er så stor at det ikke kan regnes med noen effektiv fordyblingseffekt i sleppen. Nødvendig boltekraft blir da lik $\frac{P}{\cos\beta}$ hvor β er vinkelen mellom bolteretningen og slepperetningen. Det er da ikke regnet med at boltene tar noe på avskjæring, men bare utnyttes på strekk. Fig. 4C viser et eksempel på en glatt, plan sleppe hvor nødvendig boltekraft er lik $\frac{P}{\cos\beta}$.

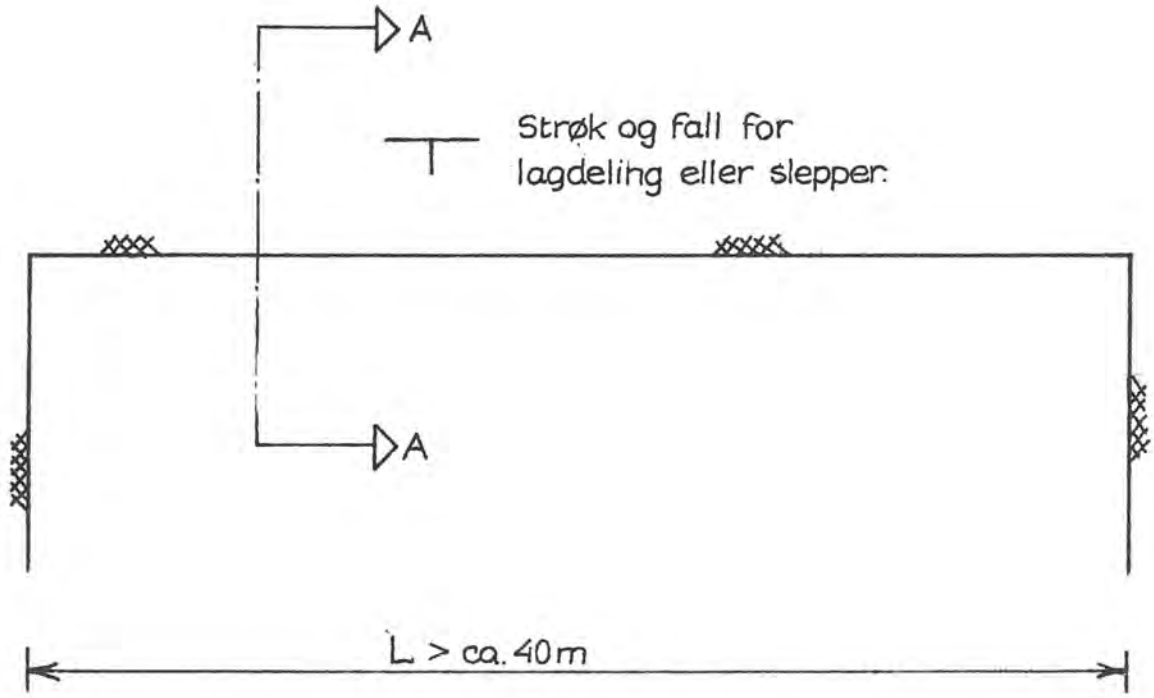
Figurene 5 A, 5 B og 5 C forutsetter dårlig fjell, oppknust og forvitret, slik at det er nødvendig med betongutstøping av skjæringen i tillegg til bolting. Det forutsettes imidlertid at fjellet har såpass fasthet at bolting kan godkjennes som permanent sikring, og at det kan overføres friksjonskrefter i fugen mellom fjell og betong. Fig. 5 A viser et eksempel på sikring ved hjelp av bolter og en frontal betongvegg. Resultatkraften P blir opptatt ved bolter som tar hele strekk-kraften P_H og betongveggen som tar vertikalkraften P_V.

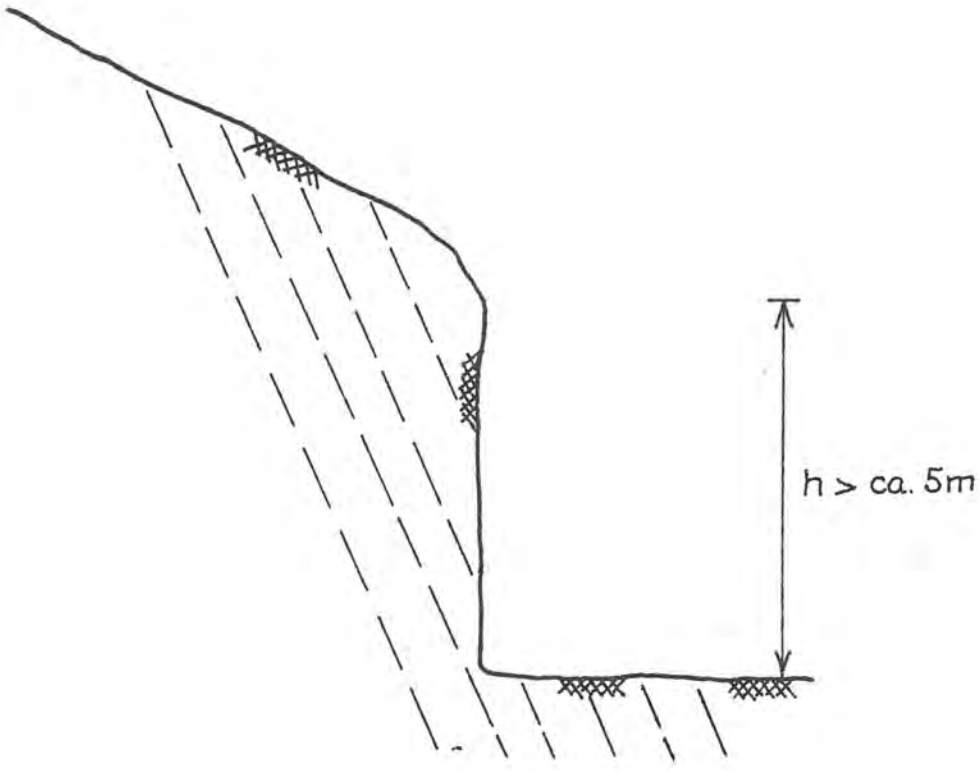
Fig. 5 B viser en løsning med skråstøtter hvor boltene ikke forutsettes godkjent som permanent sikring, men hvor midlertidig bolting er nødvendig for utførelse av sprengningsarbeidet. Fig. 5 C viser en tilsvarende situasjon hvor det fremtidige bygg ivaretar den permanente oppstøtting.

Fig. 6 viser et eksempel på en sikret fjellflate med

en støttemur på toppen. Prinsippet er her at boltene tar horisontalkreftene mens vertikalkreftene føres ned til grunnen gjennom betongveggen.

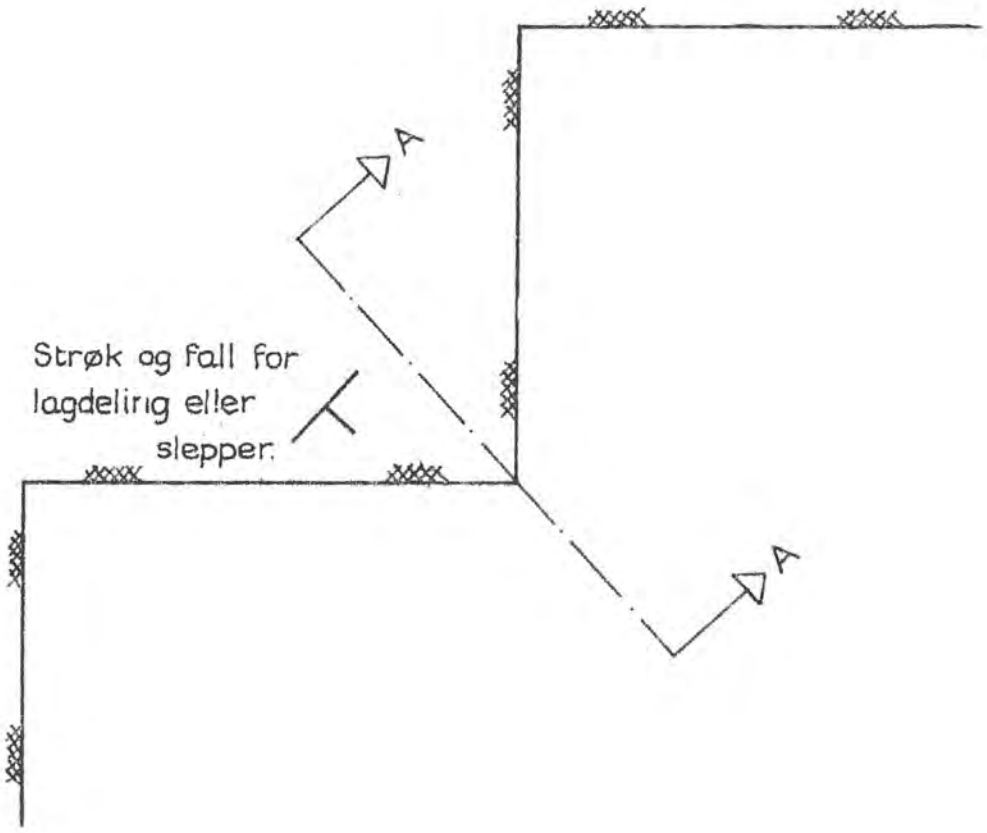
Fig. 7 A, 7 B og 7 C viser et eksempel på utsprengning av en tomt i dårlig fjell med innspringende hjørne.

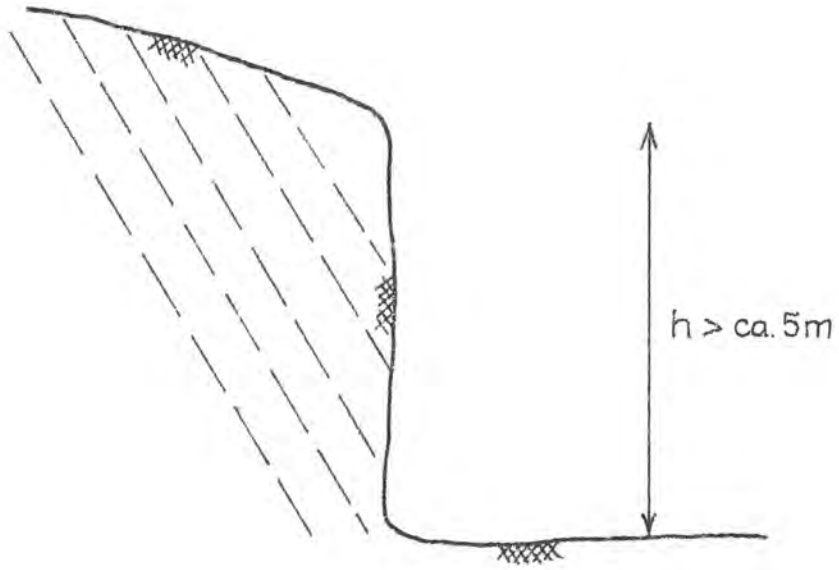




Snitt A-A

Fig. 1





Snitt A-A

Fig. 2

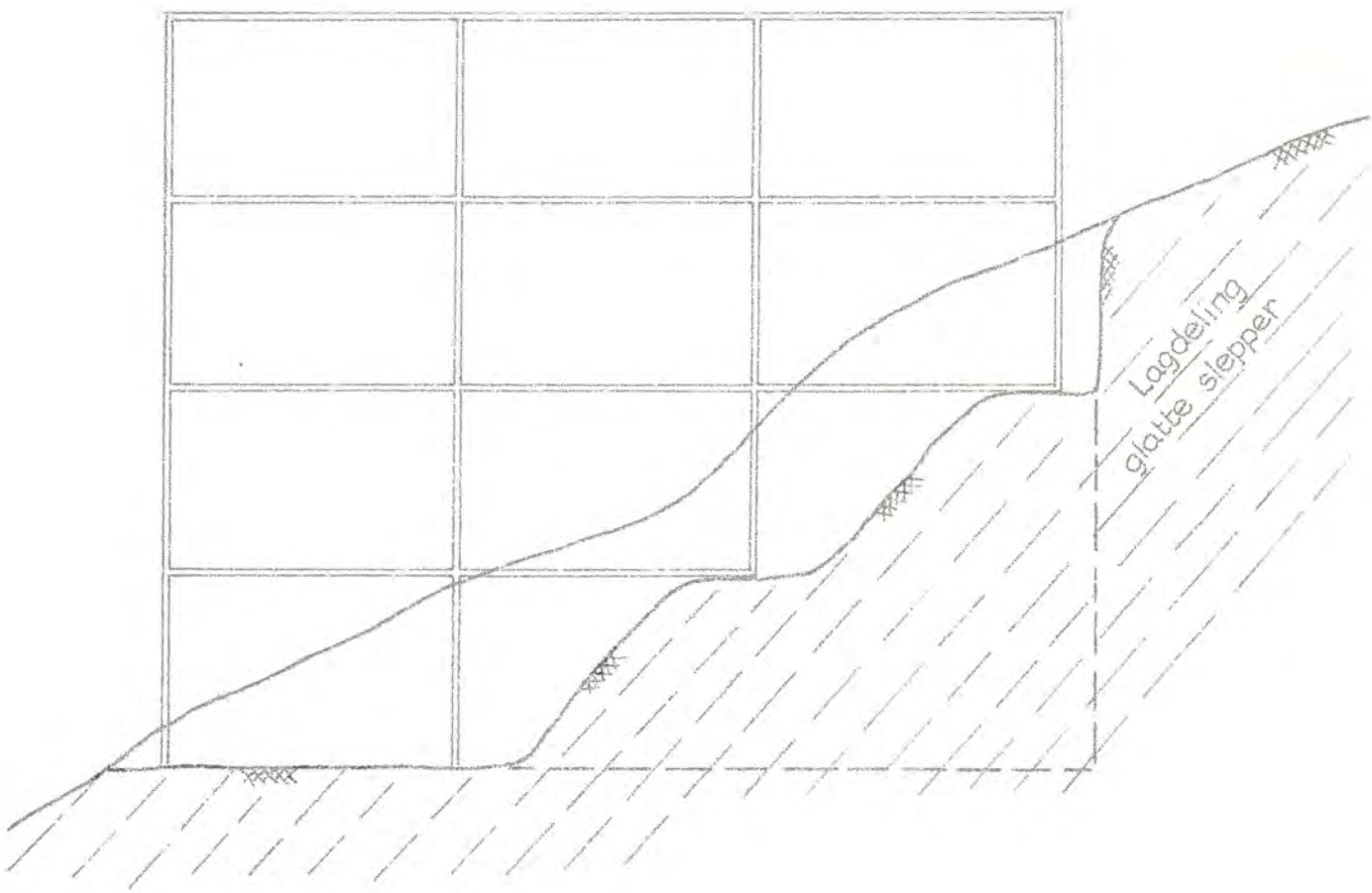


Fig. 3

Godt fjell, massivt.

$30° < \alpha < 60°$

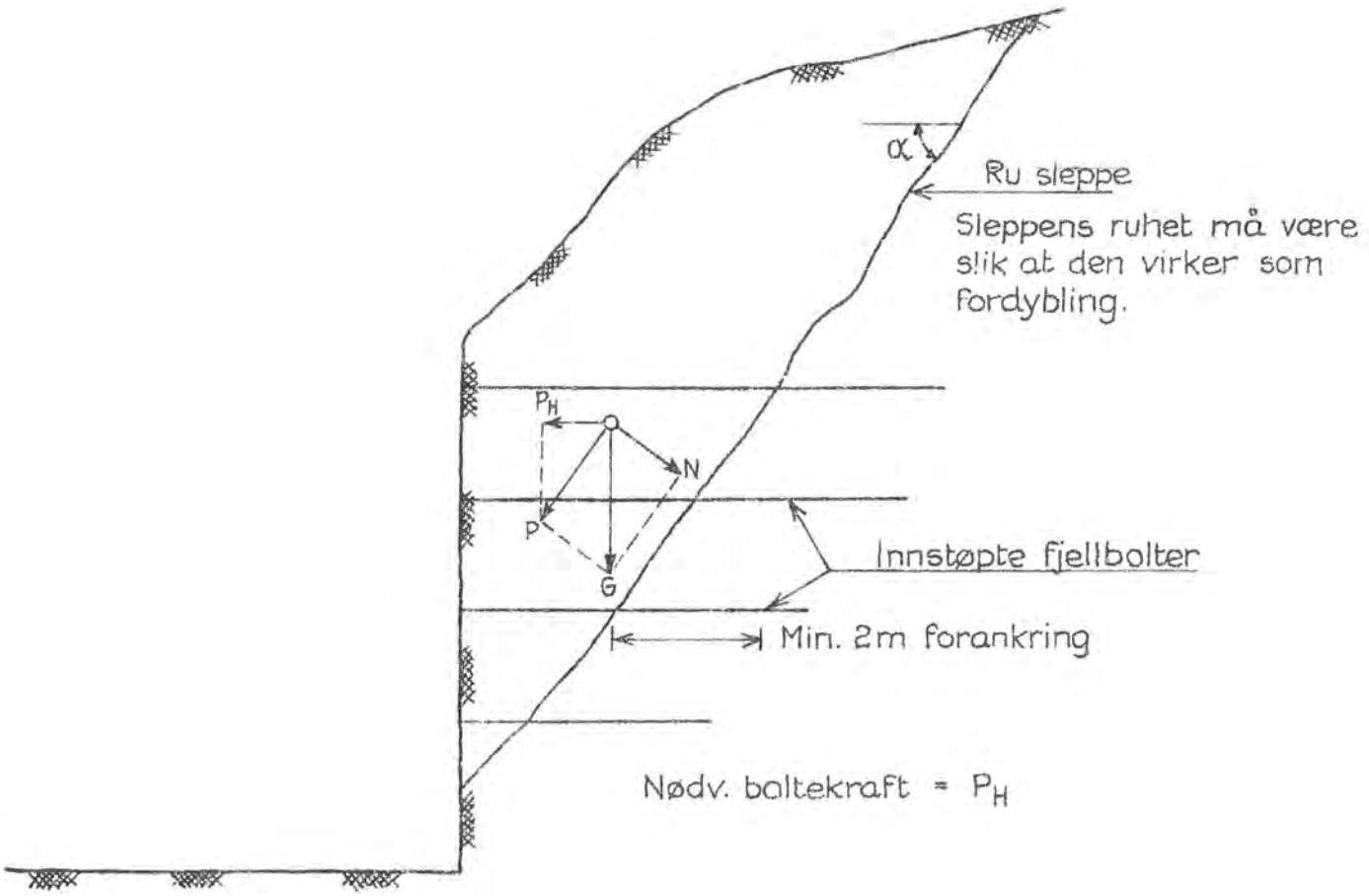


Fig. 4 A

Godt fjell, massivt.

$\alpha > 60°$

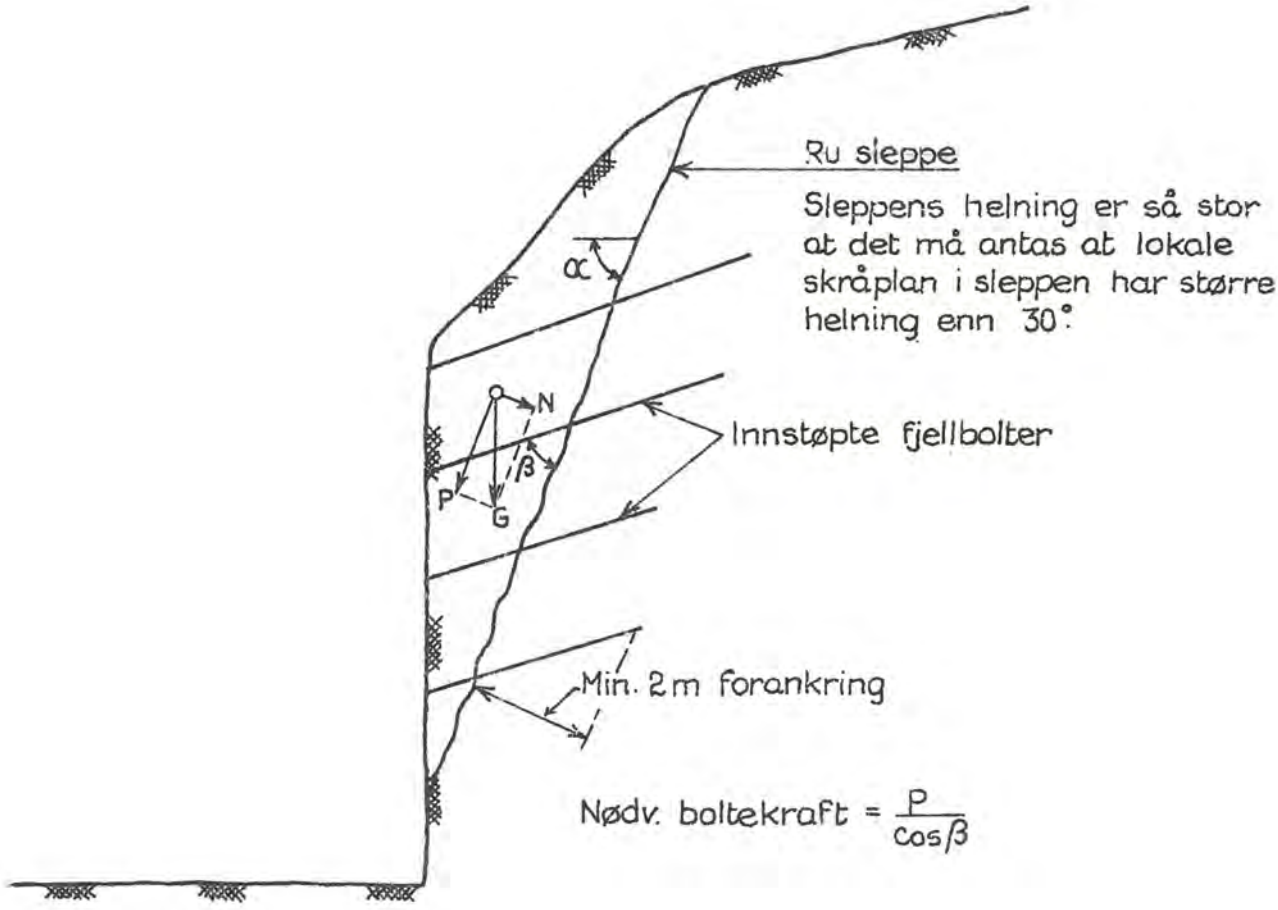


Fig. 4 B

Godt fjell, massivt.

$\alpha > 20°$

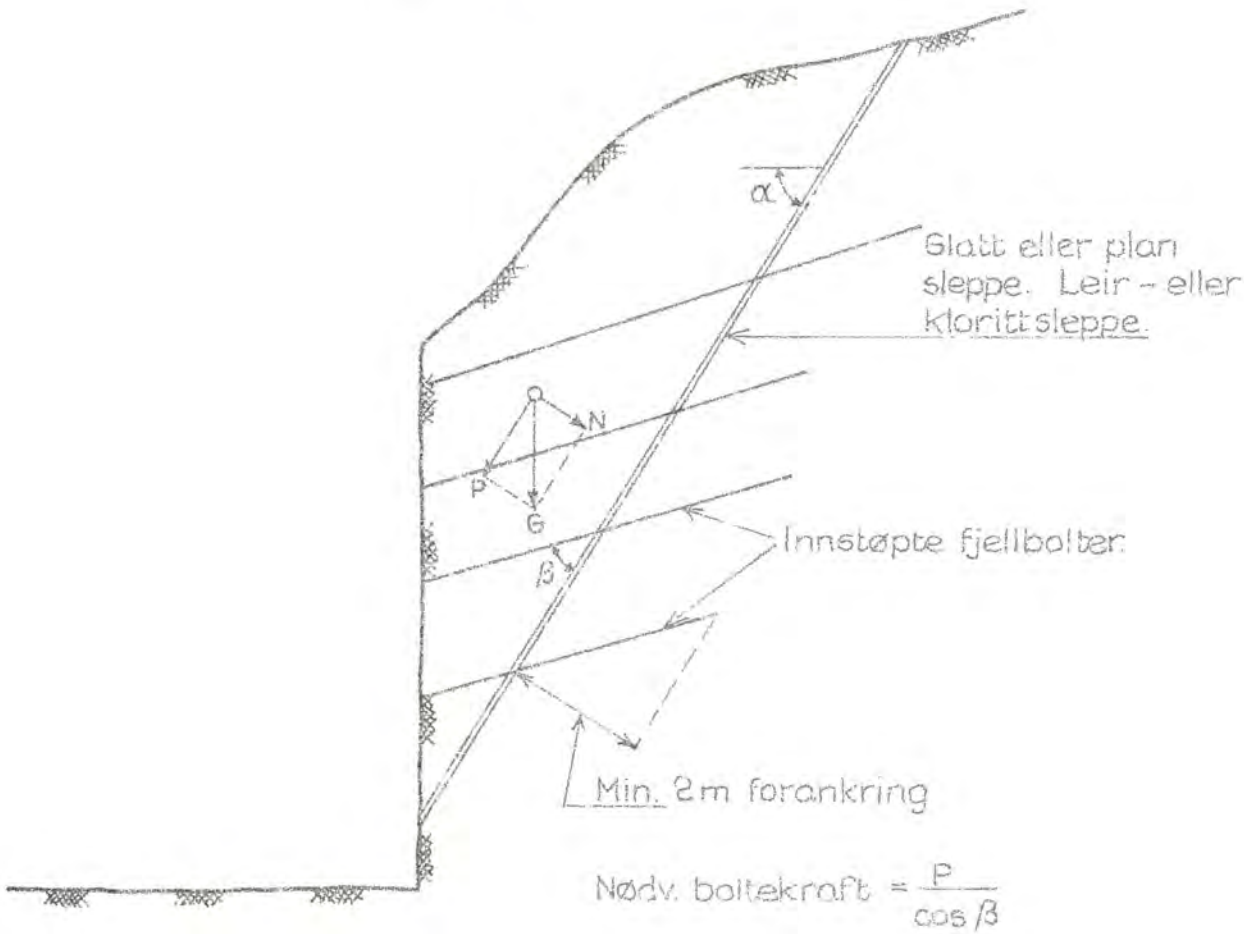


Fig. 4 c

Dårlig fjell, oppsprukket.

Fjellbolter kan benyttes som permanent sikring.

$\alpha >$ ca. 20°

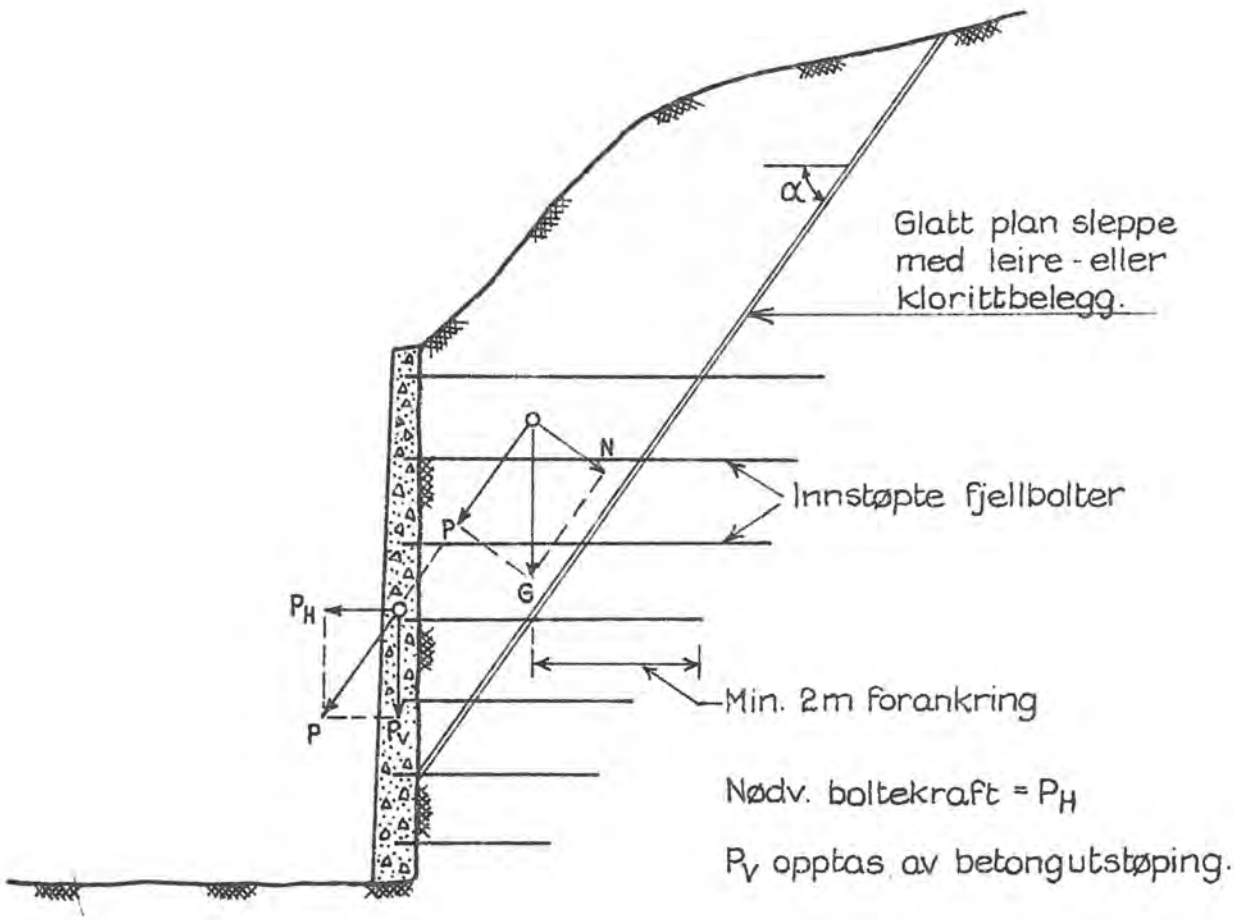


Fig. 5 A

Dårlig fjell, oppsprukket.

Fjellbolter uegnet som permanent sikring.

$\alpha >$ ca. 20°

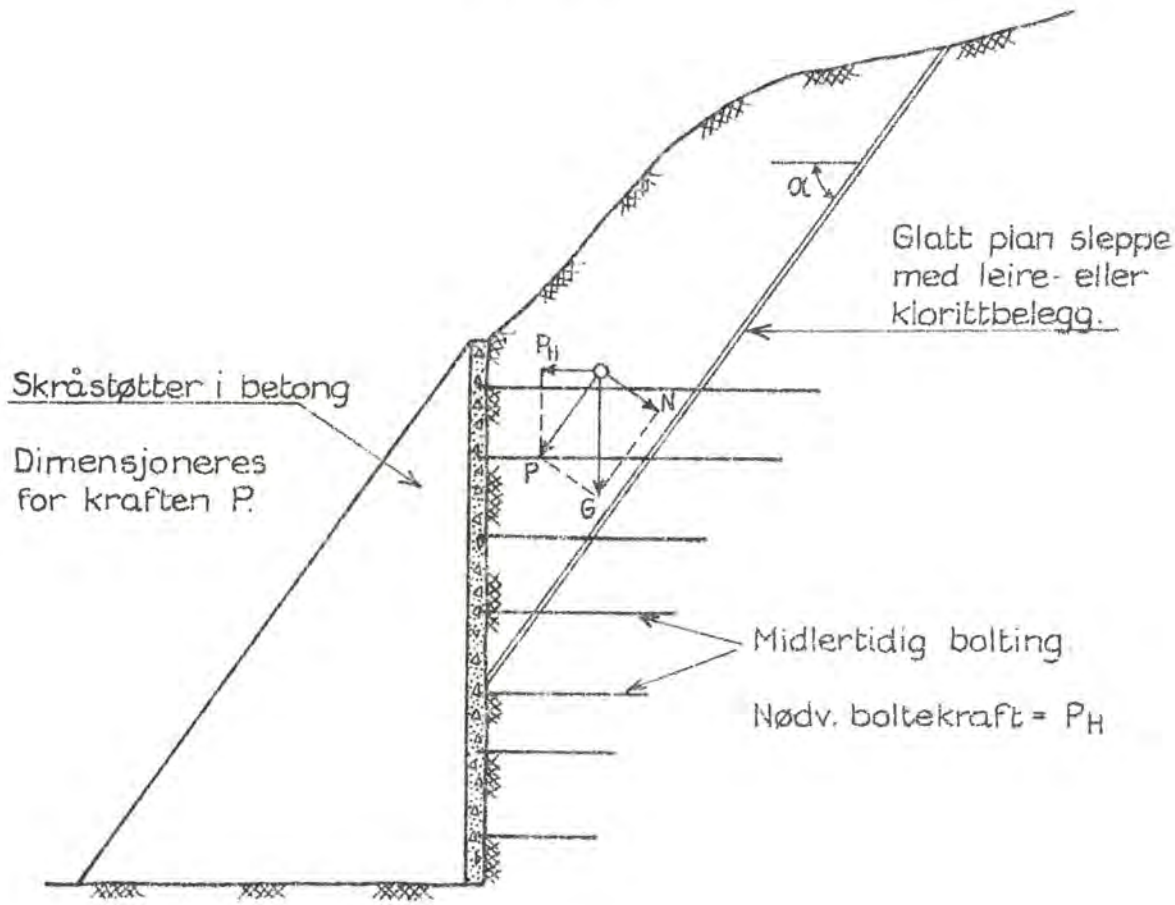


Fig. 5 B

Dårlig fjell, oppsprukket.

Fjellbolter uegnet som permanent sikring.

$\alpha >$ ca. 20°

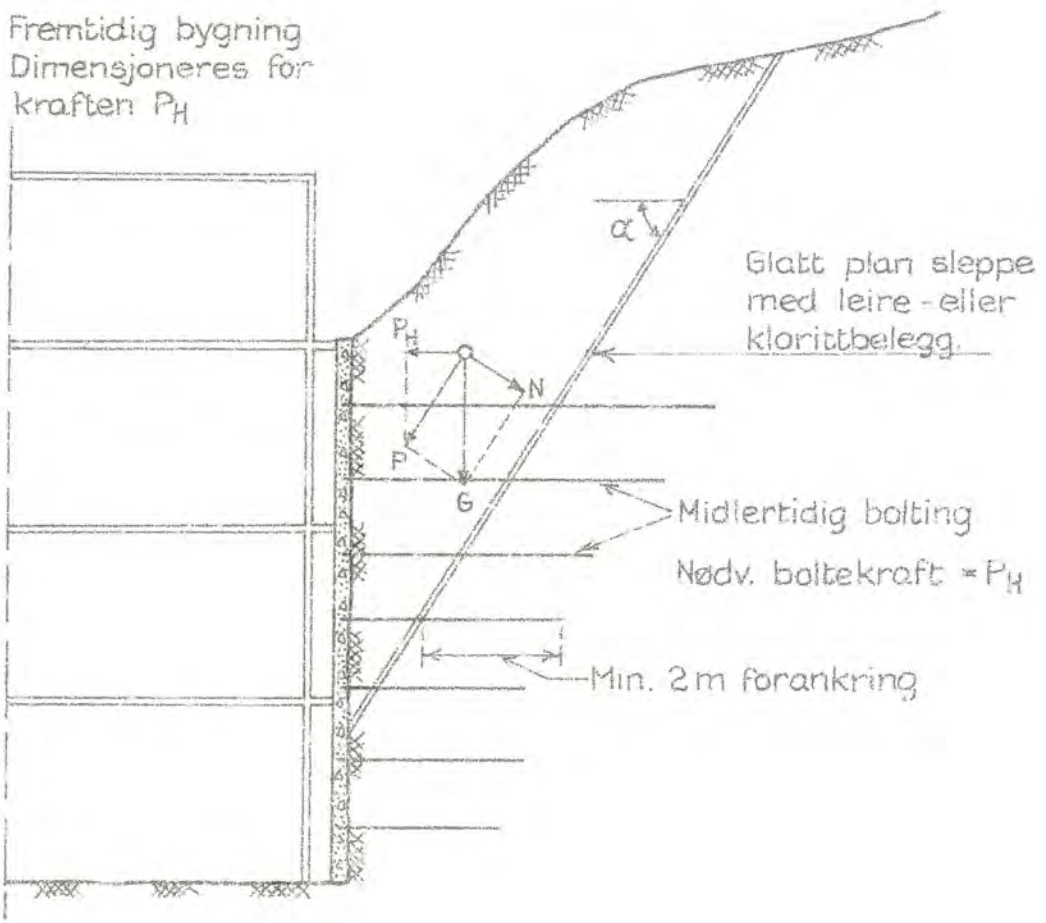


Fig. 5 c

Eksempel på støttemur langs fjellskjæring

Bergart: Kalk - leirskifer
Oppknust og forvitret.

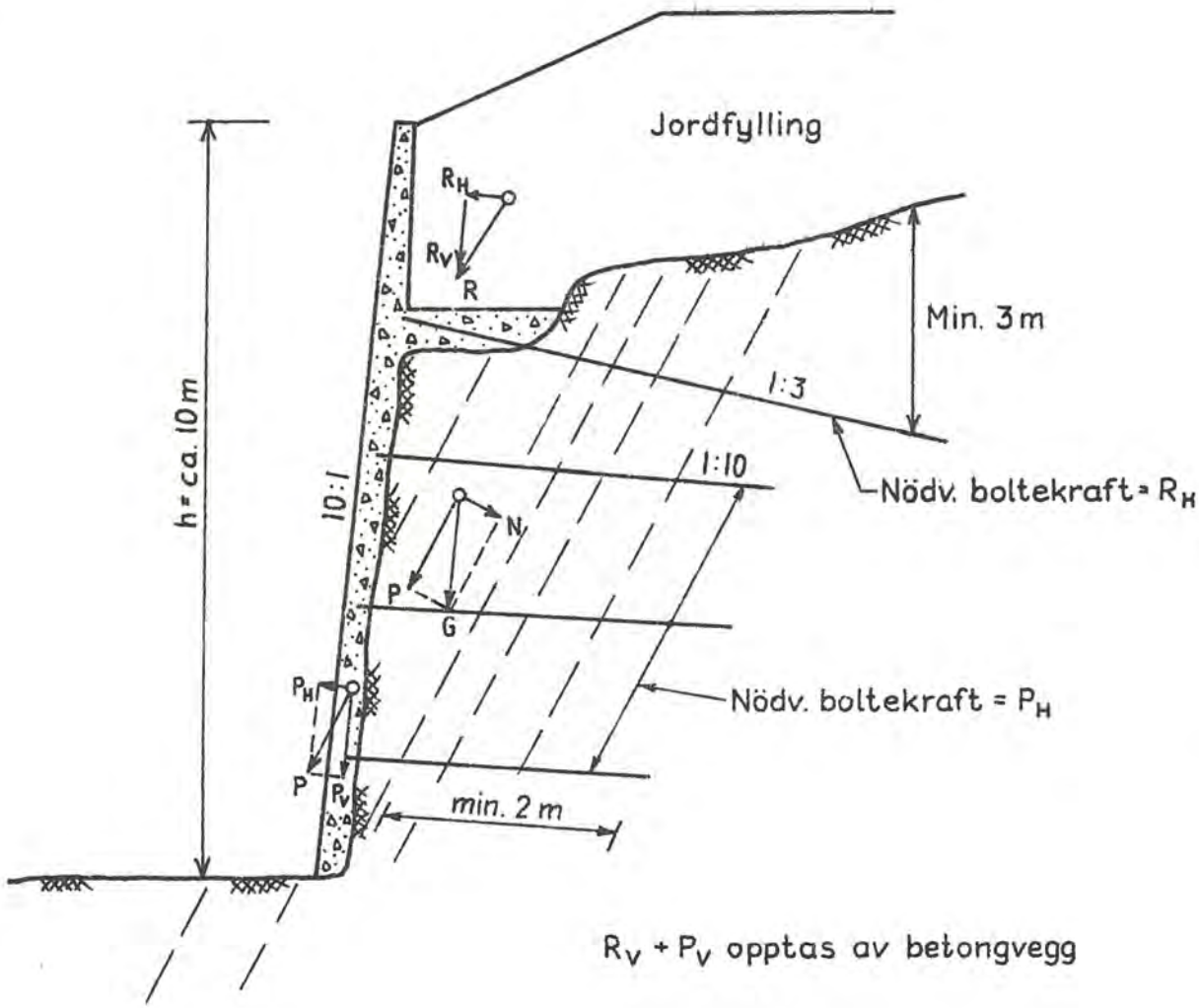


Fig. 6

Eksempel på utsprengning av tomt.

Bergart: Kalk - leirskifer
Oppsprukket og forvitret.

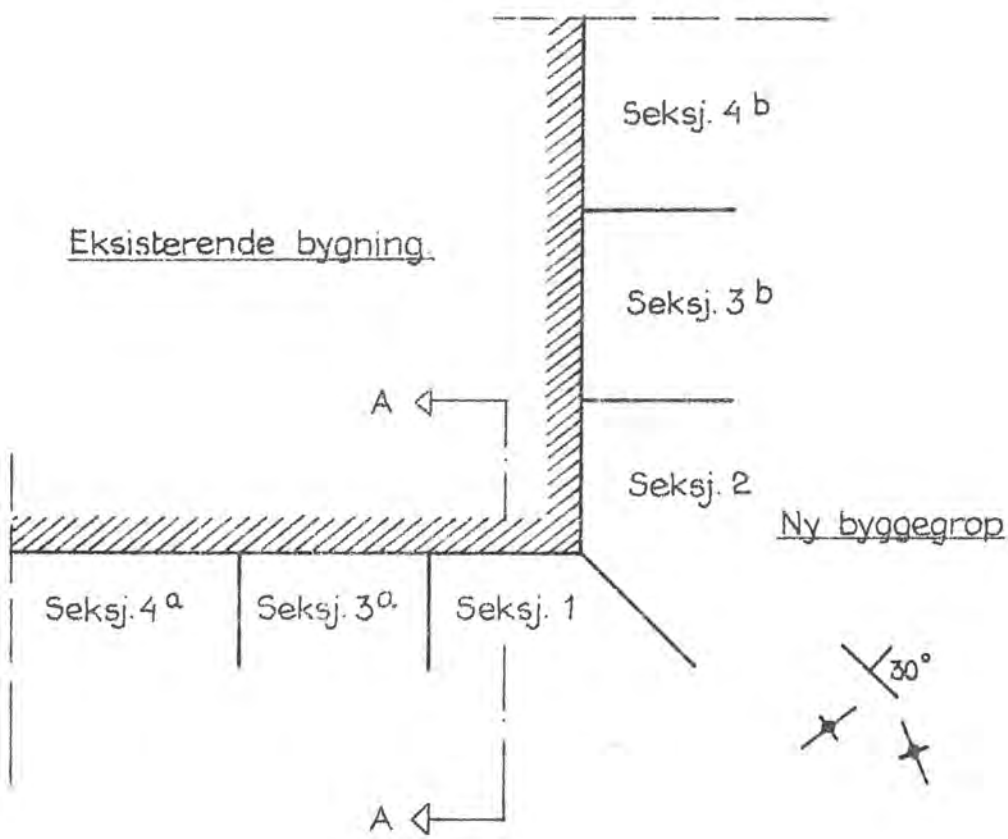


Fig. 7 A

Snitt A-A

Etter 1. pall

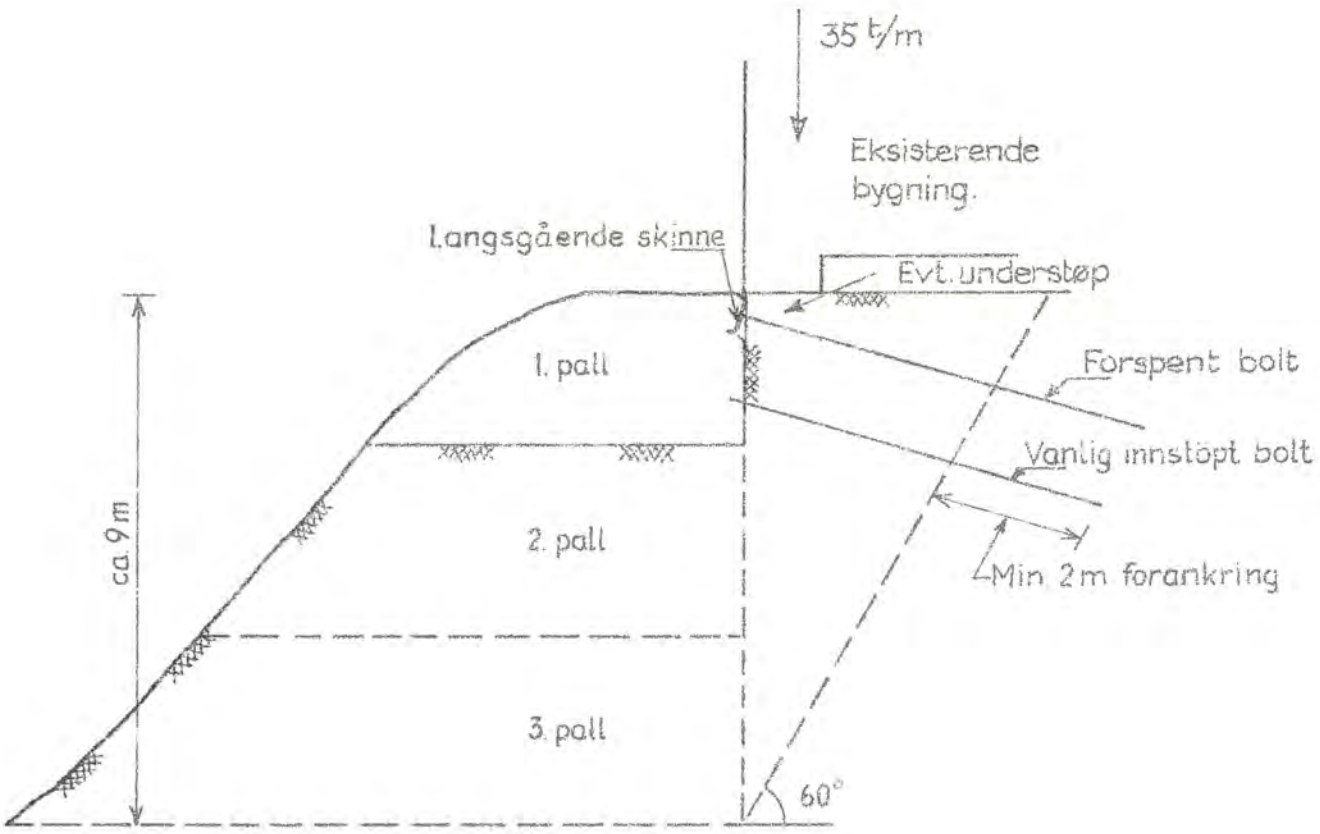


Fig. 7 B

Snitt A-A

Sprengningsarbeidet ferdig.

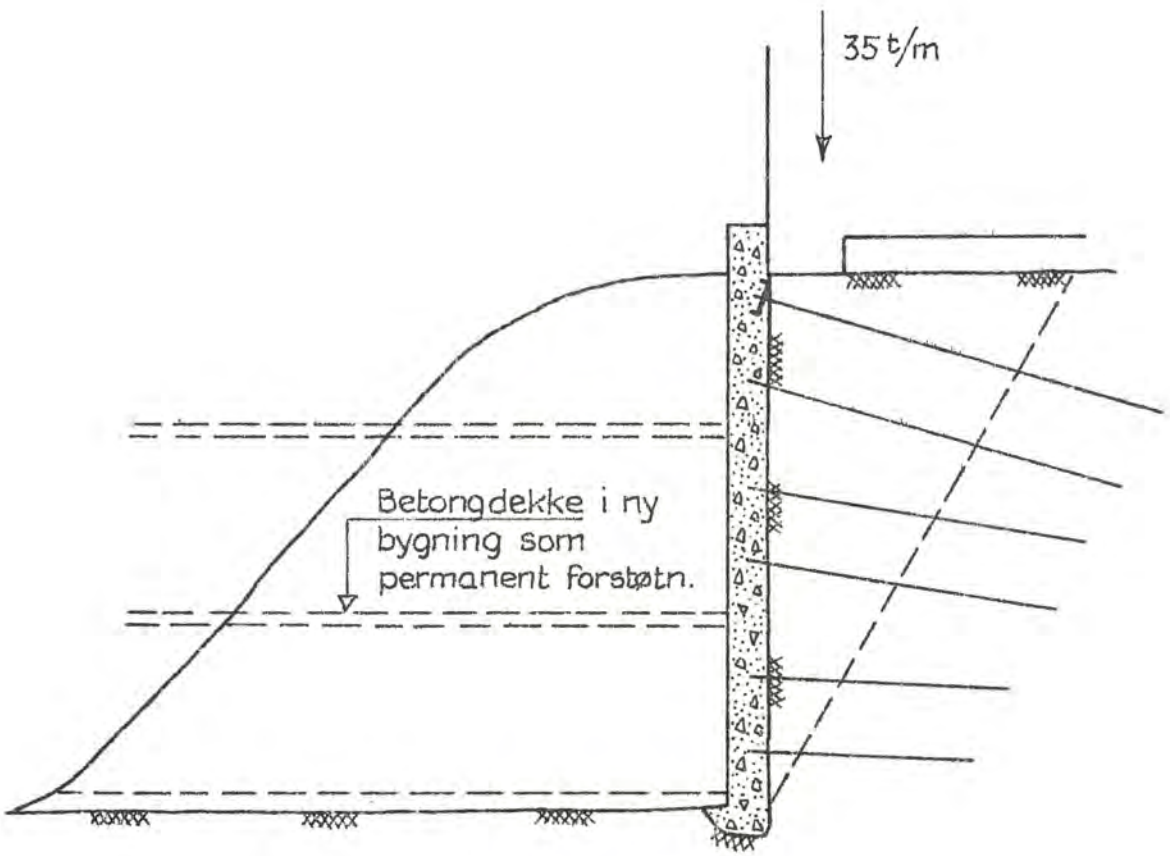


Fig. 7 c

STABILITETSVANSKER VED UTSPRENGNING AV STOR BYGGEGRUVE

av

Sivilingeniør Nils A. Gjæver

Siviling. A. Widerøe og N.A. Gjæver

STABILITETSVANSKER VED UTSPRENGNING AV STOR BYGGEGRUVE

I forbindelse med sprengnings- og sikringsarbeidene i byggetomten for Oslo Postkontors prosjekterte verksted- og garasjebygg i Konowsgt. 67 B, har vi arbeidet endel med de problemer som siv.ing. Lien nettopp haromtalt i sitt foredrag.

Da vi kom inn i prosjekteringsarbeidet som rådgivende ingeniører i bygningsteknikk, var allerede byggets beliggenhet og tomtens utnyttelse bestemt, uten at der var tatt hensyn til de spesielle geotekniske og geologiske forhold på stedet.

Sivilingeniør O. Kjølseth A/S ble derefter av byggherren engasjert til å ta seg av de nødvendige grunnundersøkelser, med sivilingeniør Lien som saksbehandler for de geologiske forhold. Sammen med dem har vi så arbeidet med løsningen av de stabilitetsproblemer som gjorde seg gjeldende i denne spesielle byggetomt.

Bygningens form og grunnflate fremgår av fig. 1. Tomten skrånet sterkt av fra Ryenbergveien i syd på ca. K+ 61.0, til Konowsgt. i nord på ca. K+ 38.0.

Største høyde til skjæringskanten var ca. 14 m, men over denne kom støttevegger og tilbakefyllinger som gav en total høydeforskjell på ca. 23 m.

Under undersøkelsen av de geologiske forhold fant man at strøket var nesten parallelt med bygningens lengderetning, og at fallet var ca. 55 grader. Bergarten, som var en kalkleirskifer, var i øvre lag sterkt oppsprukket og forvitret.

På bakgrunn av de innhentede data ble sikrings- og forstøttningsarbeidene prosjektert, med bolting og vertikale betongribber som hovedsikring, og skjæringskanten holdt på plass med en kantdrager.

Det ble bestemt å utføre utsprengningen og sikringen av tomten i egen entreprise. Dette skulle vise seg å være fornuftig da det under disse arbeider ble funnet leireslepper og knusningssoner som gjorde at sikringstiltakene måtte revurderes. Man kom til at bolting alene ikke lenger var tilstrekkelig for den permanente sikring av skjæringen, både fordi man kunne få setninger i forbindelse med sleppene, og fordi man regnet med at sleppene i alle fall ville bety øket korrosjonsfare for boltene.

Nye støttekonstruksjoner måtte derfor beregnes og tegnes efterhvert som arbeidene på byggeplassen skred frem. Dette nødvendiggjorde et intimt samarbeide mellom konsulenter og entreprenør, men umuliggjorde samtidig at en detaljert fremdriftsplan kunne utarbeides og følges eksakt. Istedet ble arbeidene på stedet fulgt fra uke til uke og de nødvendige forholdsregler tatt efterhvert som vanskelighetene meldte seg.

De antagelser om kraftforløp som vi la til grunn for våre beregninger faller godt sammen med det som er omtalt av sivilingeniør Lien. I fig. 2 er de forskjellige beregningsalternativer vi var inne på oppstilt.

Hvis man betrakter det fjell-legeme som skal holdes i likevekt, må både resultanten av de opptredende krefter og summen av momentene være lik null. Boltenes plasering vil da bestemme normalspenningene på glideflaten.

Under alternativene 1-3 er de forskjellige kombinasjoner av boltekraft og friksjon langs glideflaten behandlet.

Ved alternativ 4 hvor man har leireslepper med større tykkelser, kan det være fare for setninger i forbindelse

med utvasking eller konsolidering. Boltene kan da bli utsatt for skjærkrefter. Knusning av fjellet under bolten kan finne sted, og boltens innstøpning kan bli helt eller delvis ødelagt, med den følge at korrosjonsfaren øker.

Hvis de bevegelser som under slike forhold kan finne sted før krefter og momenter stabiliseres **ikke** kan aksepteres, må skjæringen sikres på annen måte.

Det vil ofte være vanskelig å fastlegge glideflaten og dens beskaffenhet, samt å skaffe seg sikre data om friksjonen. I vårt tilfelle, hvor dette ikke var mulig, var vi henvist til å regne efter alternativene 2 og 4.

I praksis ble en kombinasjon av bolting og skråstøtter utført som den permanente sikring av fjellskjæringen. Prinsippløsningen for skråstøttene er vist i fig. 3. Man antok at en vilkårlig leirefylt sleppe kunne danne glideflaten for de overliggende fjell- og jordmasser, og at denne sleppe ville ligge parallelt med lagdelingsplanet. Den ugunstigste sleppe ble antatt å være den som kom ut nærmest byggegrubens bunn, og skråstøttene måtte dimensjoneres slik at de kunne hindre en glidning av de overliggende masser langs denne sleppe. Problemet ble dermed redusert til beregningen av et trykkledd, delvis med sentrisk, delvis med eksentrisk last, avhengig av hvordan støttene kunne plaseres i forhold til skjæringen og bygningen.

I bygningens verkstedseksjon var det meget viktig å spare plass, og støtten måtte gis en form som antydet i fig. 4. Med de betraktningsmåter vi hadde lagt til grunn, ville en slik konstruksjon ikke ha den ønskede sikkerhet mot velting. Vi valgte derfor å sette inn endel ekstrabolter i bakkant av støtten for å øke sikkerheten mot velting.

Fig. 5 viser en annen variant. For å rette opp naboeiendommen og holde løsmassene på plass, ble det på et parti

nødvendig å konstruere en støttevegg og plate som var fundamentert direkte på skråstøttene. Støtteveggen og platen bak denne spenner kontinuerlig over skråstøttene.

I midtre del av tomten har man en halvsirkelformet utvidelse hvor det ikke var mulig å føre støtter inn i bygningen. Det ble her sprengt ut en hylle langs lagdelingsplanet og en bueformet kantdrager ble utstøpt slik at kreftene kunne føres ned til byggegrubens bunn gjennom buen. Dette fremgår av fig. 6.

Langs hele skjæringskantens topp ble det støpt støttevegger for å holde på løsmassene. Stort sett var disse av tradisjonell type, men da man kom i konflikt med hovedvannledningen i Ryenbergveien, ble vi nødt til å finne en annen løsning. Konstruksjonen er i prinsipp vist i fig. 7.

P.g.a. vannledningen var det ikke mulig å sprenge ut en fot som var bred nok til å gjøre støtteveggen stabil. I forkant var fjellet dårlig og skrånet dessuten av slik at man ikke kunne forlenge foten fremover. Vi valgte derfor en kasseseksjon som vist, hvorved vi oppnådde redusert horisontaltrykk på veggen, redusert veltemoment og dermed redusert kanttrykk på fjellet, samtidig som konstruksjonen ble utnyttet som fundament for Ryenbergveien på dette parti.

Til slutt vil jeg gi en kort kommentar til den sikringsmåte som er vist av sivilingeniør Lien i hans fig. 5 A, og her gjengitt i prinsipp som fig. 8.

Metoden går i korthet ut på at man ved sterkt oppsprukket og dårlig fjell, hvor man ikke kan stole på bolter alene, må sørge for en utstøpning av selve fjellskjæringen for å holde på mindre blokker som ellers efter hvert vil rase ut. Den utstøpte konstruksjon kan da med fordel utnyttes i stabilitetsberegningen ved at man tar hensyn til en kraftoverføring i fugen mellom betong og fjell. Dermed

reduseres boltekraften fra

$$K = \frac{G \sin\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \qquad \text{(uten utstøpning)}$$

til $$K = \frac{G \sin\alpha\cos\alpha}{\cos\beta} = \frac{G \sin 2\alpha}{2\cos\beta} \qquad \text{(ved utstøpt vegg)}$$

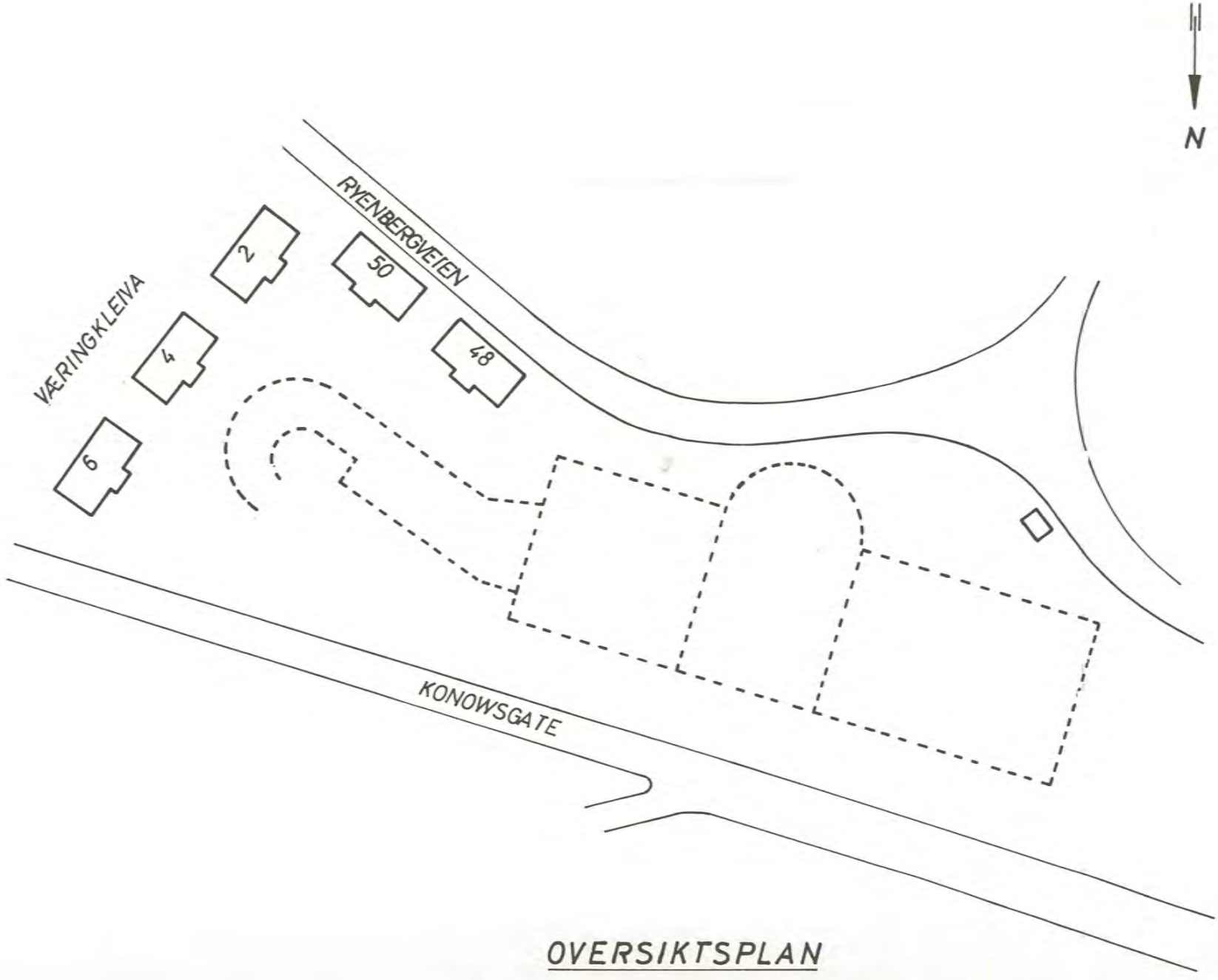
Vertikalkomponenten må da overføres direkte til byggegrubens bunn gjennom betongutstøpningen.

Reduksjonen i boltekraft illustreres enklest ved å sette $\beta = 0$ og $\alpha = 60^{\circ}$. Boltekraften blir henholdsvis $G\sqrt{3}$ og $1/4 \cdot G\sqrt{3}$.

Forutsetningene for en slik beregningsmåte er:
Boltene må kunne aksepteres om permanent sikring.
Fjellet må være nok fortannet i overgangsfugen til å kunne overføre kreftenes vertikalkomponent.
Den utstøpte vegg må dimensjoneres for vertikalkomponenten.

Uten å kunne uttale meg om hva som er vanlig beregningspraksis på dette område, vil jeg her også antyde at boltene kan plaseres slik at trykkforholdene normalt på glideflaten blir minst mulig forandret fra den opprinnelige tilstand. Dette oppnås ved at man beregner den opprinnelige normalkomponent på flaten, og derefter setter som krav at ΣM skal være lik null uten at normalkomponentens angrepspunkt forskyves vesentlig.

Ved godt fjell og rene glideflater vil neppe normalkreftene være avgjørende for stabiliteten, men ved leirfylte slepper eller knusningssoner kan en slik beregning hindre uønskede setninger.



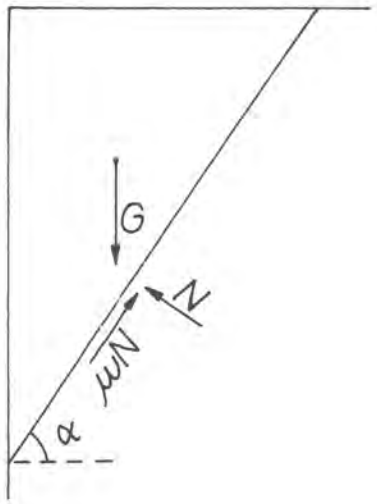
OVERSIKTSPLAN

OSLO POSTKONTOR, KONOWSGT 67B

FIG 1

XVI-B

ALT 1 (god friksjon i glideflaten)



$$\mu \leqslant tg\alpha$$

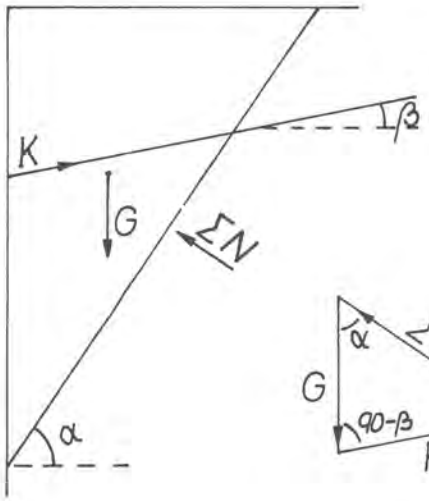
$$G_{maks} = \frac{S \cdot \mu N}{\sin\alpha} \quad \text{hvor } N = G\cos\alpha$$

$$S = \frac{tg\alpha}{\mu}$$

hvor S = sikkerhetsfaktor

μ = friksjonskoeffisient

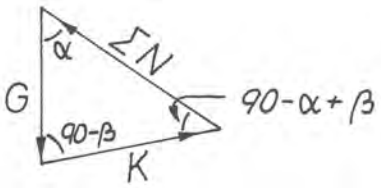
ALT 2 (ingen friksjon)



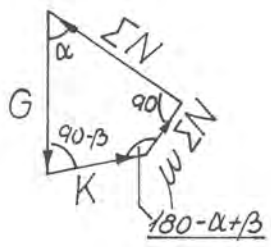
$$\mu = 0$$

$$K = \frac{S \cdot G\sin\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} \quad \text{(boltekraft)}$$

$\Sigma M = 0$ (best. boltens plasering)



ALT 3



$$0 < \mu < \frac{G\sin\alpha}{\Sigma N} \cdot S$$

$$K = S \cdot \frac{G\sin\alpha - \mu\Sigma N}{\cos(\alpha-\beta)}$$

$\Sigma M = 0$

ALT 4

Grove leireslepper og knusningssoner
Aggresivt vann
Dårlig boltefjell

FIG 2

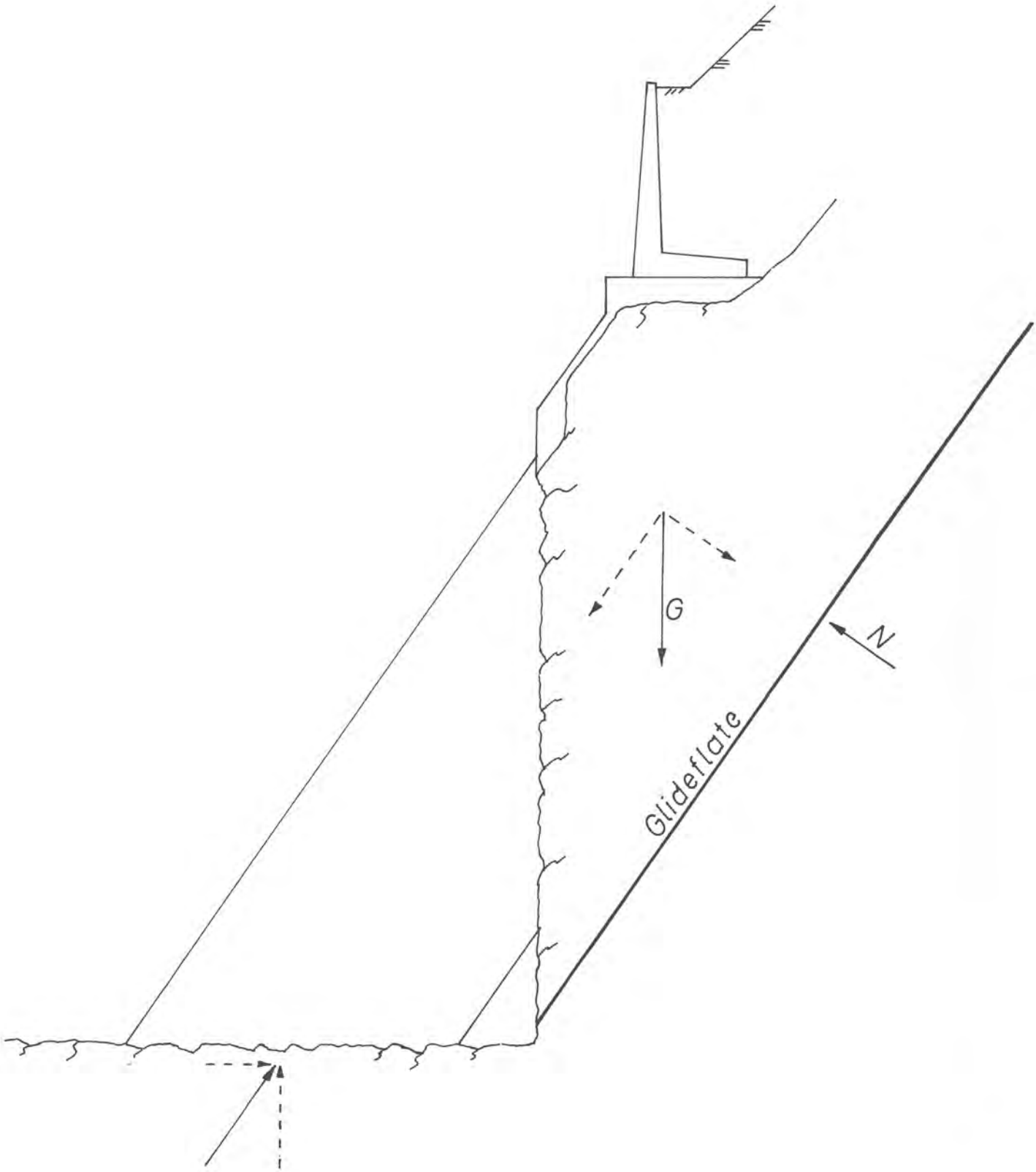


FIG 3

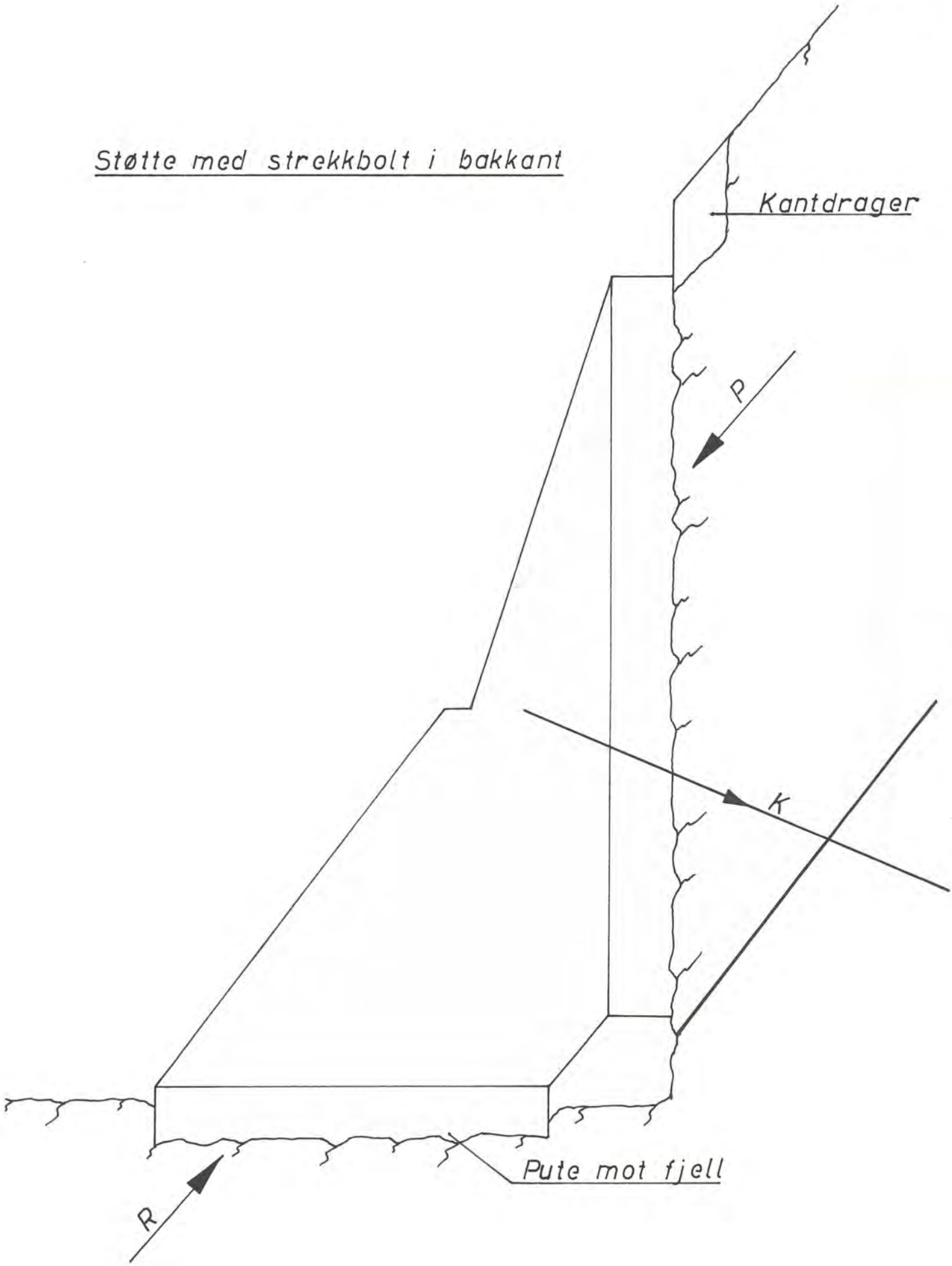

Støtte med strekkbolt i bakkant
Kantdrager
P
K
Pute mot fjell
R

FIG 4

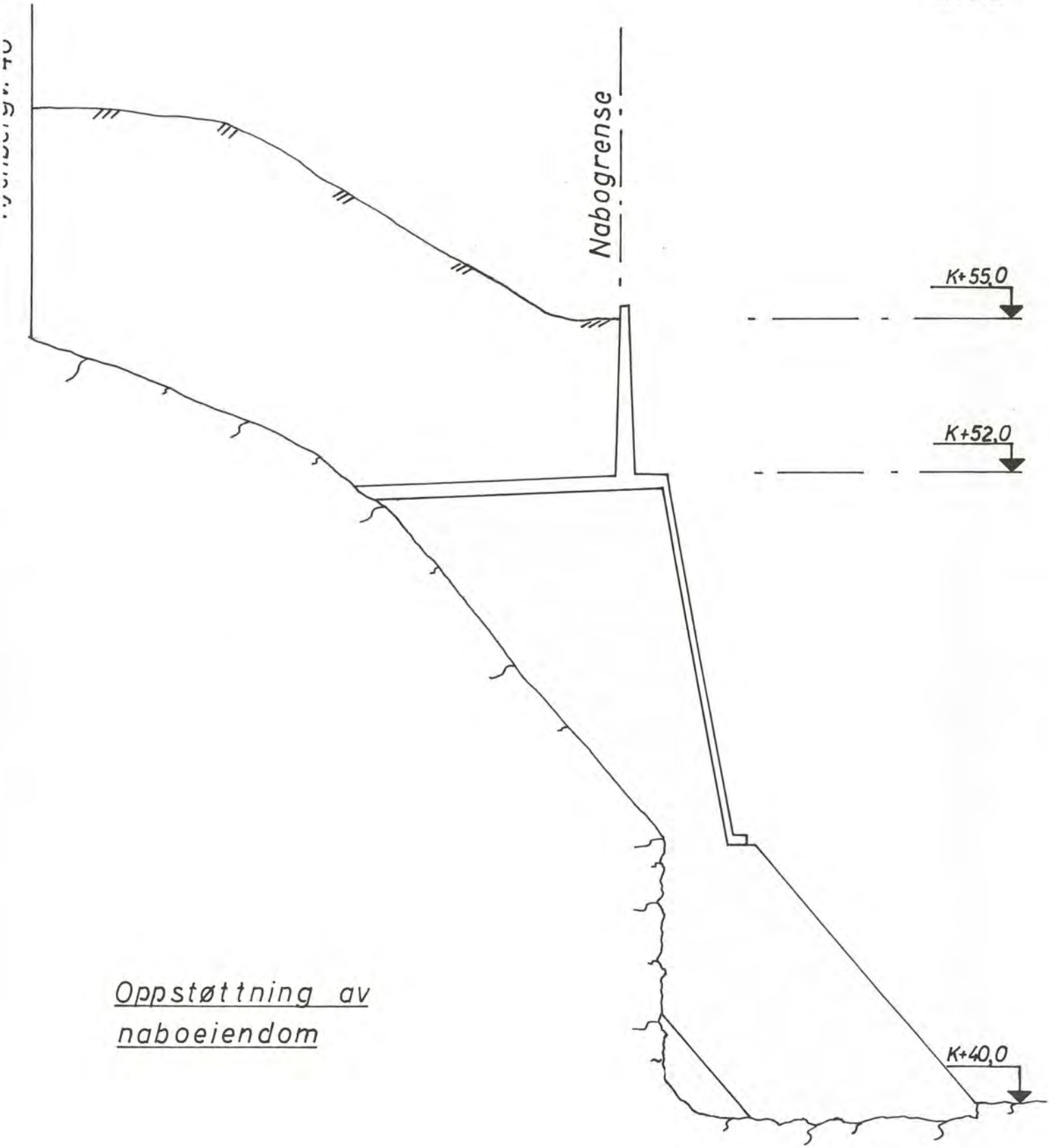


FIG 5

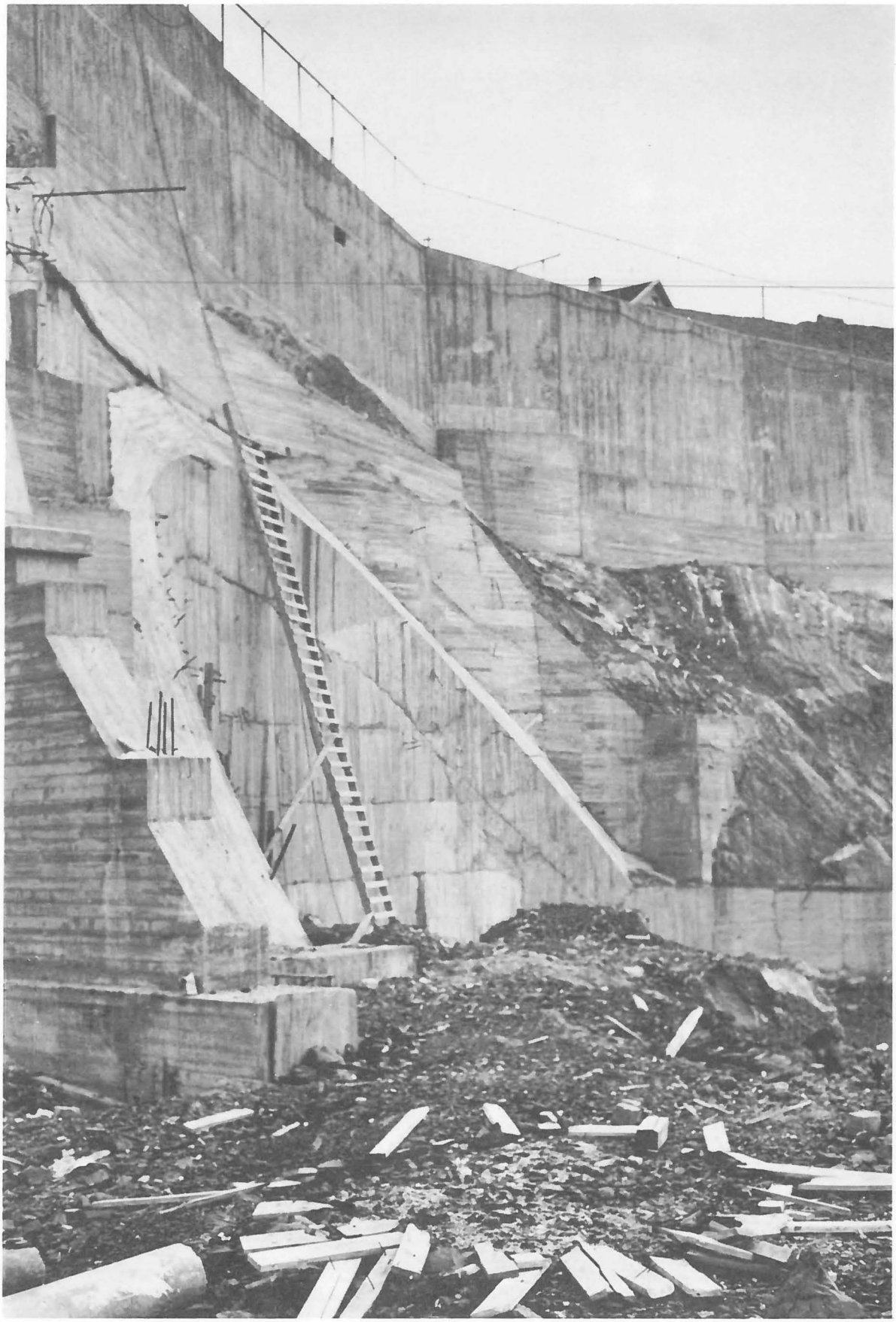
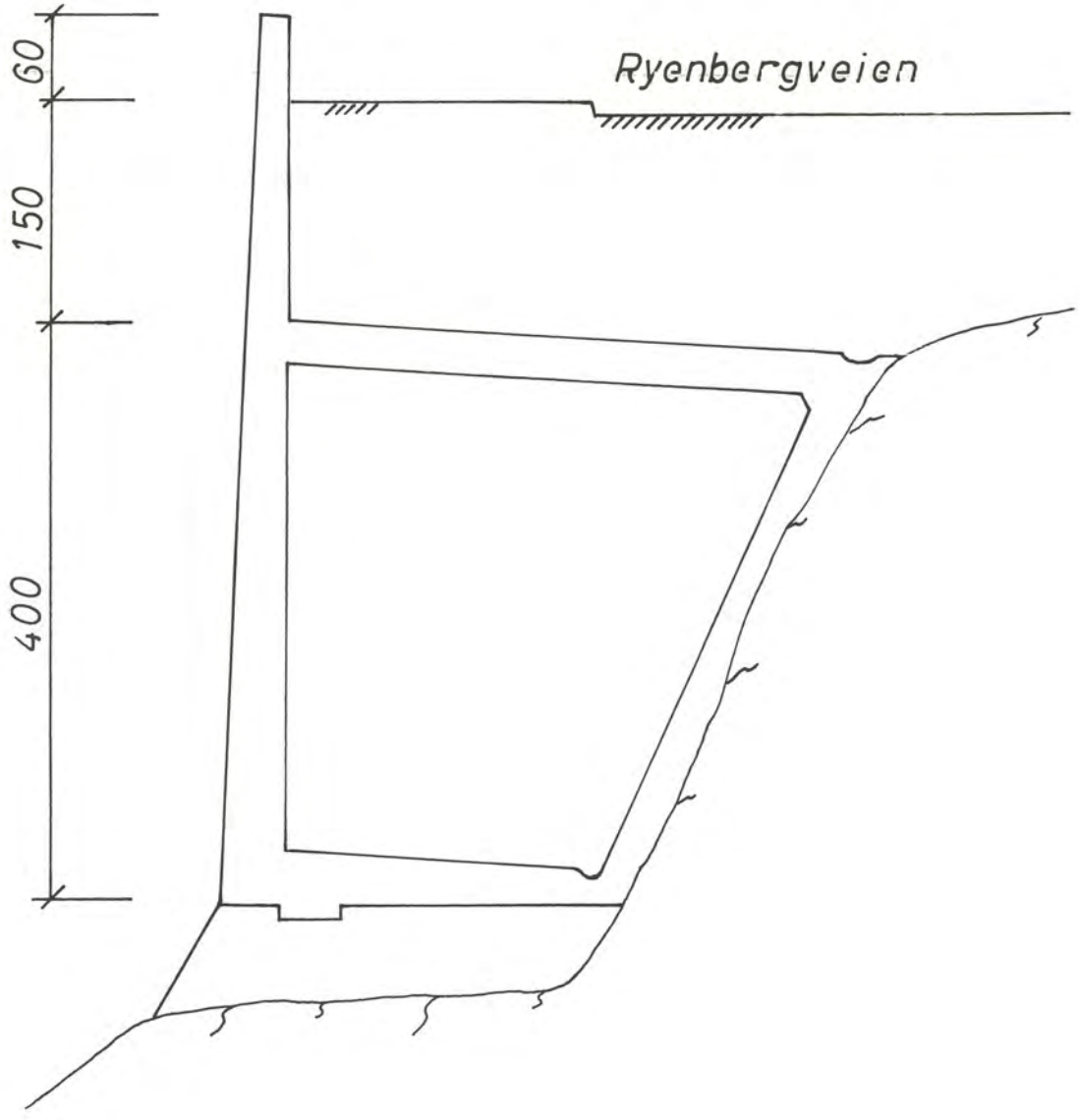


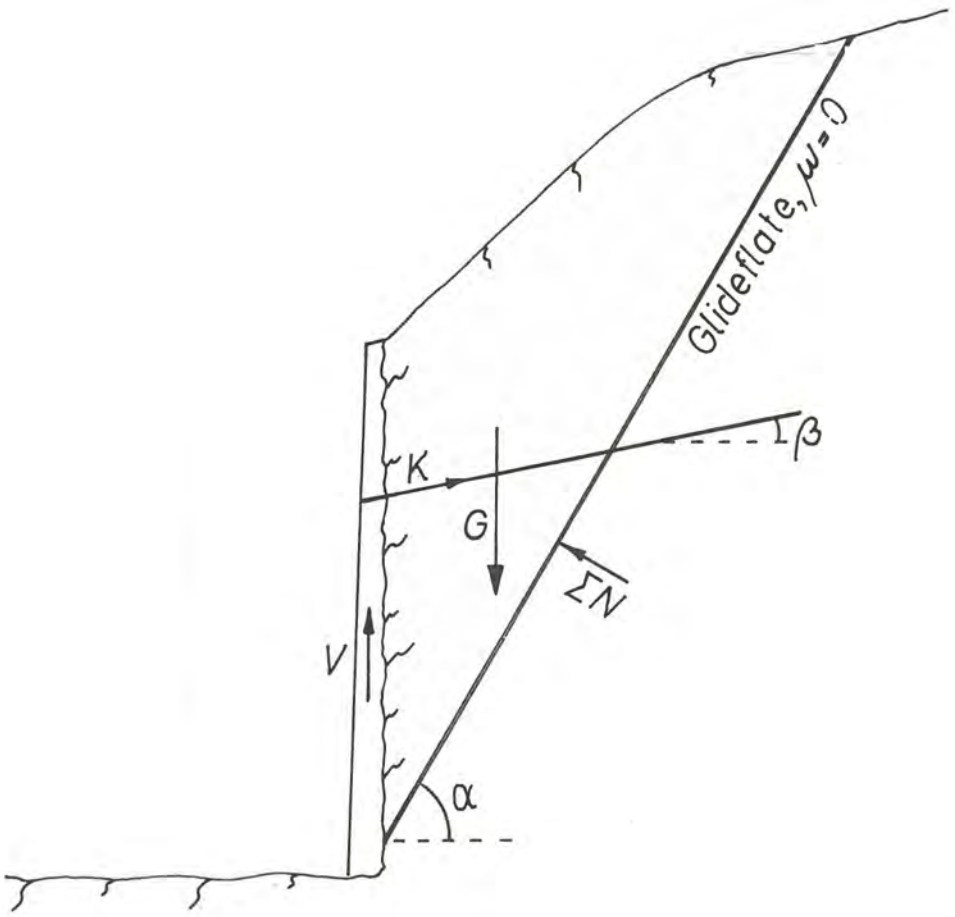
Fig. 6.

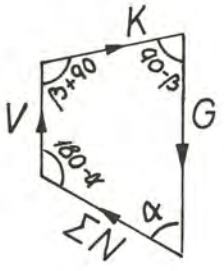


Kasseseksjon for oppstøttning av Ryenbergveien

FIG 7

Utstøpt vegg og bolter
Glatt sleppe





$$\underline{K} = \frac{S \cdot G \sin\alpha \cos\alpha}{\cos\beta} = \frac{S \cdot G \sin 2\alpha}{2\cos\beta}$$

$$\underline{\Sigma M = 0}$$

FIG 8

SPRENGNINGS OG SIKRINGSOPPLEGG I STØRRE BYGGEGRUBE

av
Sivilingeniør Leif Andersen
Ragnar Evensen A/S

SPRENGNINGS OG SIKRINGSOPPLEGG I STØRRE BYGGEGRUBE

I det foregående innlegg er det kommet generelt inn på stabilitetsproblemer ved større byggegruber.

Det er vanskelig å komme med et generelt sprengnings- og sikringsopplegg, da fjellets art samt fall og strøk varierer sterkt fra sted til sted.

Jeg vil i det etterfølgende komme inn på sprengnings- og sikringsopplegg ved et komplisert arbeide, nemlig tomte-utsprengningen av Oslo Postkontor's nybygg i Konows gate.

Av fig. 1 fremgår tomtens utforming. Bergarten var kalk-skifer med noe kisinnhold.

Bergartens strøk ligger omtrent parallelt med tomtens lengde-retning, og fallet som senere viste seg å gi en del pro-blemer var ca. 45° - 55°. Fig. 2 a - b.

Tomten var videre gjennomskåret av slepper.

Fig. 3 viser snitt gjennom tomten og omgivelsene.

Som det fremgår av snittene, ville man få en relativt høy bakvegg (ca. 20 m) med en ovenforliggende vei med hoved-vannledning og div. kabler, samt ytterligere en del be-byggelse.

På et tidlig tidspunkt ble det klart at fjellet var svært løst, og at slepper i lagdelingsplanet måtte ansees for å være nærmest friksjonsløse.

Det ble valgt følgende arbeidsopplegg, fig. 4 og 5:

1) Sikring av vannledninger og kabler ved å oppføre støttemurer i seksjoner på 5 - 12 m før selve sprengningen ble igangsatt.

2) Utsprengning av tomt etter et lagdelingsplan som ble presset så langt som mulig tilbake. Under nedsprengningen langs lagdelingsplanet ble det foretatt bolting av partier som senere ville bli den endelige fjellflate.

3) Selve tomten ble oppdelt i seksjoner fra 7 til 25 m bredde som ble uttatt etter at naboseksjoner var sprengt ned og sikret.

4) Selve skjæringen ble skutt ned i paller på 2 - 3 m og sikret med innstøpte bolter for hver pall.

Til boltesikring ble benyttet armeringsstål ø 32 og Ø 26 mm i ruter ca. 1.5 m x 1.5 m. Boltelengde ble av praktiske hensyn begrenset til ca. 12 m i topp av skjæring og suksessivt redusert til 4 m i bunn av skjæringen.

5) Som tidligere nevnt var fjellet svært løst, og da dette ikke bedret seg nedover i tomten, samtidig som noen slepper gjorde forholdene usikre, ble det som ekstra sikring støpt opp skiver og understøttelse.

Sivilingeniør Giæver vil som bygningsteknisk konsulent behandle denne side av saken i et etterfølgende innlegg.

Konturborring og kontursprengning.

Hele tomtens skjæringsflate (ca. 2.500 m^2) ble konturborret før selve sprengningen ble foretatt.

Til borringen ble benyttet en beltegående borrbukk. Det ble anvendt grovhullsborr ($2\frac{1}{2}$") med føringshylse. Resultatet av denne metode var meget godt. Ved borrdybde på ca. 18-20 m var avviket maksimum 4 cm, fig. 6.

Ved konturspregningen fikk man det beste resultat, og det mest økonomiske ved følgende borrskjema. Fig. 7a og 8.

> Grovhull $2\frac{1}{2}$" i kontur cc 40 cm med et mellomhull (borrserie 11) borret for hver 3 m's pall. Konturhullene ble ikke ladd, men det ble borret en rast ca. 25 cm avstand fra konturen som ble skutt med redusert ladning, som siste intervall i salven.

Som regel falt fjellet ut for det meste etter konturen. Noe etterrensk var det naturligvis, men nedfallet var minimalt.

Et annet skjema fig. 7b og 9 ble også benyttet, men omkostningene var høyere enn det ovenfor nevnte.

Grovhull cc 40 cm med mellomhull (borrserie nr. 11), nærmeste rast 30 cm fra kontur. Mellomhullet og nærmeste rast svakt ladet.

Selve sprengningen av den øvrige del av tomten måtte foregå på ortodoks måte med relativt små salver p.g.a. faren for eventuelle skader på naboeiendommer som lå tett inn til tomten.

Bolting og bolteborring.

Som tidligere nevnt ble det ved sikringsarbeidet benyttet innstøpte bolter begrenset oppad til 12 m lengde.
Det ble benyttet sveisbart kamstål 40 i dimensjoner 32 mm og 26 mm.

Boltearbeidet omfattet i alt ca. 1.700 stk. bolter med en samlet lengde på ca. 11.500 m.

Selve boltehullene ble utborret med beltegående borrbukk.

Boltehullene ble lagt ca. 15 - 20° i forhold til normalen på lagdelingsplanet for å få påkjenning delvis på strekk.

For å unngå "krangel" ved innstøpningen av boltene, og for å få en god omstøpning, ble det bnyttet $2\frac{1}{2}$" borrkrone.

Mørtelen ble proporsjonert i forholdet 1 del sement til 1.3 del sand, og med en v/c faktor på ca. 0.4 - 0.45.

Som sandtilslag ble benyttet gradert tørket sand i fraksjoner 0 - 1 mm og 1 - 3 mm.

På grunn av terrengforholdene ble mørtelen blandet i nærheten av boltestedet.

Prøver av mørtelen viste ~~termi~~ herdefasthet på ca. 500 kg etter 7 døgn.

For innpressing av mørtelen ble benyttet et Berg-Jet innjeksjonsapparat. Bolter ble umiddelbart etter innjiseringen presset inn enten manuelt eller med lufthammer.

Det ble foretatt strekkprøver av bolter med innstøpningslengde helt ned til 0.75 m. Ved samtlige prøver fikk man brudd i den fri lengde av bolten, - uten antydning til glidning i innstøpningen.

Brudd i boltene ble oppnådd ved ca. 5.200 kg/cm^2.

Heftspenningen må etter forsøkene ligge på minst 36 kg/cm^2 og heft mørtel-fjell på minst 15 kg/cm^2.

Enkelte bolteinnstøpninger ble blottlagt, og selve omstøpningen var trengt opptil ca. 10 cm inn i sleppet og flisete fjell, fig. 10.

En del av boltingen foregikk i den kalde periodensiste vinter. Ved temperaturmålinger i borrhullene viste det seg at man allerede ved ca. 1 m inn i borrhullene hadde en temperatur på ca. + 1°. Etter de prøver som ble tatt skulle det være forsvarlig å foreta evt. bolting selv i meget lav temperatur.

Forsegling av fjellflater.

Som tidligere nevnt var fjellet svært løst, og for å forhindre en senere forvitring med smånedfall, ble det først prøvet med sprøytbetong på fjellveggene. Hvor fjellet sto

på "bust" ble resultatet relativt godt.

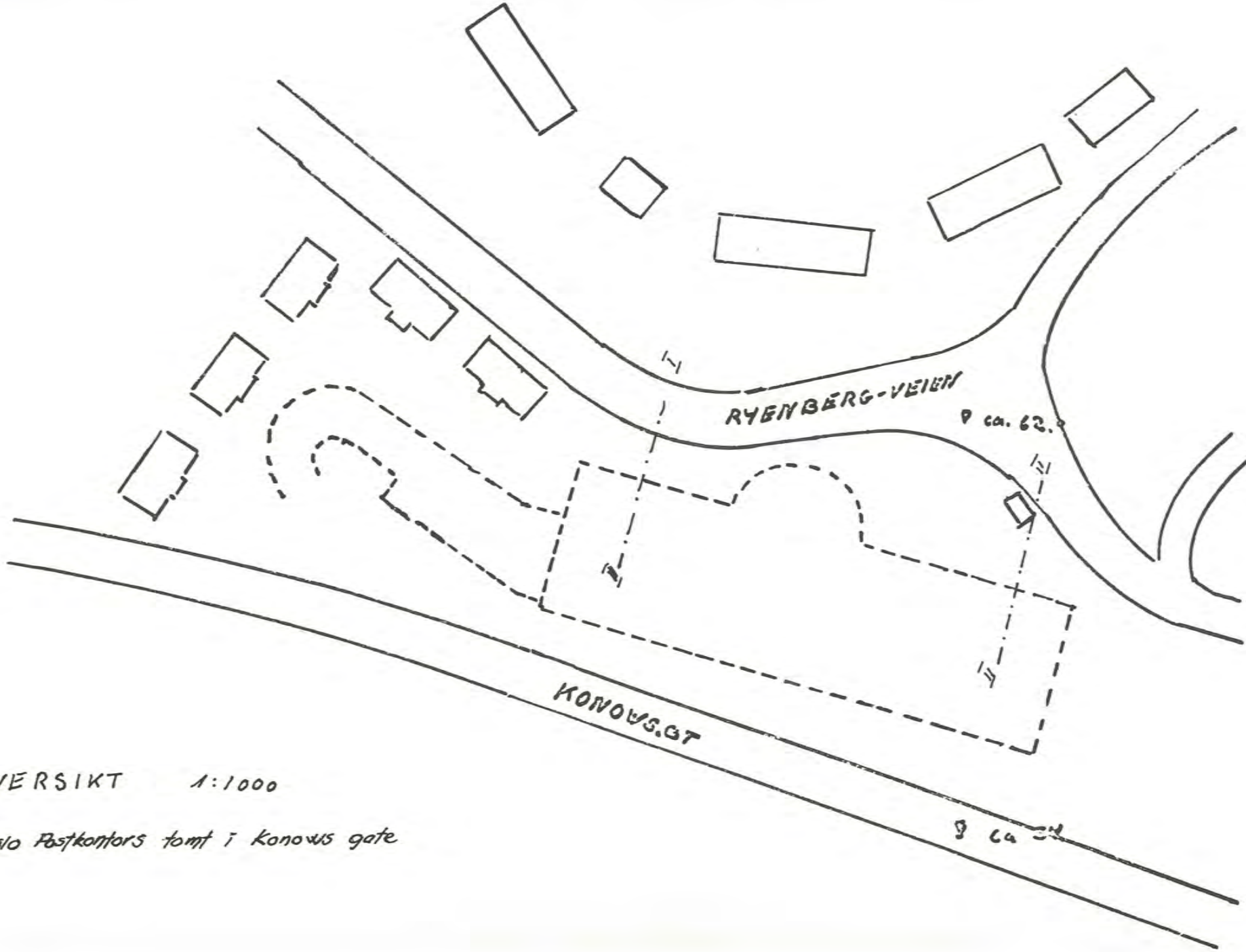
Ved forsegling delvis på lagdelingsplanet med sprøytbetong var resultatet ikke helt godt. Forseglingen fikk etter ca. 1 år smårisser. Om årsaken var for dårlig rengjøring av flatene (vannspyling og børsting) eller om temperaturdifferansen skapte spenningen i overflaten, vil jeg ikke uttale meg om.

I dette tilfelle gikk man til armert utstøpning på en del partier.

Settingskontroll.

Ved dette foretagendet var man litt engstelig for at partier av fjellet med støttemurer under arbeidets gang skulle skli ut etter lagdelingsplanet.
Om engstelsen var begrunnet eller ikke skal være usagt.

Det ble foretatt regelmessige nivellementer og regelmessige sideavviksmålinger av topp støttemur, for gjennom disse å få en indikasjon på evt. bevegelser i fjellet.
Bevegelser som ble registrert var på maksimum ca. 20 mm.



OVERSIKT 1:1000

Oslo Postkontors tomt i Konows gate

Fig 1.

Fig. 2 a. Oslo Postkontor's tomt i Konows gt.
Bergartens strøk og fall.

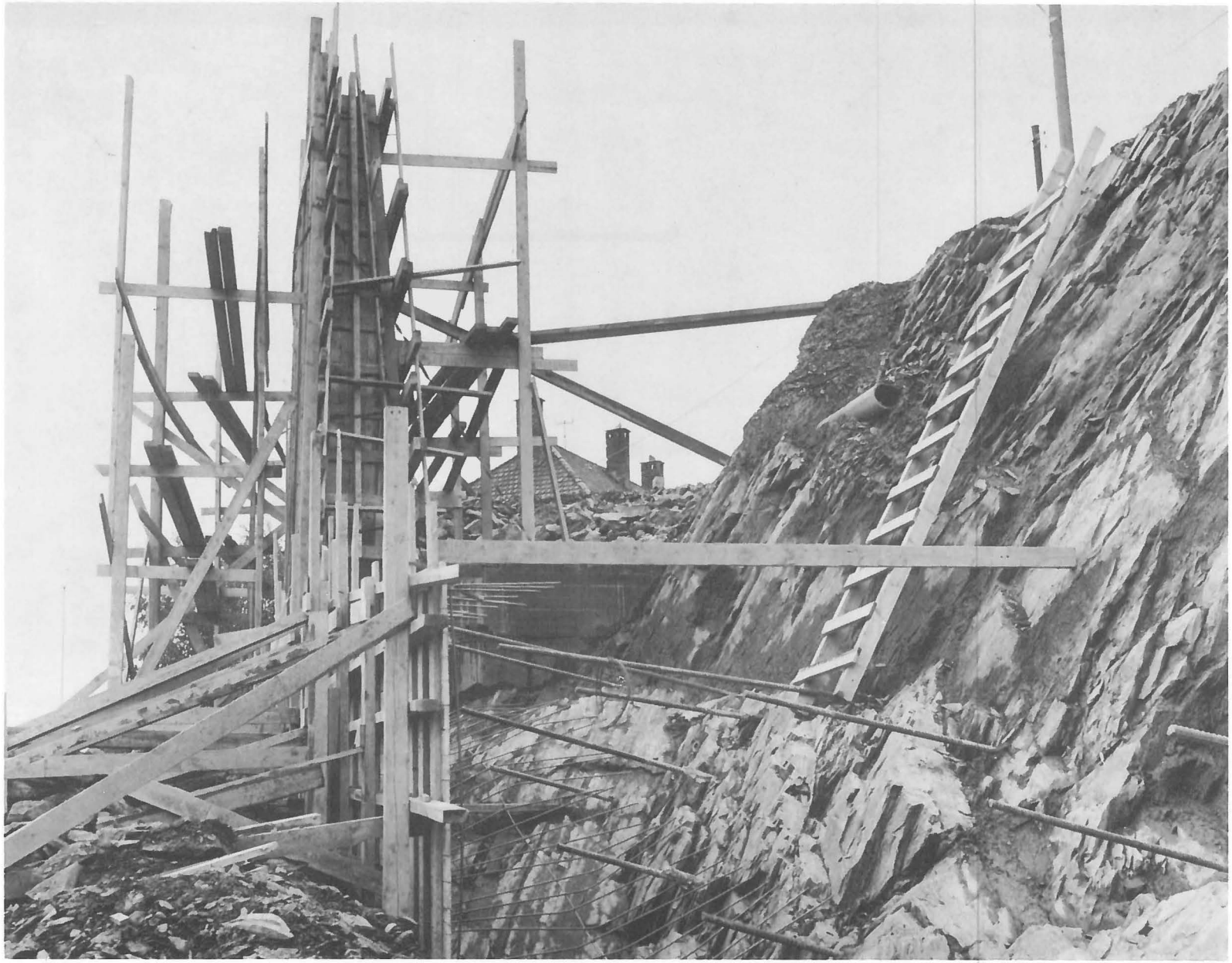
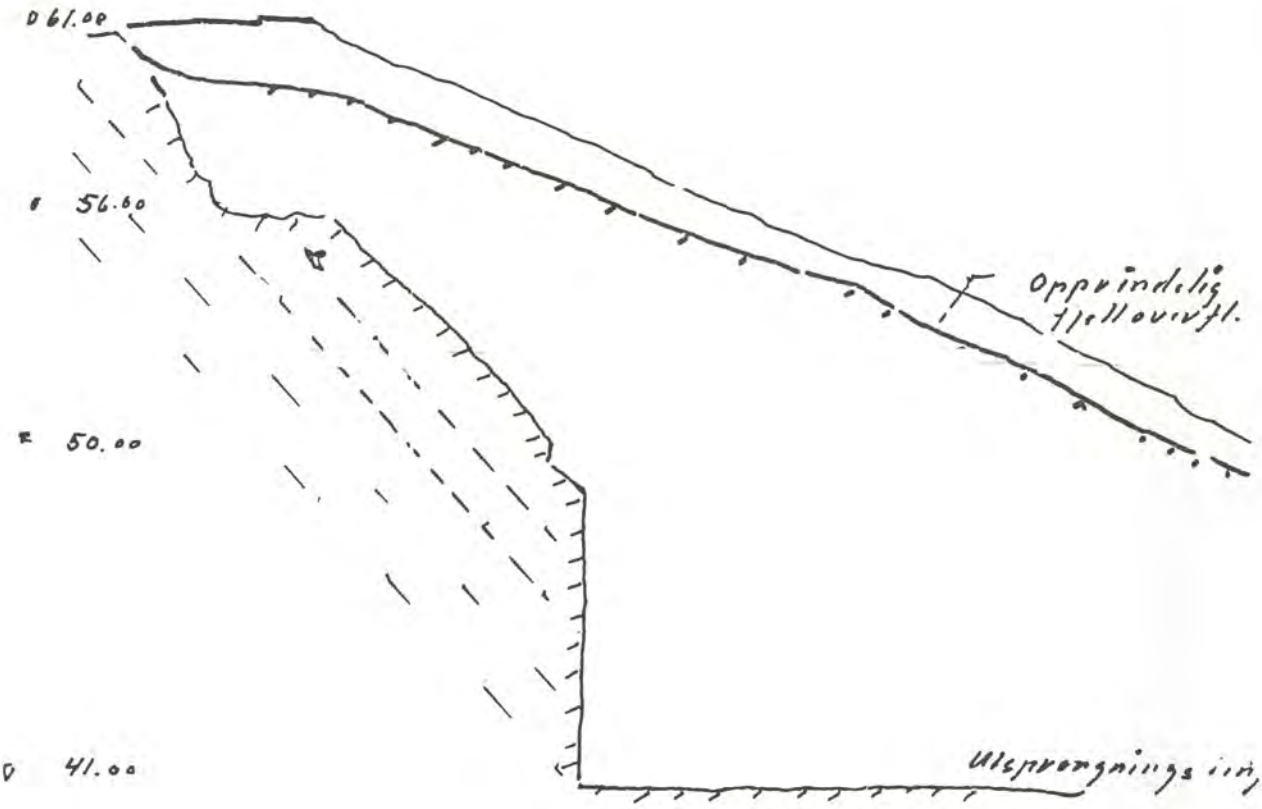


Fig. 2 b. Oslo Postkontor's tomt i Konows gt.
Bergartens strøk og fall.

Fig 3

Snitt I



Snitt II

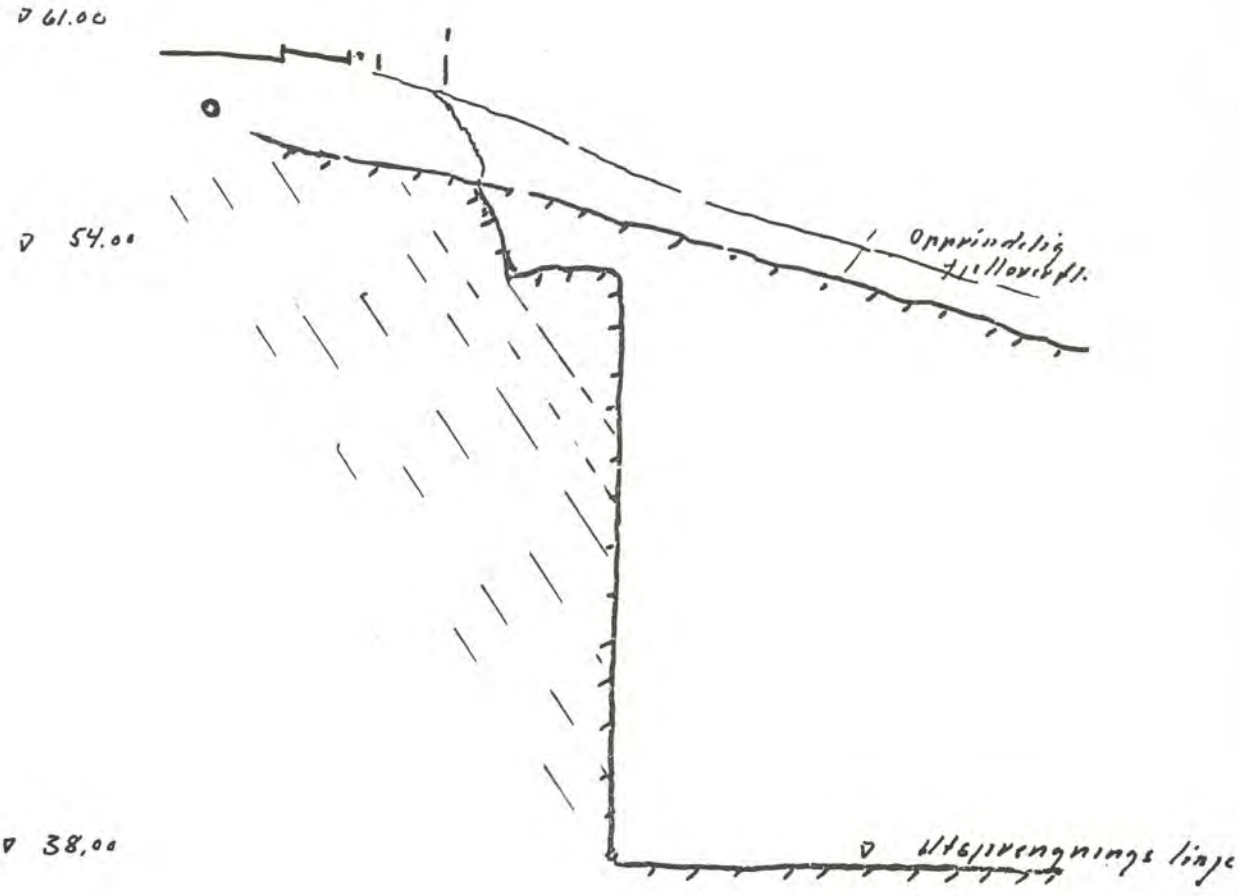
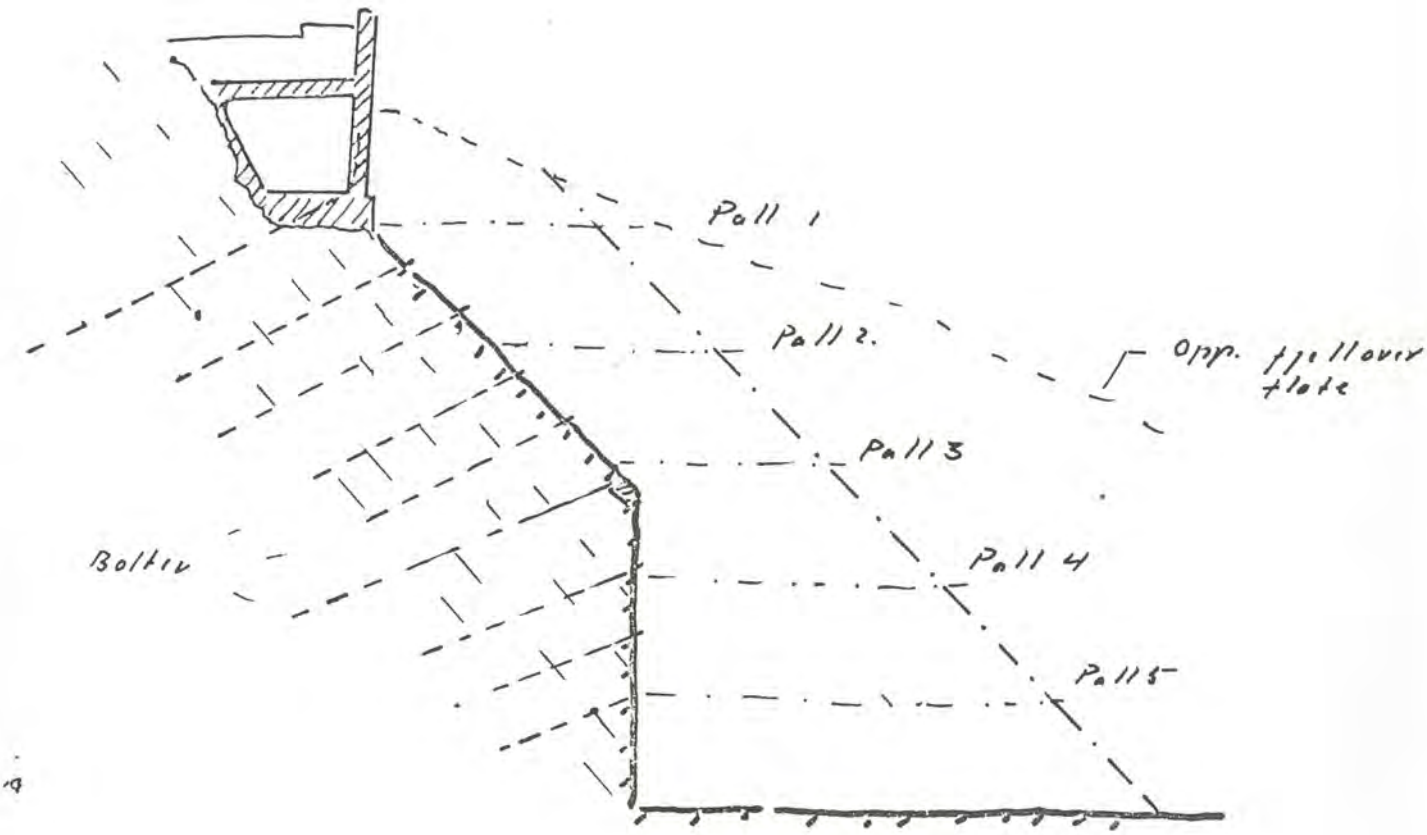
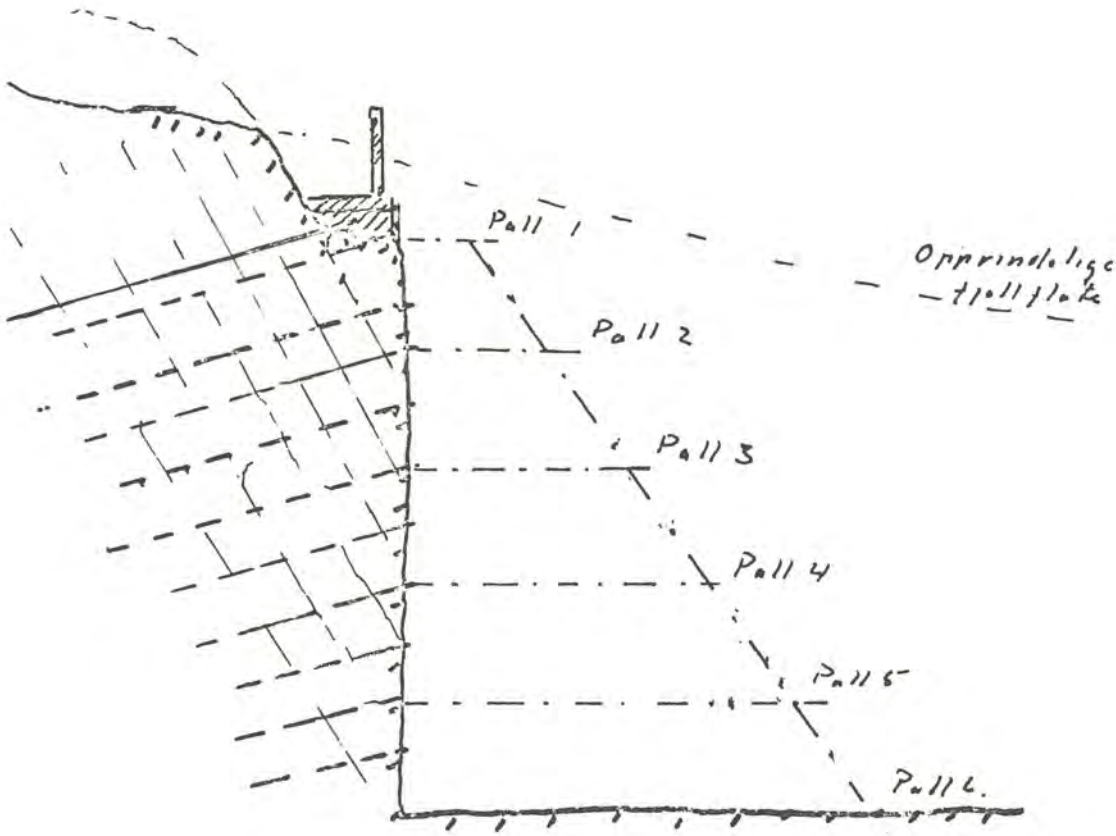


 Fig 4


Pall 1
Pall 2.
Opp. fjellover flate
Pall 3
Bolter
Pall 4
Pall 5


Pall 1
Opprindelige fjellflate
Pall 2
Pall 3
Pall 4
Pall 5
Pall 6.

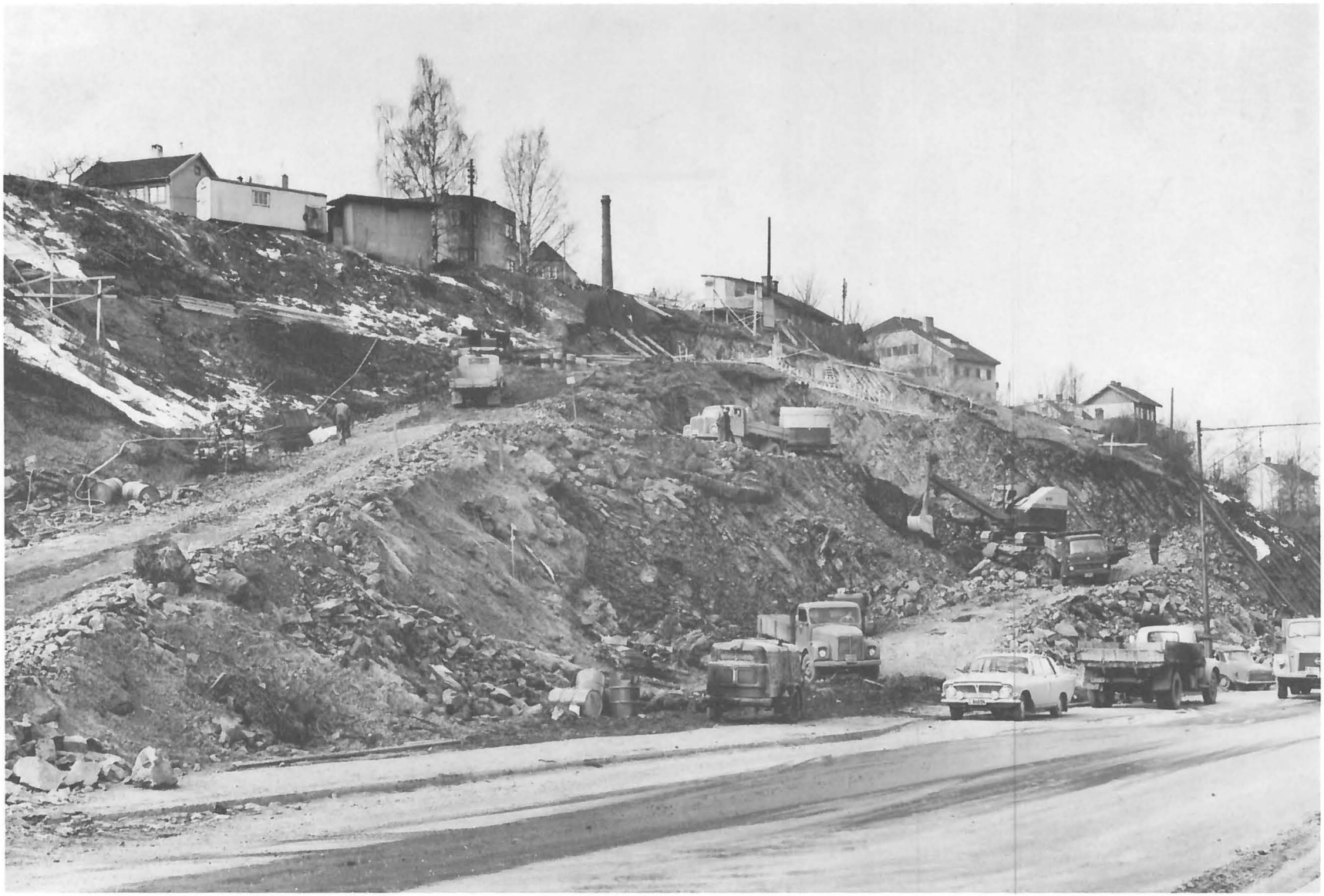


Fig. 5. Oslo Postkontor's tomt i Konows gt.
Fra Sprengningsarbeidene.

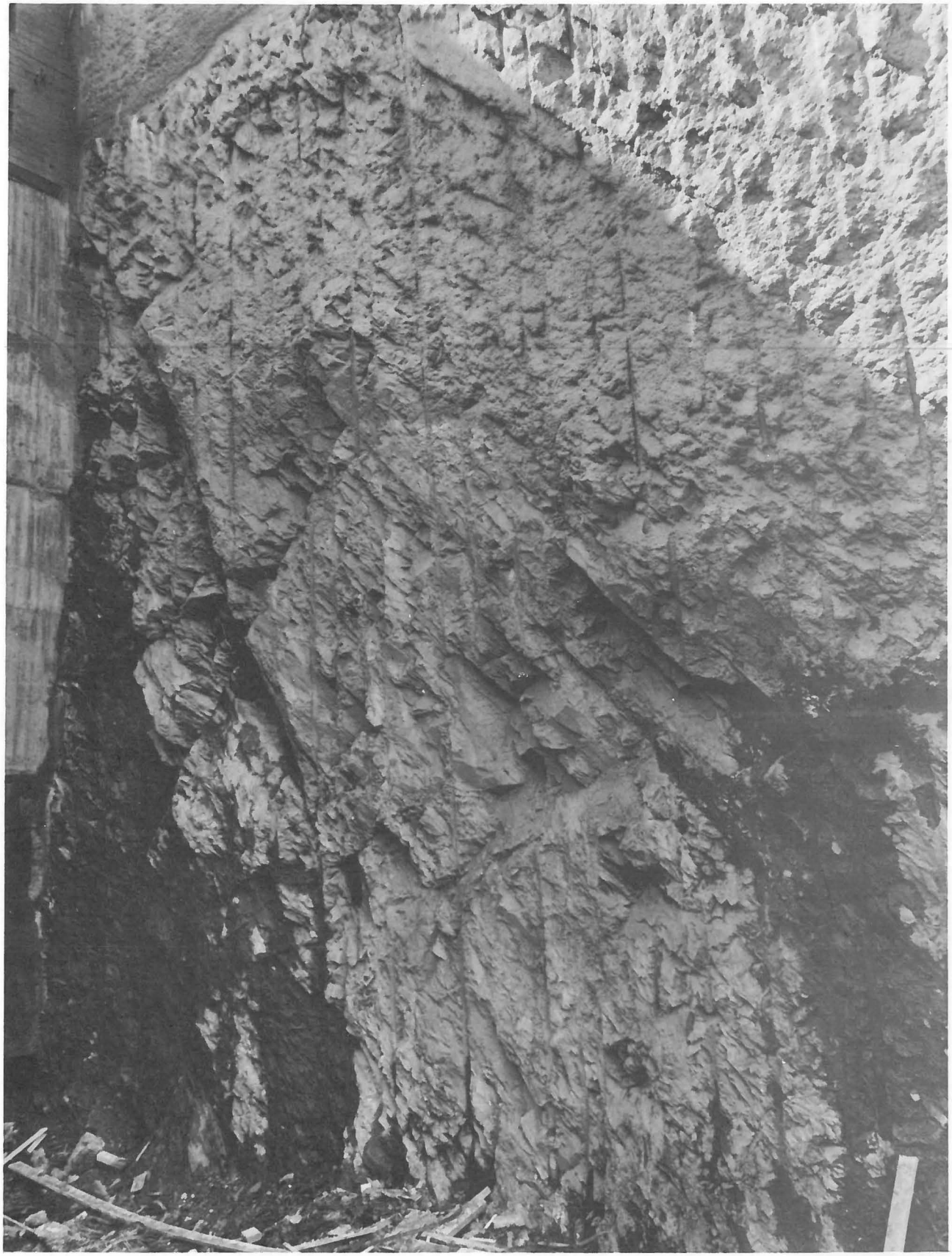


Fig. 6. Oslo Postkontor's tomt i Konows gt. Resultater av konturboring med 2 ½ " grovhullsrigg.

Fig 7a

Kontur borring. A

Uladd

Sv. ladd.

{ Grovhull 2½" cc 40cm
Mellemhull cc = 40cm

Rast ca 25cm fra kontur cc - 40cm

Rast on 90cm fra kontur cc - 70-80cm.

Konturborring B

Fig 7b

Grovhull uladd
Mellemhull ladd.

{ Grovhull 2½" cc 40cm
Mellemhull cc 40cm

Sv. ladning..

Rast ca 30cm fra kontur

Rast ca 100cm fra kontur cc 70-80 cm.

Fig. 8. Oslo Postkontor´s tomt i Konows gt.
Resultater av kontursprengning etter skjema A i fig. 7 a.

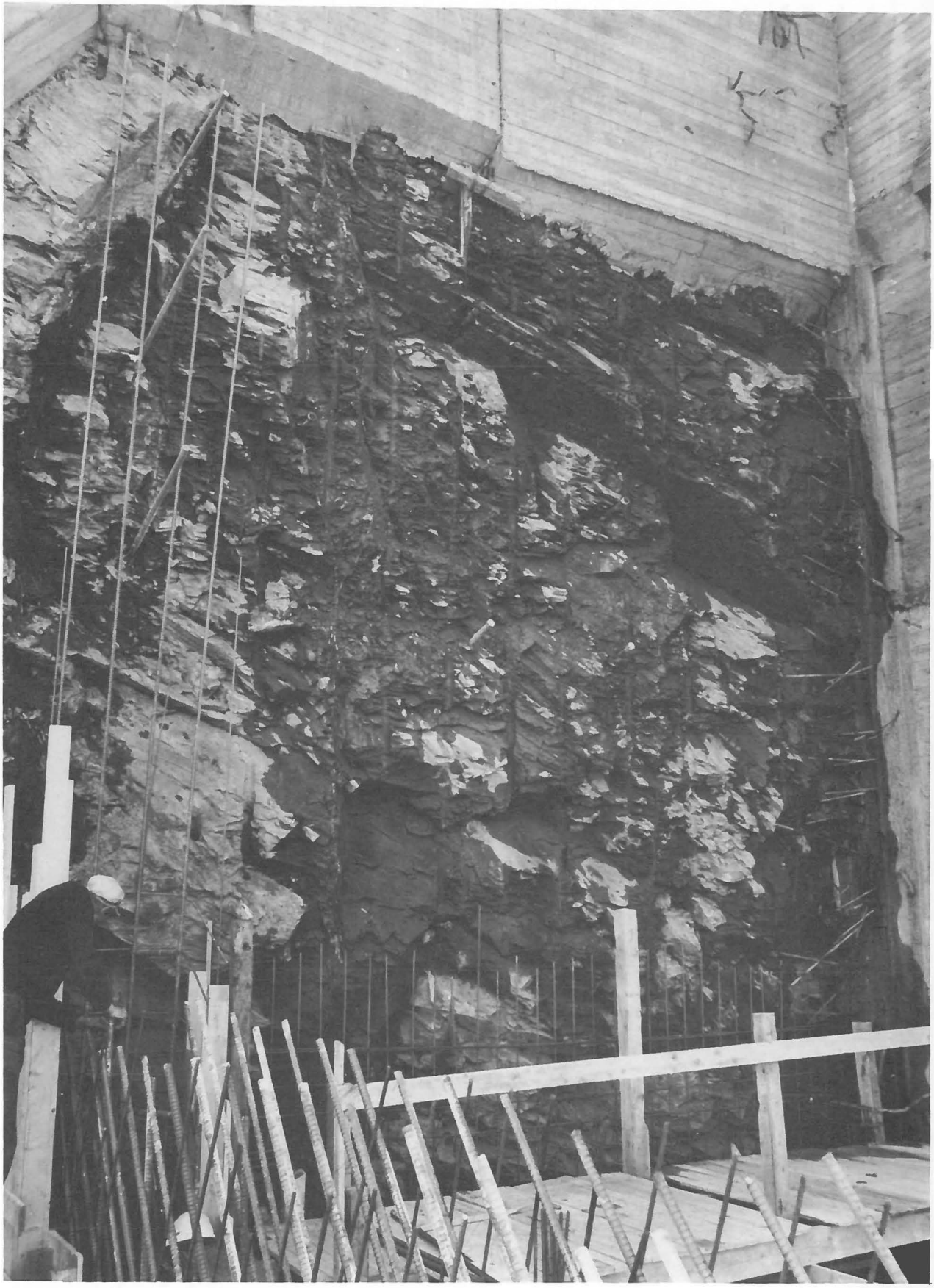


Fig. 9. Oslo Postkontor's tomt i Konowsgt.
Restultater av kontursprengning
etter skjema B i fig. 7 b.

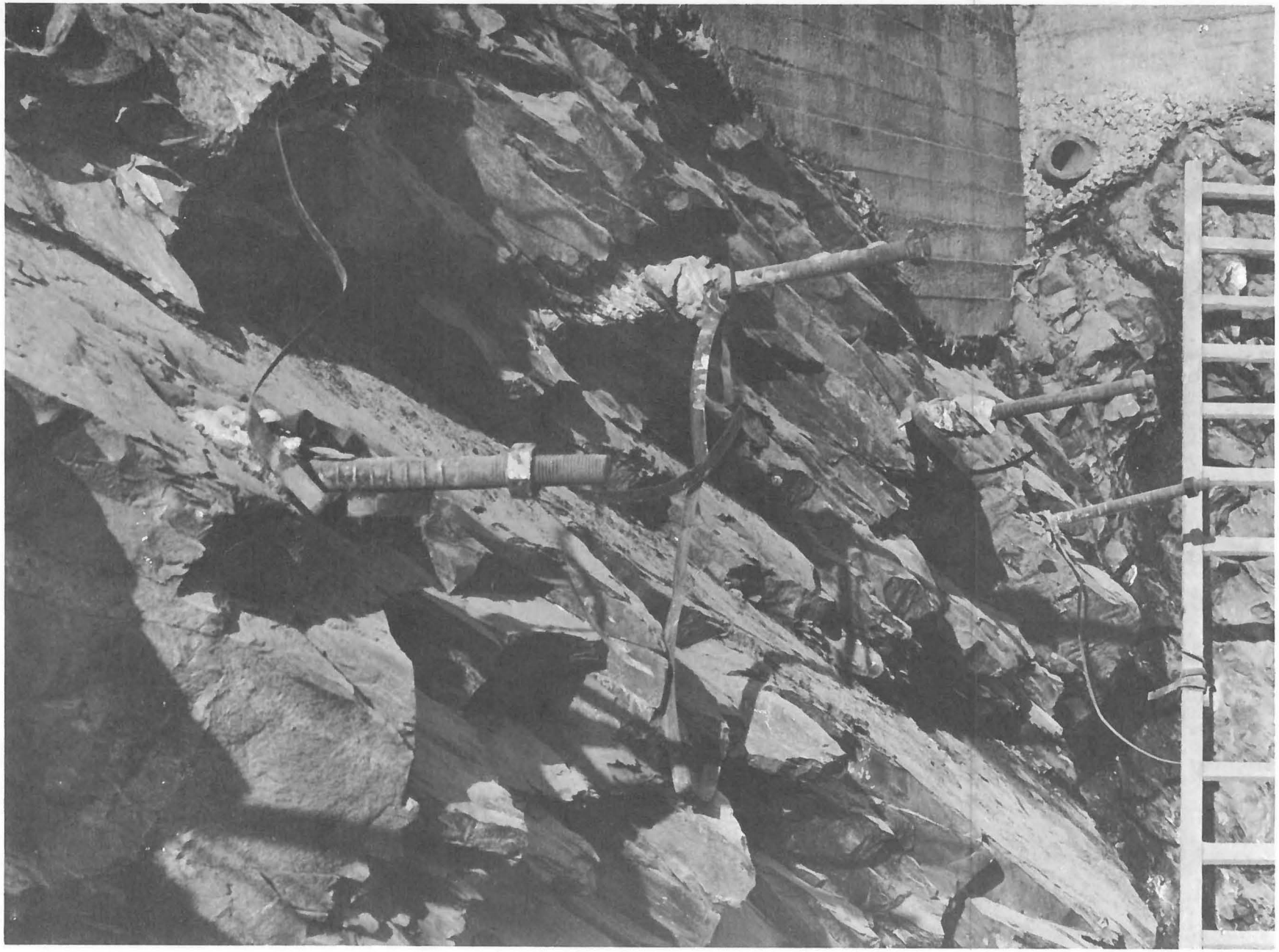


Fig. 10. Oslo Postkontor's tomt i Konows gt.
Innstøpte bolter.

NYERE ERFARINGER VEDRØRENDE BERGTRYKK I NORSKE ANLEGG

av

Professor R. Selmer-Olsen

NTH

NYERE ERFARINGER VEDRØRENDE BERGTRYKK I NORSKE ANLEGG.

Jeg skal gi noen korte beskrivelser og kommentarer til en del inntrufne tilfeller av bergtrykksvanskeligheter for å illustrere de problemstillinger jeg vil feste oppmerksomheten ved. Jeg har tidligere i denne forsamling snakket så meget om bergtrykk at jeg skal prøve i størst mulig utstrekning å unngå for mange gjentagelser og teoretiske betraktninger.

FIG 1 Det første tilfelle jeg vil omtale er fra Uste-anlegget. Det gjelder driftstunnelen der som på et parti noe nedenfor Ustevann skar igjennom et område hvor en på flyfoto kunne se et system av meget lange fiederspalten, eller strekkbruddsprekker, dannet i en bred skjærpåkjent sone i jordskorpen. Partiet var, som en naturlig kunne vente, også gjennomsatt av tverrgående skjærbruddsprekker. En fant leire i sleppene i form av noen millimeter til centimeter tykke lag. Tunnelen skar dette område på en strekning av flere hundre meter. Det som var karakteristisk stabilitetsmessig sett, var mangelen på bergtrykk. Fjellet var som dagfjell, ja, vanskeligere enn dette p.g.a. vann og svelleleire på slepper og stikk. Leira hadde nær sagt svellet fra seg så noe svelletrykk av interesse var ikke tilstede, bare glatte våte flater. At det var et vanskelig parti og at utstøpninger måtte til, sier seg selv.

Rent teoretisk skal en også kunne vente å komme over tilfeller hvor horisontalspenningen parallelt de enkelte fiederspalten er meget høy, mens spenningen på tvers av fiederspalten nær sagt er for ingenting å regne.

Jeg trekker frem disse forhold for å fremheve at mangel på bergtrykk og innspenning kan skape alvorlige vanskeligheter i fjellrom, og at dette ikke bare er ting som en kan finne i dagfjellet.

Vi kjenner alle det bergslag vi får når vi driver en tunnel parallelt dalsiden på lavt nivå i en dyp dal. Bergslagsintensiteten i hengen på den side som vender utover mot dalsiden varierer en del fra beskjeden spraking og avskalling umiddelbart bak stuff til vedvarende avskalling og omvendt
FIG 2 kjøldannelse i hengen, alt avhengig av lokale forhold som sleppesoner, bergartens styrke, dalsidens høyde og steilhet og tektoniske tilleggsspenninger. I disse tilfeller får en også vanligvis litt spraking på stuff, men da gjerne av mer beskjedent omfang enn i hengen.

Vi har også oftest høstet den erfaring at ifall vi driver tunnelen tvers på dalsiden, får vi sterkt reduserte bergtrykksproblemer, men dette er ikke alltid tilfelle. Det ser ut til at en på de steder der en har konkave og lange ubrutte dalsider, kan få bergslag i heng og på stuff. I slike tilfeller må en regne med at en har en spenningsellipsoide i det urørte fjell som nærmest ligner en diskos med orientering parallelt dalsiden p.g.a. at en meget stor horisontalspenning kan finnes parallelt dalsiden. Dette vil gi store tangentialspenninger sentralt i hengen og i hele stuffen, og forholdsvis små spenninger loddrett disse flater.

De siste erfaringene fra Siso-anlegget gir et drastisk eksempel på dette. Her går adkomsttunnelen nær tvers på dalsiden og rett inn i et 1100 m høyt fjellmassiv. Bergarten er en meget sprø og massiv granitt. Fjellmassivet skjærer i dette tilfelle dalsenkningen av på tvers. En får her forhold som i bunnen av en lang botndal, med en meget god horisontal tverrinnspenning av fjellmassivet, i det minste i lave nivåer.

Det første stykke innover hadde man ikke nevneverdige problemer med bergtrykket, men etter at man hadde passert den første virkelige store sprekk parallelt dalsiden, fikk man kraftig bergslag i stuffen og tildels i hengen. Dette avtok noe igjen inntil neste sprekk av denne type ble nådd. Her fikk en enda sterkere intensitet i bergslaget. Bakom denne sprekken spraket og skallet fjellet slik at man kunne renske seg et par meter inn og opp i den tidligere massive bergart, og en serie rullende drønn forplantet seg oppover langs sprekkesonen. Disse rullende drønn kom med forholdsvis lange mellomrom. Senere ble en tredje slik sone passert. Korteste avstand ut til dalsiden var under 100 m.

For å oppnå minst vanskeligheter i et fjellparti med slike spenningsforhold, må en naturlig oppsøke en retning som gir gunstige snitt i den teoretiske spenningsellipsoide både loddrett tunnelaksen og parallelt denne. Dette tilsier at en bør legge tunnelen eller hallen i en midlere skråretning og ikke rett på dalsiden for å oppnå gunstigste resultat.

Erfaringene fra Vassbygdvann vegtunnel i Aurland er også lærerike å betrakte i denne forbindelse. Her skjærer tunnelen igjennom en mektig fremstikkende rygg i dalsiden. En må vente at horisontalspenningene er små, og at spenningsellipsoiden i det urørte fjell ser ut som en sigar som skifter retning når en beveger seg rundt den fremstikkende fjellrygg. For å illustrere dette kan en tenke seg at største hovedspenning skifter orientering som en rett linje som beskriver en kjegleflate konformt med dalsiden.

Det viste seg da man gikk skrått inn på fjellet at en ikke hadde noe bergtrykksproblemer de første hundre meterne innover til tross for at en hadde bergslag allerede i forskjæringen til den gamle tunnel parallelt dalsiden. En fikk med andre ord et gunstig snitt i spenningsellipsoiden loddrett tunnelaksen, men forholdsvis langt inn i fjellet nådde en

det sted hvor største hovedspenning både står som tangent til hengen i et snitt loddrett tunnelaksen og parallelt til selve stuffen. Her fikk en da også naturlig intenst bergslag med alvorlige problemer.

I haller hvor bergtrykket kan forårsake langt mere alvorlige problemer enn i en tunnel av rimelig format, er det derfor av vesentlig betydning å få spenningsellipsoidens form og orientering kartlagt før en tar et endelig standpunkt til hallens orientering. En kan kanskje med rette si at en ut fra vurderinger av topografiske forhold, kan danne seg et grovt bilde av spenningsellipsoidens hovedtrekk når de tektoniske spenninger og leirsoner ikke blander seg for sterkt inn i bildet. Men i realiteten er slike teoretiske vurderinger mer et hjelpemiddel til å bli oppmerksom på et faremoment enn til virkelig med full sikkerhet å kunne velge den rette og gunstigste orientering for en hall. Jeg synes ikke det er rett å sky anstrengelser for å få bestemt spenningsellipsoidens form og orientering når det på basis av topografiske vurderinger er stor fare for arbeidssikkerheten og økonomien p.g.a. bergtrykket.

Vi vet at bergtrykksvanskeligheter kan inntreffe når høydeforskjellen mellom det bakenforliggende fjell og anlegget er mer enn 500 m skrått opp under en vinkel på over 25°, videre at bergtrykksvanskeligheter inntreffer ved ennu mindre utpregede høydeforskjeller når bergarten er av en meget
FIG 3 svak og sprø krystallin karakter. Vi vet også at formen på selve dalsiden kan gi oss visse holdepunkter om store horisontale spenninger kan tenkes å kunne stå i dalsiden. Vi
FIG 4 kan også ut ifra avskallingsfenomener i overflaten eventuelt bli oppmerksom på faren for ekstraordinære tektoniske spen-
FIG 5 ninger. Vi kan videre finne frem til delvis avspente områder i dalsidene ved å studere leirsoner og deres forløp. Godt er det at vi har slike orienterende hjelpemidler, men vi kan ikke regne med at vi ut fra slike iakttagelser med sikkerhet

og nøyaktighet kan si hvordan spenningsellipsoidens form, orientering og størrelse er i det urørte fjell. En personlig vurdering er en ting, en måling er en annen. Er det etter våre erfaringer og vurderingen fare for bergtrykksproblemer av alvorlig karakter, og er det store midler som står på spill i et stort profil som krever stor stabilitetssikkerhet, må en nytte de hjelpemidler en idag har for å oppnå gunstigste resultat.

Et annet forhold jeg vil vende oppmerksomheten på er selve utformingen av en viktig hall. Selv om den er gunstigst mulig orientert i forhold til det spenningsbilde vi har med å gjøre i det urørte fjell, kan vi likvel få ganske mange problemer om bergtrykket er høyt. Jeg vil spesielt peke på hyller, nisjer og de høye vegger. Det er nesten merkelig hvor likeartet problemene blir fra kraftstasjon til kraftstasjon i høye dalsider etter at man nu prøver å orientere kraftstasjonene rimelig gunstig i forhold til den teoretiske spenningsellipsoide. Vi finner gjerne at fremspring og hyller som sprenges ut, f.eks. for krandragere, skaller og sprekker opp tildels med store, åpne sprekker som skjærer opp bakom fremspringet eller hyllen. Det skjer naturlig fordi fremspringet ikke lengere har den innspenning og elastiske deformasjon det tidligere hadde. Fjellet må nødvendigvis utvide seg elastisk når trykket fra to eller tre av sidene fjernes, og som bekjent, er ikke fjellet særlig motstandsdyktig for de strekkspenninger som da naturlig vil oppstå.

Høye, plane og lange fjellvegger inne i et rom vil naturligvis også måtte utvide seg ved den sterkt reduserte innspenning det får. Det er forbausende ofte man har fått sprekker dannet parallelt disse store langvegger i kraftstasjonshallene 1-2 m inn fra overflaten. Dette er forsåvidt en naturlig følge av de dyptgående spenningsendringer en får ved store spennvidder. Det virker som om hele veggen buler noe ut. Det ser ikke ut som en ved høye bergtrykk kan komme utenom en systematisk

boltıng av slike høye vegger under nedstrossingen når hallen er orientert slik at en unngår større vanskeligheter i hengen.

Jeg nevnte at nisjesprengning ville skape vanskeligheter i langvegger i haller med høyt bergtrykk. Det synes ikke nødvendig å komme nærmere inn på dette etter det som er sagt. Sprekken som ligger 1 - 2 m innenfor påhugget vil lett medføre at store flater av fjellet faller ut.

Jeg må få lov å tilføye at disse boltsikringene under nedstrossingen av langveggene, vanligvis ikke er en så kostbar sak som en sikring av en meget farlig heng i en stor hall. Vanligvis må en også regne med å få både i pose og sekk når det gjelder vanskeligheter, ifall en prøver å vri hallen parallelt dalsiden, selv om kanskje vanskelighetene i veggene blir noe redusert.

Forøvrig må jeg fremheve at de største vanskeligheter vi vel til dags dato har stått overfor i store haller ved
FIG 6 høyt bergtrykk, har vi hatt når leirsoner skjærer inn i langveggene, eller i hengen, på ugunstig måte. En kan derfor godt si at det er først og fremst leirsonene og deres skjæringsvinkel med hallen som en bør ta hensyn til ved hallens orientering, og så i annen omgang får en ta det hensyn en kan til bergtrykksforholdene.

Det er ikke uten grunn at en nærer frykt for at de lange, høye fjellvegger i en kraftstasjon også på lengere sikt vil trykkes noe inn i stasjonen. Det er kjent at et fjellparti som står under høyt trykk i en hall, meget langsomt vil plastisk deformeres inntil en får en utjevning av det outrerte spenningsmaksima som står ytterst ute i fjellveggen. Hvor lenge en slik utjevning og flytning pågår, er naturligvis avhengig av bergartens egenskaper. Noen steder må en regne med at en har fått rolige forhold allerede etter noen måneder, andre steder har vi erfaringer

for at prosessen går uhyre langsomt, og bevegelser inntreffer årrekker etter frispenningen.

Det er naturlig i første rekke å tenke på å måle deformasjonene med visse mellomrom for å følge med i utviklingen. En kan f.eks. mobilisere spenninger i dypforankrede bolter som er satt slik at de hindrer radielle deformasjoner, og undersøke de spenninger som bolten etter hvert må oppta p.g.a. deformasjonene. En kan også tenke seg å undersøke bergarten om den er av den type som lett plastisk deformeres ved trykk. Men da en utbuling av en langvegg i en hall både skyldes flytning og sprekkdannelse, gir slike studier intet direkte mål for deformasjoner. På den annem side vil et meget godt erfaringsmateriale for bergartenes oppførsel ved høye trykk i forhold til deres mekaniske egenskaper naturlig være av vesentlig verdi for forståelsen av forholdene og gi erfaringsmessige holdepunkter for sikkerheten på lengere sikt. En kan også si at slike mekaniske undersøkelser har betydning for valget av type og fremgangsmåte for den permanente sikring. De direkte deformasjonsmålinger vil ta lang tid og mange av de tekniske standpunkt en må ta, må taes før målingene kan utføres. Målingene blir derfor oftest det man kan kalle en kontroll og en varslingsmetode for det tilfelle at situasjonen skal få en uheldig utvikling. Betydningen av slike hjelpemetoder må på ingen måte undervurderes. På den annen side får erfaringer for hvordan bergartene oppfører seg under høyt trykk, knyttet til laboratoriemålte bergartsegenskaper, sin viktige plass under vurderingen av faremomentet på prosjekteringsstadiet.

Vi kan idag ut fra det vi har sett si at når det gjelder bergartenes oppførsel på lengere sikt ved høye trykk, har vi et meget stort spektrum av variasjoner. Et problem i forbindelse med langsomme deformasjoner har vi naturlig først de steder hvor deformasjoner kan forårsake kjedelig-

heter med eventuelle betongkonstruksjoner. Er det bare en sikring mot nedfall som er målet og en kan ta tiden til hjelp, slik som tildels i tilfelle i vegtunneler, er problemet kanskje ikke så stort. Skal en avstive gulv i forskjellige etasjer mot veggene i en nyutsprengt hall, er sitasjonen en helt annen.

Å finne egnede laboratoriemetoder til å karakterisere bergartenes generelle oppførsel ved høye trykk som f.eks. ved hvilke trykk bergslaget inntreffer, hvilken varighet bergslaget kan ventes å ha, creep-forhold etc., hører til de spørsmål som må gis prioritet. Det vil ikke bare danne bro mellom bergtrykksmålinger og vurderingen av avskallingsfaren, men også gi viktige bidrag til forståelsen av hvilke sikringsmetoder som er riktige å nytte i spekteret fra rensking til full utstøping. Idag gir bare erfaringene oss et grovt riss av problemet og visse tilsynelatende korrelasjoner til strekkfasthet, sprøhet og trykkstyrke. Jeg er ikke i tvil om at en videre forskning på dette felt, vil kunne skape meget av verdi. Erfaringer er godt å ha også i disse tilfeller, men de er ikke alltid nok. Målespesialisten må få slippe til blandt oss. Det er en nødvendighet for å komme videre.

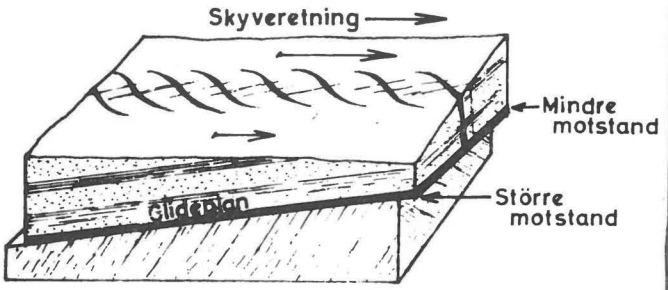


Fig. 1. Teoretisk forklaring på fiederspalten med eksempel på hvordan disse kan være dannet.

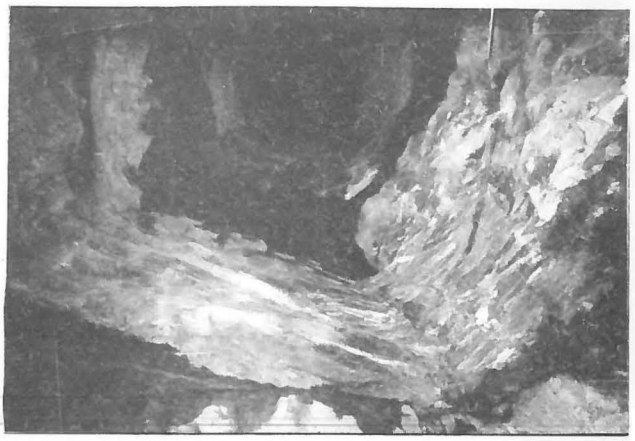


Fig. 2. Omvendt kjöldannelse i hengen p.g.a. bergtrykket.

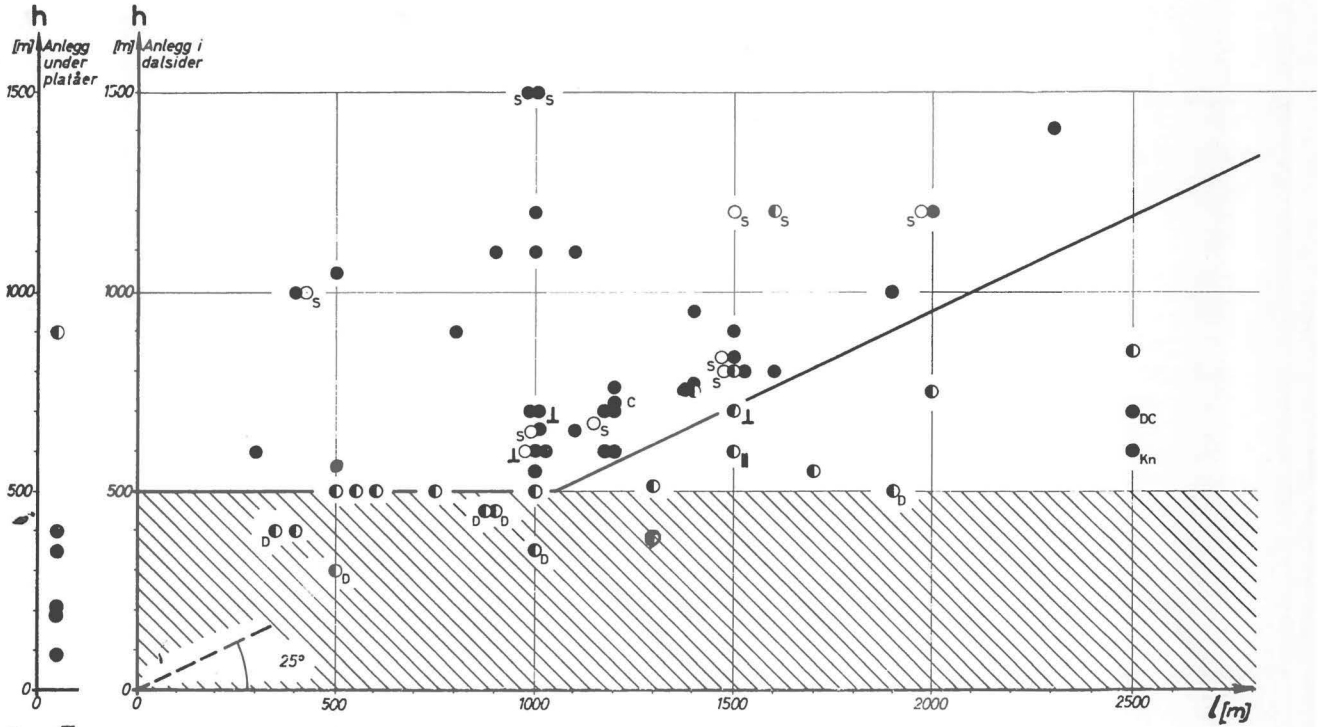


Fig. 3. Diagram over topografiske forhold og bergtrykksvansker i norske fjellanlegg i dalsider. Anlegg under fjellplatåer er vist i eget diagram til venstre i figuren. Bare anlegg med bergtrykksvansker og anlegg med bakenfor-liggende fjellmassiver over 500 m höyere enn anlegget er tatt med i diagrammet. Dette er angitt ved skravur.

h, nivåforskjell mellom anlegg og höybrekket överst i dalsiden; l, horisontalavstand mellom anlegg og höybrekket; ○, ingen bergtrykksvansker. ◐, sprakefjell, intens bomfjelldannelse og/eller beskjeden avskalling; ●, mer alvorlige bergslagsvansker.

Til disse tegn er angitt indekser.

//, når anleggets hovedakse er orientert nær parallelt skifrigheten i sterkt skifrige, glimmerrike bergarter; ⊥, når anleggets hovedakse er orientert mer tvers på skifrigheten i sterkt skifrige, glimmerrike bergarter; D, når fjellet er meget sprödt og "dödt" sprengningsteknisk sett; S, når en har hatt spenningsavlösende leirslepper (se tekst); C, når en har hatt spenningskonsentrerende leirslepper

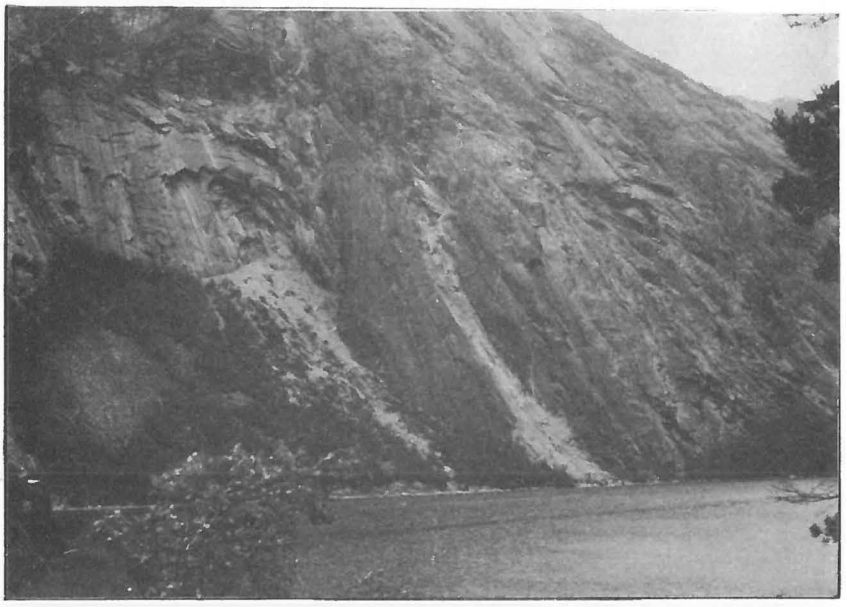
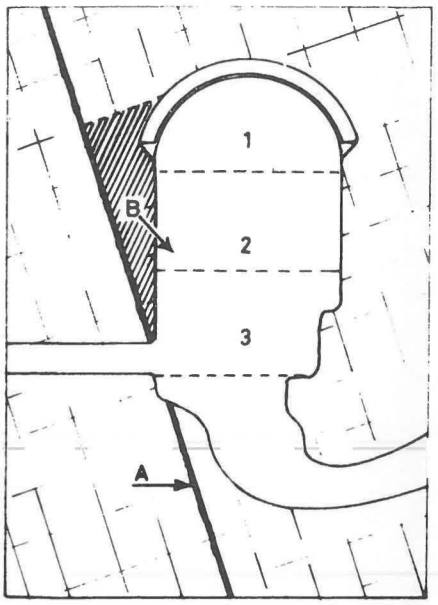


Fig. 4. Avskalling i dalsiden p.g.a. bergtrykket. Fra Simadalen.



Profil av kraftstasjon.
A = Sleppe parallelt hallen.
B = Rasfarlig parti når stross nr. 3 sprenges ut.

Fig. 6.

Fig. 5. Spenningsreduserende leirsone i dalsiden. Fra Mosjöen.

MÅLING AV FJELLTRYKK
PRAKTISKE ERFARINGER FRA NORSKE ANLEGG

av

Bergingeniør M. Bjerkan

Kontor for Fjellsprengningsteknikk

MÅLING AV FJELLTRYKK
PRAKTISKE ERFARINGER FRA NORSKE ANLEGG

Innledning.

Måling av fjelltrykk i forbindelse med gruvedrift og anleggsvirksomhet i fjell vies nu stadig større interesse. Grunnen synes å være økt erkjennelse av fjelltrykkets betydning for stabilitetsforholdene. Erfaringer fra norske fjellanlegg viser at stabilitetsproblemer p.g.a. høyt fjelltrykk er knyttet til sprakefjell, deformasjoner og sekundær oppsprekning.

Resultater av tidligere foretatte undersøkelser (1.) viser at særlig dalsideanlegg med hovedretning parallelt dalsiden er utsatt for slike fjelltrykksproblemer. Ved å jevnføre observasjonene med teoretiske betraktninger har en kommet til at spenningsbildet i fjell i dalsider er topografisk betinget, og at største hovedspenning etter all sannsynlighet er rettet parallelt med og nedover langs fjellsiden. Se prinsippskissen i fig. 1. Fra visse felter innen grunnfjellsområdene har en observert ytringsformer for sprakefjell som viser at spenningsbildet sannsynligvis er dominert av retningsorienterte, nær horisontale, tektoniske spenninger, se fig. 2. En god støtte for en slik antagelse har en i de måleresultater som den svenske professor N. Hast (2.) har funnet ved målinger på en rekke steder i Skandinavia, og som viser at spenningsbildet ned til ca. 1000 m under overflaten har ellipsoidisk form, og at største hovedspenning har horisontal eller nær horisontal orientering.

Vår oppfatning av spenningsbildets natur har til nu

vært basert på observasjoner av sprakefjellets ytringsform samt teoretiske betraktninger om sprakefjellets avhengighet av spenningsforholdene. Det kan f.eks. pekes på at observasjoner innen ett og samme anleggsområde viser at i tunneler med forskjellig orientering kan intensiteten i sprakefjellsutviklingen variere meget sterkt. Se fig. 3 som viser sprakefjellsfordelingen i anleggsområdet ved Rana Kraftstasjon. Slike obervasjoner gir grunn til å tro at det hersker et avhengighetsforhold mellom det indre spenningsbildet i fjellet og dets orientering, og tunnelretningen for de tunneler som viser tegn til sprakefjell. - For bl. a. å bli klar over om en slik årsakssammenheng eksisterer, har det vist seg nødvendig å foreta fjelltrykksmålinger som tar sikte på å finne det indre spenningsbildets form og romlige beliggenhet. En undersøkelse av denne art ble foretatt av Kontor for Fjellsprengningsteknikk i Rana Kraftstasjon høsten 1965. Resultatene fra denne og andre undersøkelser vil bli nærmere behandlet i dette foredraget, men vi skal først søke å definere begrepet fjelltrykk og dessuten kort beskrive målemetoden og beregningsgrunnlaget.

Fjelltrykk.

Med begrepet fjelltrykk forstås den spenningstilstand som hersker i et bestemt punkt i jordskorpen. Spenningstilstanden i punktet er gitt når en kjenner de tre hovedspenningene σ_1, σ_2 og σ_3 og deres retninger. Under normale forhold vil spenningstilstanden i fjell være anisotrop (retningsavhengig), og spenningsbildet kan geometrisk beskrives ved et ellipsoidisk legeme hvor hovedspenningene er halvakser, se fig. 4. Det resulterende spenningsbildet ansees å ha sin årsak i en eller flere av følgende faktorer:

1. Vekt av ovenforliggende fjell.
2. Tektoniske krefter.

3. Topografiske forhold.

Fjelltrykket påvirkes dessuten av slepper og forkastningssoner, og andre geologiske forhold. Det er derfor nødvendig med en geologisk vurdering for å kunne danne seg en begrunnet mening om største hovedspenningsorientering. Det er imidlertid bare ved fjelltrykksmålinger at hovedspenningenes eksakte verdier og retninger kan finnes.

Måling av fjelltrykk.

I elastiske materialer kan spenninger indirekte finnes ved å registrere tøyningsforholdene under lastforandring. Med kjenskap til materialets elastiske konstanter, kan den spenning som svarer til en gitt tøyning finnes. Samme grunnprinsipp benyttes ved måling av spenninger i fjell. En tøyningsgiver limes fast til fjell under trykk. Det området av fjellet som tøyninsgiveren sitter fast til fribores, hvoretter bergartsstykket fritt kan forandre form i henhold til de nye betingelser. Tøyningene registreres, hvoretter hovedtøyningene og hovedspenningene i måleplanet kan beregnes.

Den metode som benyttes av Kontor for Fjellsprengningsteknikk, er basert på anvendelse av spenningsoptiske tøyningsgivere. Instrumenteringen er enkel, og beregningene blir også svært enkle bl. a. fordi retningene for hovedtøyningene i måleplanet finnes direkte.

Fremgangsmåten ved selve målingen er slik:

Først bores et 76 mm diamantborhull inn til det dyp hvor måling ønskes foretatt. Kjernen slites, og hullbunnen planeres med en spesialkonstruert fullborkrone med flatt ansikt. Se fig. 5 a og b. Tøyningsgiveren som består av en sirkulær plastskive med diameter 45 mm og tykkelse 3 mm, limes fast til hullbunnen, fig. 5 c.

Det anvendes et spesielt hurtigherdende lim, F-88, som bl. a. herder i fuktig miljø. Det skal bemerkes at det er skivens ytterkant som limes fast og at skiven derfor måler det integrerte strain over den flate som tilsvarer skivens areal når det fjellstykket skiven sitter fast til bores løst fra det omgivende fjell. I fig. 5 d er friboringen foretatt. Borkjernen vil utvide seg, eventuelt trekke seg sammen i avhengighet av tilstandsforandringen, og deformasjonene registreres av tøyningsgiveren. Plastskiven studeres i sirkulært polarisert lys, se fig. 6. Her er A lyskilde, og B filterkombinasjon bestående av polarisator og kvartbølgeplate. Lyset som faller inn på plastskiven C er sirkulært polarisert. Det reflekterte lys fra skiven svinger i hovedtøyningsretningene. Dette lyset studeres av observatøren gjennom en ny filterkombinasjon D som består av kvartbølgeplate og analysator. Analysator er dreibar i forhold til resten av systemet, og er utstyrt med skala gradert i hundredels isokromorden. Observatøren ser et isokromlinjemønster. Mønsteret har to markerte symmetriplan som står loddrett hverandre. Symmetrilinjene har den egenskap at de faller sammen med retningene for hovedtøyningene og dermed hovedspenningsretningene i måleplanet. I fig. 7 er vist et typisk isokromlinjemønster. Observatørens oppgave er å bestemme isokromordenstallet (dvs. antall isokromlinjer), og dette kan fastlegges med en nøyaktighet på inntil 1 % av en hel isokromlinje v. hj. a. goniometrisk kompensasjon. Dette oppnås ved å dreie polariskopets analysator hvorved isokrommønsteret reduseres eller økes til nærmeste hele isokromantall. Avlesningspunktet fikseres av observatøren, som så teller det hele antall isokromlinjer og legger til eventuelt trekker fra den brøkdel av hel isokrom-orden som leses av skalaen. Isokromordenstallet a knyttet til største hovedtøyning er dermed funnet. a får benevningen [orden]

Største hovedtøyning ε_1 i hullbunnens plan beregnes

nu slik:

$$\varepsilon_1 = \frac{440}{1.6} \cdot a \qquad [\text{mikrostrain}]$$

hvor tallet 440 med benevningen [mikrostrain/orden] er tøyningsgiverens følsomhet, og tallet 1.6 ubenevnt konsentrasjonsfaktor for tøyningsnivået ved hullbunnen p.g.a. den spesielle geometri der. ε_1 får benevningen [mikrostrain].

Ved å studere isokromlinjemønsterets form kan en fastlegge forholdet mellom største og minste hovedtøyning i følgende sprang: 1:0, 1:1/4, 1:1/2, 1:3/4 og 1:1. Når største hovedtøyning er kjent, kan derfor minste hovedtøyning ε_2 i måleplanet lett beregnes.

Hovedspenningene i måleplanet beregnes av formlene:

$$\sigma_1 = \frac{1}{1-\mu^2}\left[\varepsilon_1 \cdot f_1(E) + \mu \cdot \varepsilon_2 \cdot f_2(E)\right]$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{1-\mu^2}\left[\varepsilon_2 \cdot f_2(E) + \mu \cdot \varepsilon_1 \cdot f_1(E)\right]$$

hvor $f_1(E)$ og $f_2(E)$ er bergartens elastisitetsmoduler i retningene 1 og 2. I homogene bergarter vil $f_1(E) \approx f_2(E)$. Vanligvis vil de effektive verdier for Poisson's tall μ ikke variere i større grad, og en liten variasjon vil heller ikke få større inflytelse på resultatet. En kan derfor operere med en gjennomsnittsverdi for Poisson's tall. Ved gjentatte målinger i ett og samme hull kan spenningsvariasjonene innover i fjellet fastlegges.

Beregning av hovedspenningstilstanden i urørt fjell.

Med den målemetoden vi nu har beskrevet kan hovedtøyningene i tre ortogonale plan finnes. Dette gjøres i prinsippet ved at målehullene bores i tre retninger vinkelrett hverandre. Målingene som skal legges til

grunn for beregningene foretas i så stor avstand fra fjellrommet at verdiene ikke influeres av fjellrommets egen innvirkning på spenningstilstanden.

Målehullene gis betegnelsene I, II og III, og de respektive måleplan betegnes dertor II-III, III-I og I-II. På neste side finner man en systematisk oversikt over ligninger for beregning av tøyningsverdiene i hullretningene I, II og III, samt de respektive skjærtøyninger.

I målehull I, dvs. måleplan II-III, registreres hovedtøyningene ε_1^I og ε_2^I, og dessuten vinkelen α_{II-1}^{I} som ε_1^I danner med retningen for målehull II. Tøyningene ε_{II} og ε_{III} : retningene for målehull II og III, og skjærtøyningene γ_{II-III} kan nu beregnes.

I målehull II, dvs. måleplan III-I, registreres hovedtøyningene ε_1^{II} og ε_2^{II}, og dessuten vinkelen α_{III-1}^{II} som ε_1^{II} danner med retningen for målehull III. Tøyningene ε_{III} og ε_I i retningene for målehull III og I, og skjærtøyningen γ_{III-I} kan nu beregnes.

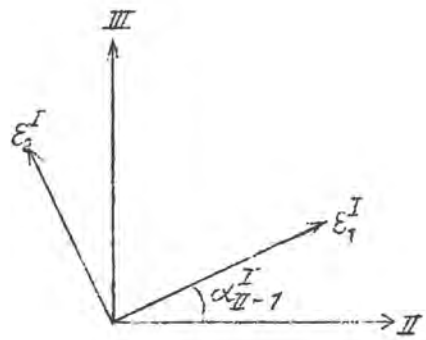
I målehull III, dvs. måleplan I-II, registreres hovedtøyningene ε_1^{III} og ε_2^{III}, og dessuten vinkelen α_{I-1}^{III} som ε_1^{III} danner med retningen for målehull I. Tøyningene ε_I og ε_{II} i retningene for målehull I og II, og skjærtøyningen γ_{I-II} kan nu beregnes.

Ved disse utregninger oppnås kontroll m. h. t. nøyaktigheten, fordi tøyningen i den enkelte hullretning beregnes på grunnlag av uavhengige målinger i de to andre hullene. Gjennomsnittsverdiene legges til grunn for de videre beregninger.

De romlige hovedtøyninger beregnes på basis av følgende ligninger:

a) $\varepsilon^3 - I_1 \cdot \varepsilon^2 + I_2 \cdot \varepsilon - I_3 = 0$

Målehull I, (Måleplan II-III).

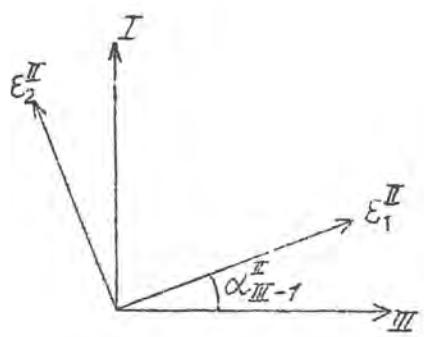


$$\varepsilon_{II} = \frac{\varepsilon_1^I + \varepsilon_2^I}{2} + \frac{\varepsilon_1^I - \varepsilon_2^I}{2} \cdot \cos 2\alpha_{II-1}^I$$

$$\varepsilon_{III} = \frac{\varepsilon_1^I + \varepsilon_2^I}{2} \div \frac{\varepsilon_1^I - \varepsilon_2^I}{2} \cdot \cos 2\alpha_{II-1}^I$$

$$\gamma_{II-III} = (\varepsilon_1^I - \varepsilon_2^I) \cdot \sin 2\alpha_{II-1}^I$$

Målehull II (Måleplan III-I).

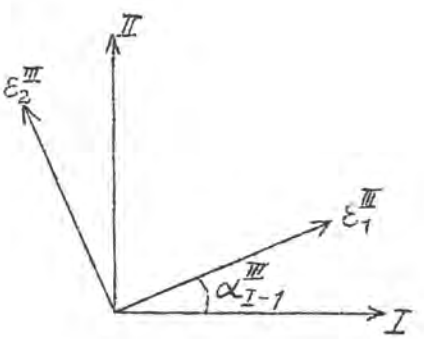


$$\varepsilon_{III} = \frac{\varepsilon_1^{II} + \varepsilon_2^{II}}{2} + \frac{\varepsilon_1^{II} \div \varepsilon_2^{II}}{2} \cdot \cos 2\alpha_{III-1}^{II}$$

$$\varepsilon_{I} = \frac{\varepsilon_1^{II} + \varepsilon_2^{II}}{2} \div \frac{\varepsilon_1^{II} \div \varepsilon_2^{II}}{2} \cdot \cos 2\alpha_{III-1}^{II}$$

$$\gamma_{III-I} = (\varepsilon_1^{II} \div \varepsilon_2^{II}) \cdot \sin 2\alpha_{III-1}^{II}$$

Målehull III (Måleplan I-II).



$$\varepsilon_{I} = \frac{\varepsilon_1^{III} + \varepsilon_2^{III}}{2} + \frac{\varepsilon_1^{III} \div \varepsilon_2^{III}}{2} \cdot \cos 2\alpha_{I-1}^{III}$$

$$\varepsilon_{II} = \frac{\varepsilon_1^{III} + \varepsilon_2^{III}}{2} \div \frac{\varepsilon_1^{III} \div \varepsilon_2^{III}}{2} \cdot \cos 2\alpha_{I-1}^{III}$$

$$\gamma_{I-II} = (\varepsilon_1^{III} \div \varepsilon_2^{III}) \cdot \sin 2\alpha_{I-1}^{III}$$

hvor I_1, I_2 og I_3 er invarianter som finnes av formlene b), c) og d):

b) $$I_1 = \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III}$$

c) $$I_2 = \varepsilon_I \cdot \varepsilon_{II} + \varepsilon_{II} \cdot \varepsilon_{III} + \varepsilon_{III} \cdot \varepsilon_I - 1/4\left[\gamma^2_{I-II} + \gamma^2_{II-III} + \gamma^2_{III-I}\right]$$

d) $$I_3 = \begin{vmatrix} \varepsilon_I & \frac{1}{2}\gamma_{I-II} & \frac{1}{2}\gamma_{I-III} \\ \frac{1}{2}\gamma_{II-I} & \varepsilon_{II} & \frac{1}{2}\gamma_{III-II} \\ \frac{1}{2}\gamma_{III-I} & \frac{1}{2}\gamma_{III-II} & \varepsilon_{III} \end{vmatrix}$$

Invariantene beregnes først og verdiene innføres i ligning a) hvoretter ligningens røtter (de romlige hovedtøyningene ε_1, ε_2 og ε_3) finnes ved prøve-innsetting.

Hovedretningene finnes ved å benytte to av følgende ligninger:

e) $$(\varepsilon_I - \varepsilon) \cdot l + \tfrac{1}{2}\gamma_{I-II} \cdot m + \tfrac{1}{2}\gamma_{I-III} \cdot n = 0$$
$$\tfrac{1}{2}\gamma_{II-I} \cdot l + (\varepsilon_{II} - \varepsilon) \cdot m + \tfrac{1}{2}\gamma_{II-III} \cdot n = 0$$
$$\tfrac{1}{2}\gamma_{III-I} \cdot l + \tfrac{1}{2}\gamma_{III-II} \cdot m + (\varepsilon_{III} - \varepsilon) \cdot n = 0$$

Sammen med ligning f):

f) $$l^2 + m^2 + n^2 = 1$$

Vi får da ved å sette $\varepsilon = \varepsilon_1$:

g) $$A_1 = \begin{vmatrix} (\varepsilon_{II} - \varepsilon_1) & \frac{1}{2}\gamma_{II-III} \\ \frac{1}{2}\gamma_{III-II} & (\varepsilon_{III} - \varepsilon_1) \end{vmatrix}$$

h) $$B_1 = -\begin{vmatrix} \frac{1}{2}\gamma_{II-I} & \frac{1}{2}\gamma_{II-III} \\ \frac{1}{2}\gamma_{III-I} & (\varepsilon_{III} - \varepsilon_1) \end{vmatrix}$$

i) $$C_1 = \begin{vmatrix} \frac{1}{2}\gamma_{II-I} & (\varepsilon_{II}-\varepsilon_1) \\ \frac{1}{2}\gamma_{III-I} & \frac{1}{2}\gamma_{III-II} \end{vmatrix}$$

Vi setter $l = l_1$, $m = m_1$ og $n = n_1$ og får

$$l_1/A_1 = m_1/B_1 = n_1/C_1 = K_1$$

hvor

d) $$K_1 = 1/\sqrt{A_1^2 + B_1^2 + C_1^2}$$

Herav beregnes retningscosinene l_1, m_1 og n_1 for hovedtøyningen ε_1. - På tilsvarende måte finnes retningscosinene for hovedtøyningene ε_2 og ε_3.

I stedet for retningscosinene vil vi bruke vinklene hovedtøyningene danner med hullretningene I, II og III. Positivt eller negativt fortegn for vinkelen antyder at hovedtøyningen danner en vinkel med henholdsvis positiv eller negativ akseretning.

Utgangaligningen for beregning av hovedspenningene er:

$$\sigma = \frac{1}{1+\mu} \cdot \left[\frac{\mu}{1-2\mu} \left(\varepsilon_1 . f_1(E) + \varepsilon_2 . f_2(E) + \varepsilon_3 . f_3(E) \right) + \varepsilon \right]$$

For beregning av σ_1, σ_2 og σ_3 insettes henholdsvis ε lik ε_1, ε_2 og ε_3.

Rana Kraftstasjon. Måleresultater.

Høsten 1965 utførte vårt kontor målinger i Rana Kraftstasjon. Hensikten med undersøkelsen var å fastlegge spenningsellipsoidens form og romlige orientering, og dernest jevnføre spenningsbildets orientering med retningene for de tunnelavsnitt som hadde sprakefjellsproblemer. Av disse sammenligninger håpet en å kunne trekke visse konklusjoner m.h.t. sprakefjellets avhengighet av det indre spenningsbildet.

Fordelingen av sprakefjellsområdene i anlegget er tidligere

vist i fig. 3, og leserens oppmerksomhet henledes igjen på denne figur. Problemene forekom i det vesentlige fra midte tak og ned til vederlaget på de sider i anlegget som vender mot øst, uthevet i figuren. Noen steder forekom sprak midt i tak.

Bergarten i stasjonsområdet er en tydelig lagdelt granat-glimmerskifer. Strøkretningen er overveiende N-75°-Ø med gjennomgående 30° nordlig fall. Slirer av kvarts parallelt lagene er vanlig. Området preges av en markert vertikal-oppsprekning med strøkretning omtrent N-S.

Målehullene I, II og III er boret fra adkomsttunnelen. Hullene er plasert slik at måleplanene I-II, II-III og III-I er ortogonale. Hullene har dessuten en bestemt plasering i forhold til lagdelingen i fjellet. Hull nr. I ligger i lagdelingsplanet og parallelt fallretningen. Hull nr. III ligger også i lagdelingsplanet, men parallelt strøkretningen. Hull nr. II står loddrett lagdelingen. Hullplaseringen fremgår av fig. 15 og fig. 8. Av fig. 8 ser en at målehull II er plasert innen sprakefjellsområdet. Dette var tilsiktet da vi samtidig ønsket å finne spenningsfordelingen innover i fjellet innen et slikt område. Av spesiell interesse var det å finne spenningstoppens beliggenhet i forhold til fjell-overflaten, og spenningstoppens størrelse i forhold til det jevne spenningsnivå i urørt fjell.

Fig. 9 viser arbeidsoperasjoner fra forskjellige målehull. Fig. 10 viser hvordan avlesningen foretas. I fig. 11 sees et eksempel på isokromlinjemønster observert i målehull II. Hovedspenningsretningene i måleplanet faller sammen med symmetrilinjene i isokromlinjemønsteret. Isokromordens-tallet for største hovedtøyning bestemmes og dessuten for-holdstallet mellom største og minste hovedtøyning. Hoved-tøyningene beregnes.

Av borkjernene tas prøver for laboratorieundersøkelse. Bergartens elastisitetsmodul og Poisson's tall må finnes.

I fig. 12 sees et typisk trykk-deformasjonsdiagram for glimmerskiferen fra Rana Kraftstasjon. Med kjennskap til bergartens elastiske konstanter kan hovedspenningene i hvert målepunkt beregnes og en kan finne spenningsfordelingen innover i målehullet. I fig. 13 sees spenningsfordelingen i målehull II. Spenningstoppen som er ca. 370 kg/cm^2 ligger i en avstand av 50 - 60 cm fra hullåpningen. Dette er vel 3 ganger større enn gjennomsnittsverdien for største hovedspenning funnet i avstanden 3.7 til 6.3 m fra hullåpningen. Dette betyr at vi innen et sprakefjellsområde har en særlig høy spenningstopp nær fjelloverflaten. Det synes altså å være en sammenheng mellom høye spenninger og sprakefjell.

Efter å ha systematisert alle måleresultatene sto en foran et møysommelig beregningsarbeide. Det ble valgt fem forskjellige målepunktskombinasjoner fra de tre målehullene og beregninger ble utført etter de oppsatte ligninger. I fig. 14 er vist en sammenstilling av beregningsresultatene som forøvrig viser god overensstemmelse. Hovedspenningene ble funnet å være σ_1 = 147 kg/cm^2, σ_2 = 110 kg/cm^2 og σ_3 = 80 kg/cm^2. Spenningsbildets orientering er vist i fig. 15. Figuren viser at største hovedspenning σ_1 er orientert N-25°-Ø med fall 15°. σ_2 og σ_3 ligger i plan loddrett σ_1 · σ_2 danner en vinkel på 20° med skjæringslinjen mellom dette plan og vertikalplanet gjennom $\sigma_1 \cdot \sigma_2$ har østlig orientering i forhold til denne skjæringslinje.

Sammenlignes nu hovedretningen for største hovedspenning med akseretningen for de forskjellige tunnelavsnitt innen anlegget, finner en at sprakefjell ikke er obervert for akseretninger innen sektoren hovedretning for $\sigma_1 \pm 40°$. Sprakefjellsproblemene synes å opptre når tunnelens akseretning ligger innen supplement-sektoren for σ_1-retning $\pm$ 40°. Vi merker oss dessuten at sprakefjellsområdene i det vesentlige ligger på tunnlenes nordøstlige side, hvilket stemmer godt med at største hovedspenning har nordøstlig fall.

Vi kan på bakgrunn av denne undersøkelsen konstatere at det hersker et avhengighetsforhold mellom det indre spenningsbildet i fjell og eventuelle sprakefjellsproblemer. Når vi vet at sprakefjell kan skape vanskelige drifts- og stabiltetsforhold i et fjellanlegg, synes det å være en åpenbar fordel å kunne orientere anleggets viktigste avsnitt slik at problemene blir mest mulig begrenset. Spenningsbildets form og romlige orientering bør derfor fastlegges før det blir tatt endelig standpunkt til hovedanleggets orientering.

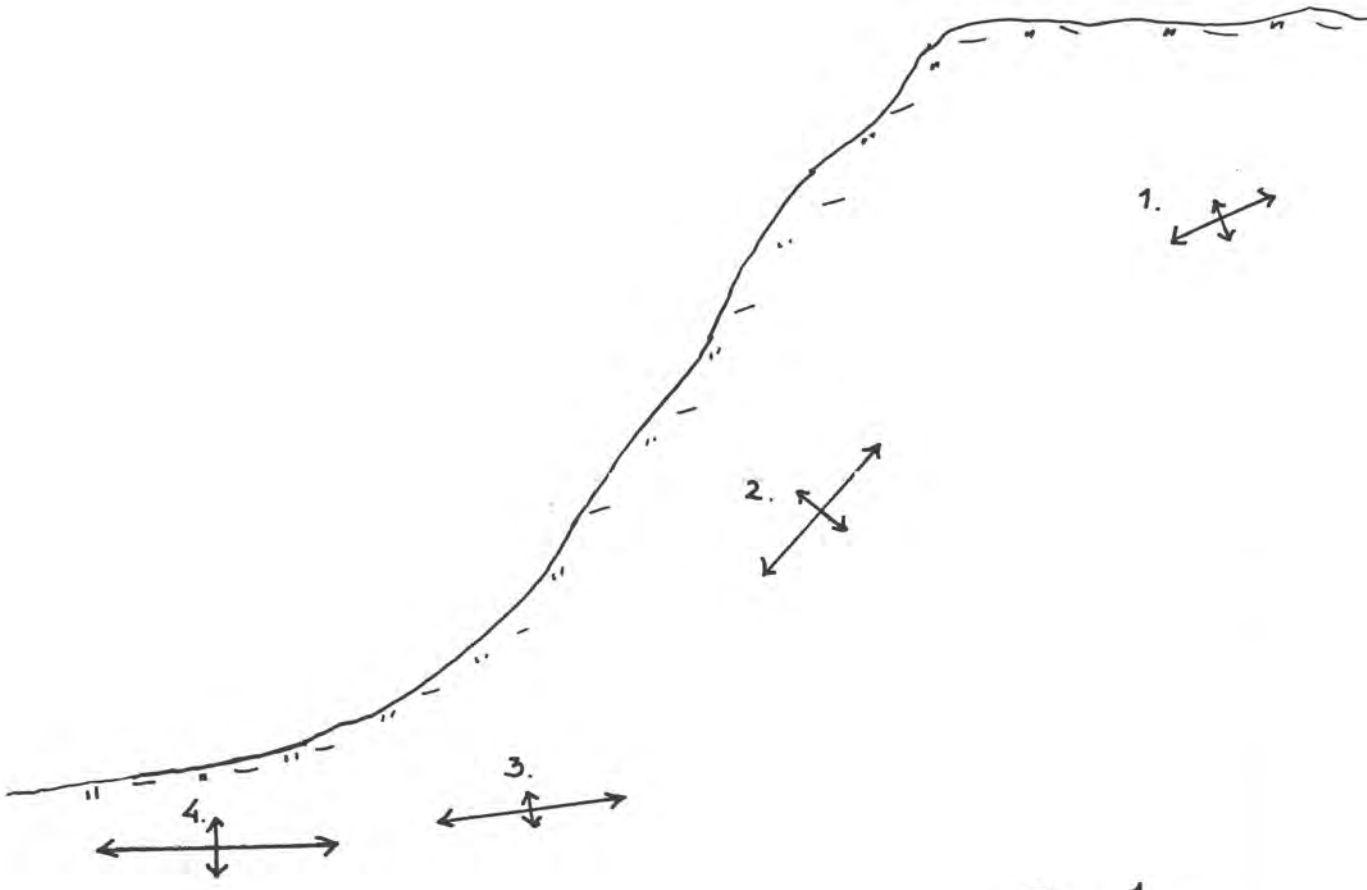
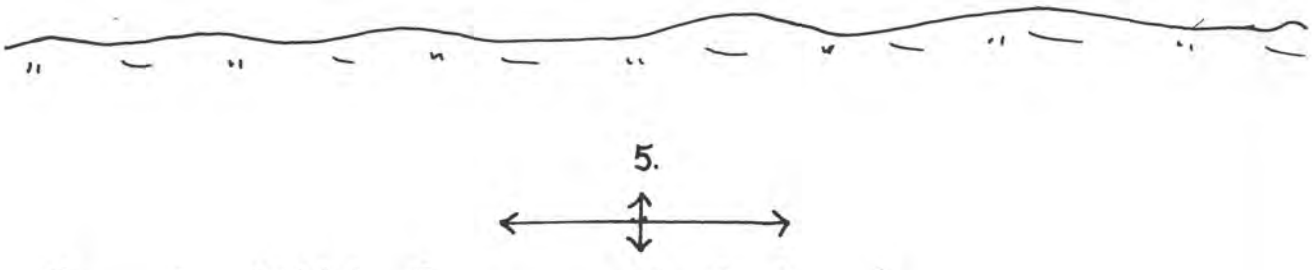


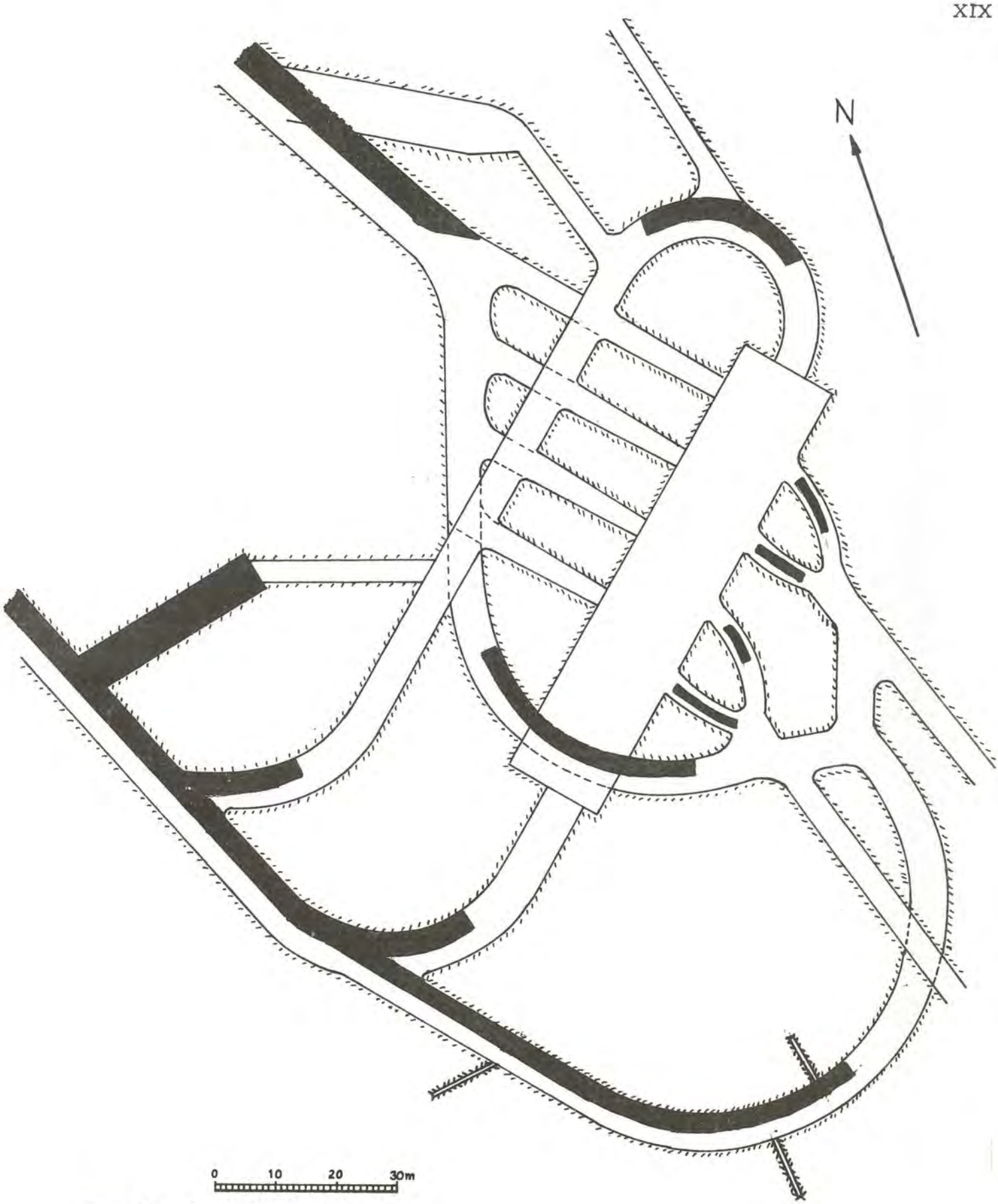
Fig. 1.

Spenningsbildets form og orientering i dalsider.



Spenningsbildets form og orientering i områder med ensrettet tektonisk trykk og jevne overflateformer.

Fig. 2.



Sprakefjellsområder

RANA KRAFTSTASJON

Fordeling av sprakefjell

Fig. 3

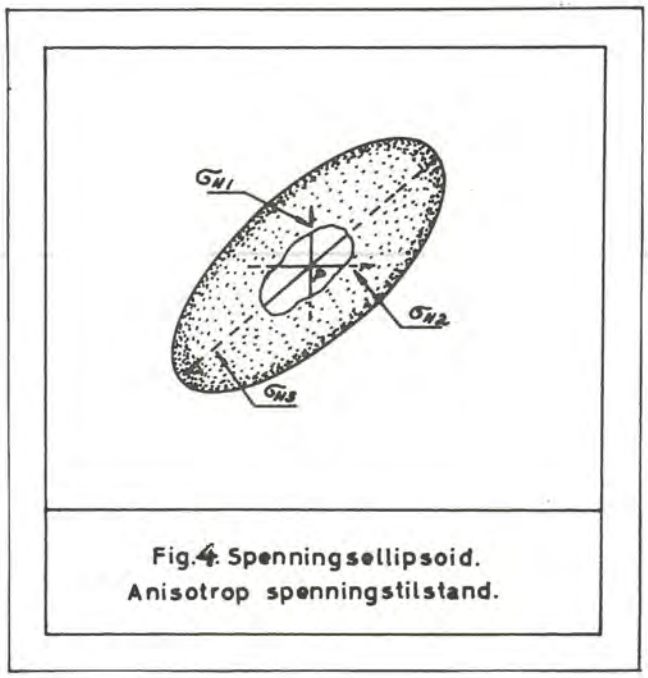
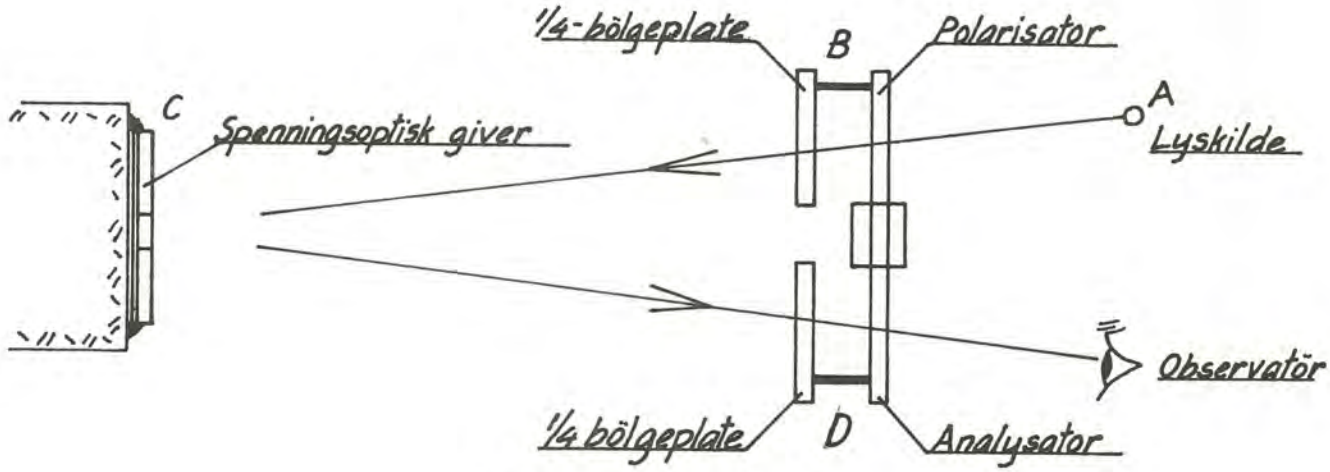


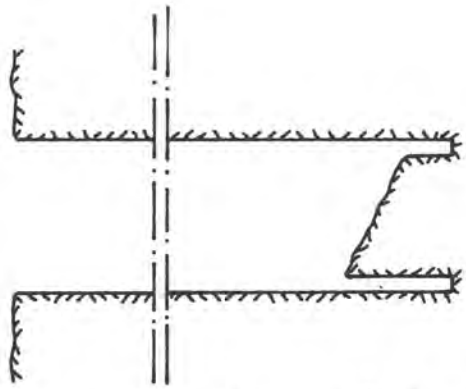
Fig.4. Spenningsellipsoid.
Anisotrop spenningstilstand.



Polariskop
System for avlesning av isokromlinjer.

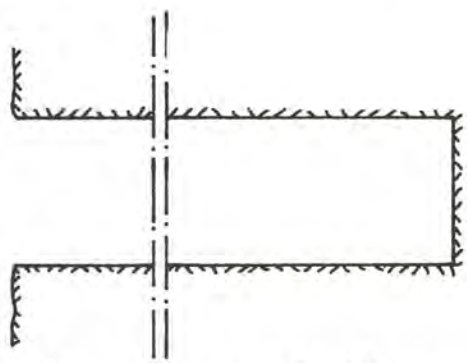
Fig. 6.

Fig. 5a



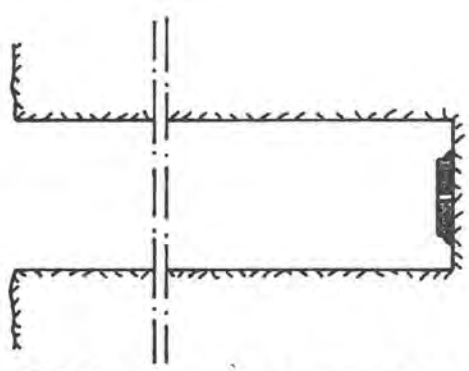
Boring av 76mm hull med kjernebor.

Fig. 5b



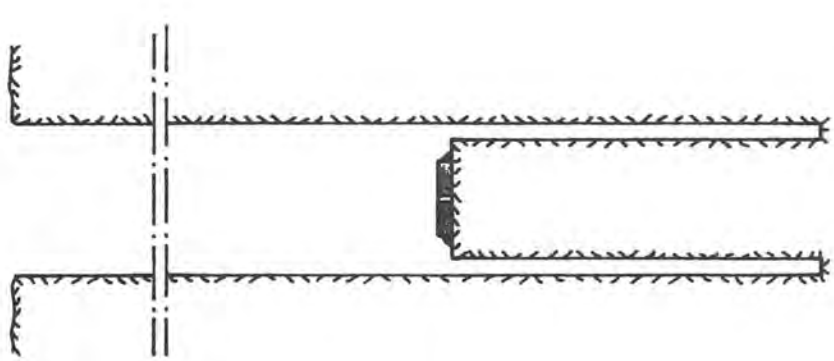
Planering av hullbunn med fullborkrone.

Fig. 5c



Påliming av spenningsoptisk giver.

Fig. 5d



Friboring.

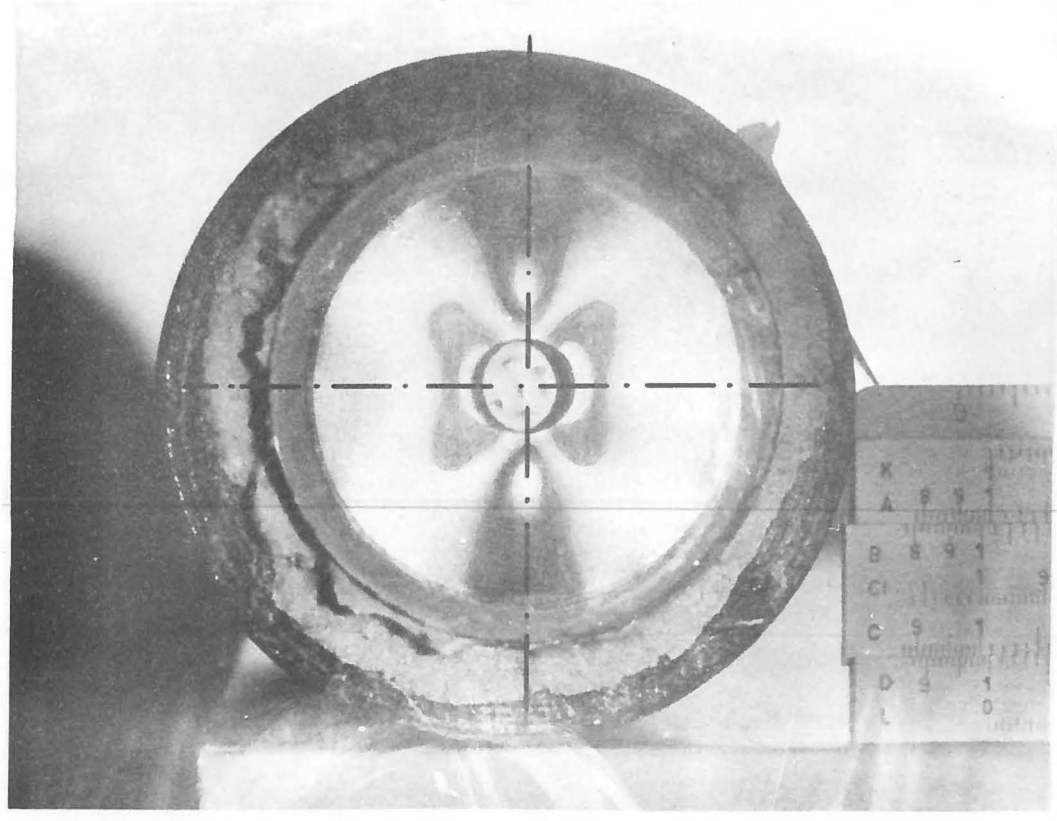
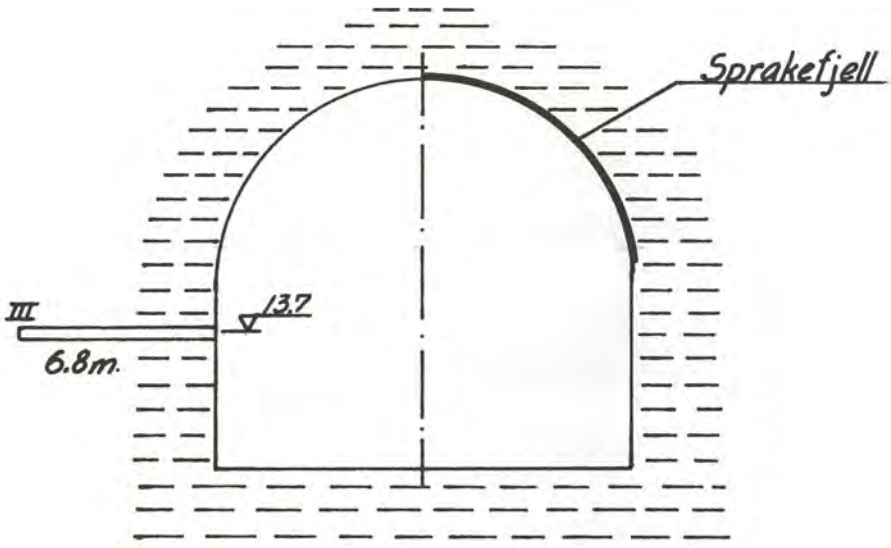


Fig. 7 Isokromlinjemønster

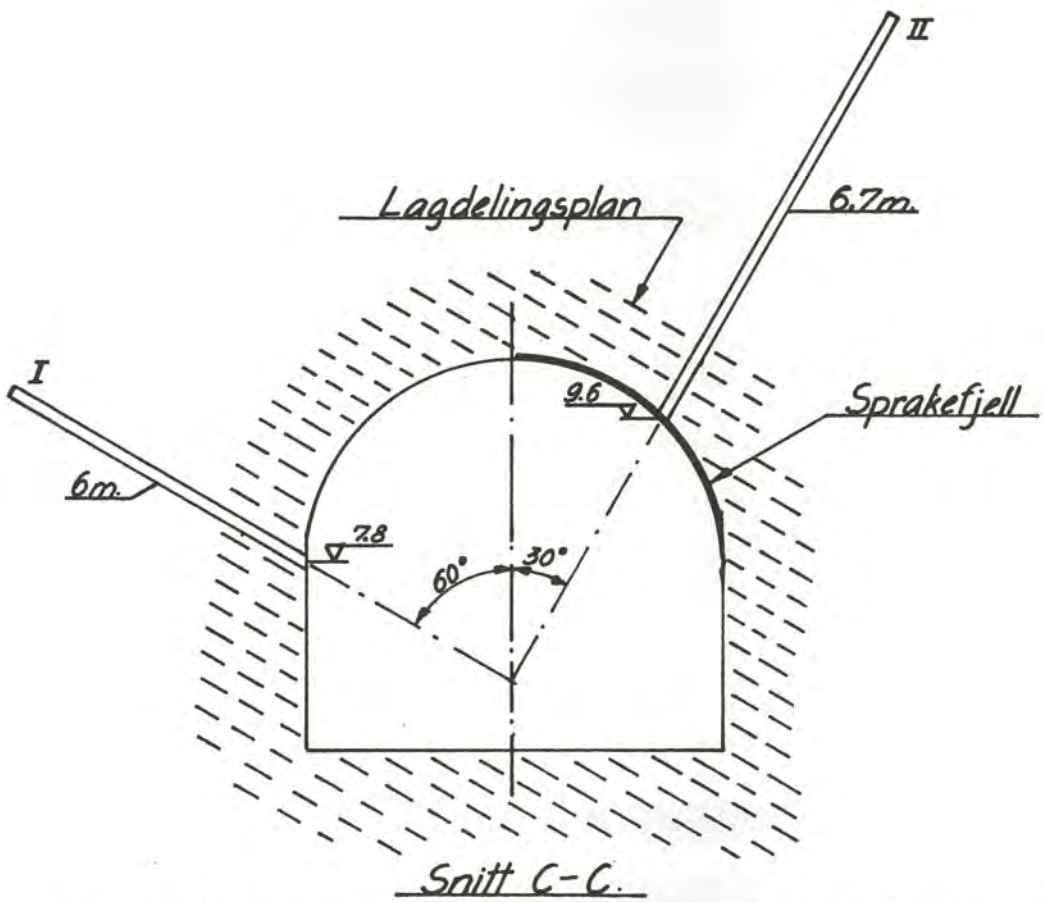
Fig. 10 Avlesning av isokromlinjemønster

Fig. 8



Snitt A-A.

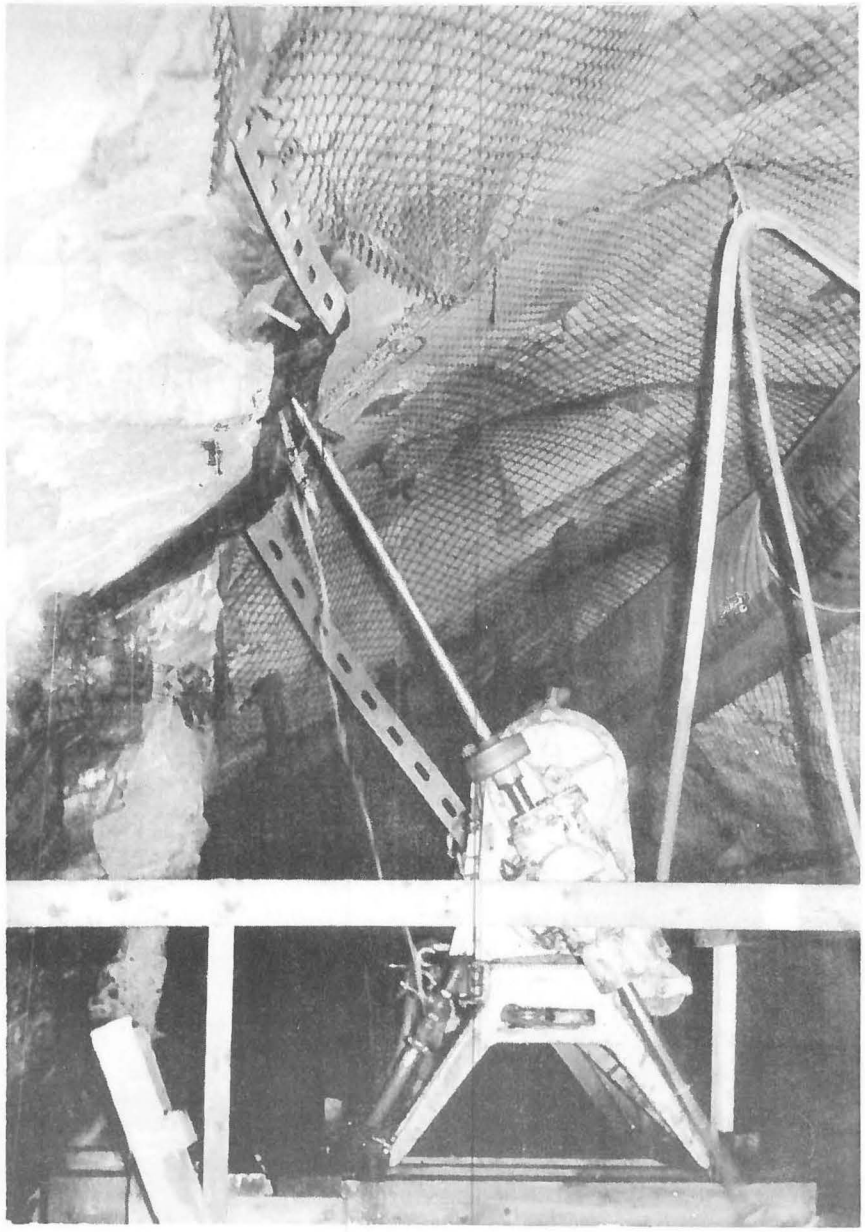
Hull III parallelt bergartens strökretning.



Snitt C-C.

Hull I parallelt fallretning. Hull II loddrett lagdelingsplan.

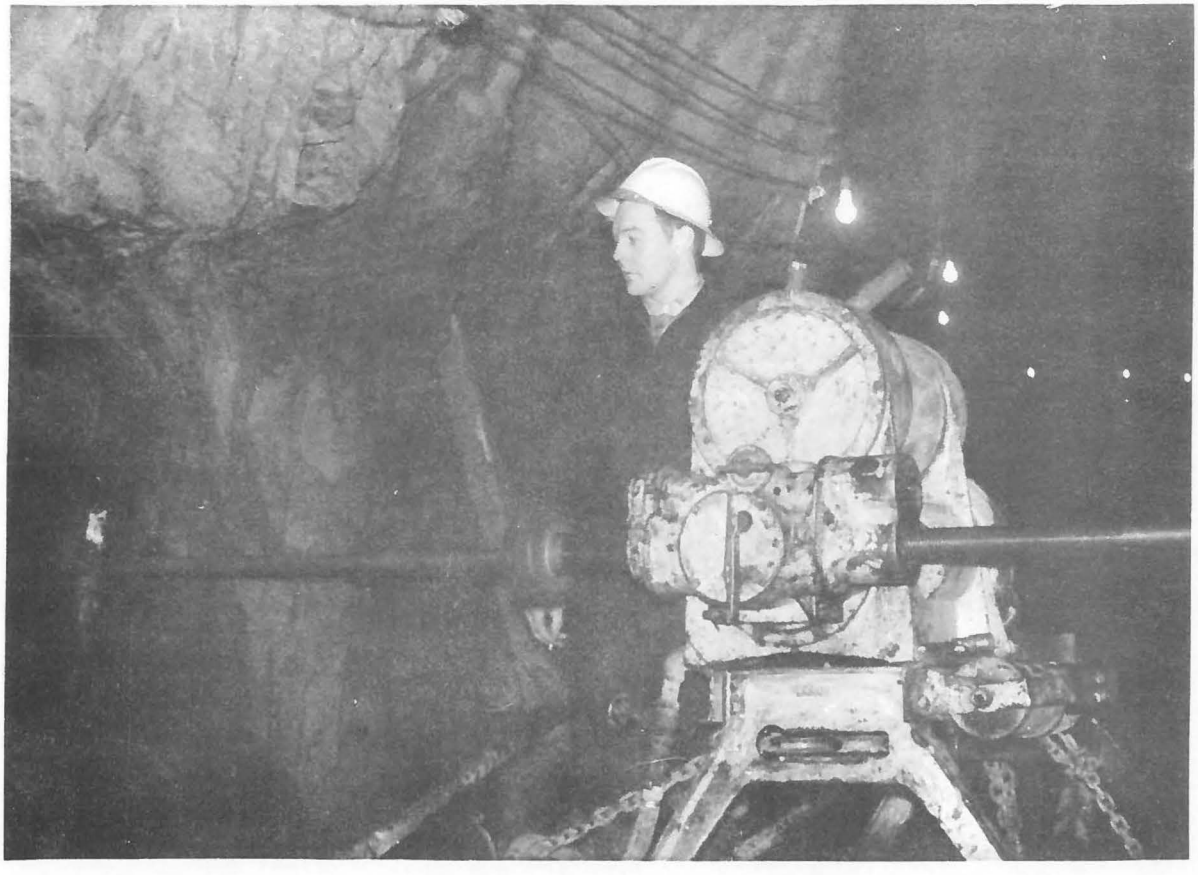
a. Fra målehull I



b. Fra målehull II

Fig. 9. Arbeidsoperasjoner fra forskjellige borhull

9 c. Fra målehull II



9 d. Fra målehull III

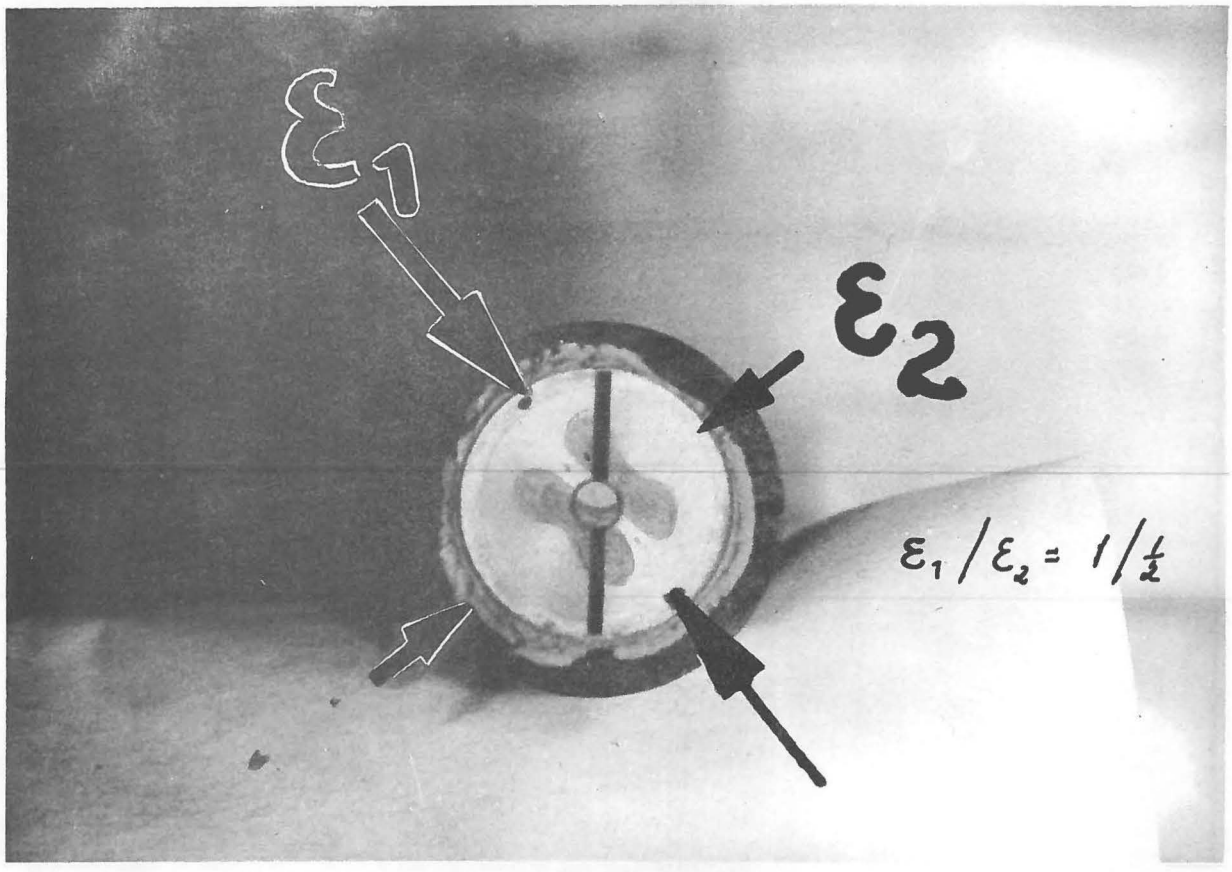


Fig. 11 a. Isokromlinjemønster.
Ordenstall a = 1.2
$\varepsilon_1/\varepsilon_2$ = 1/½

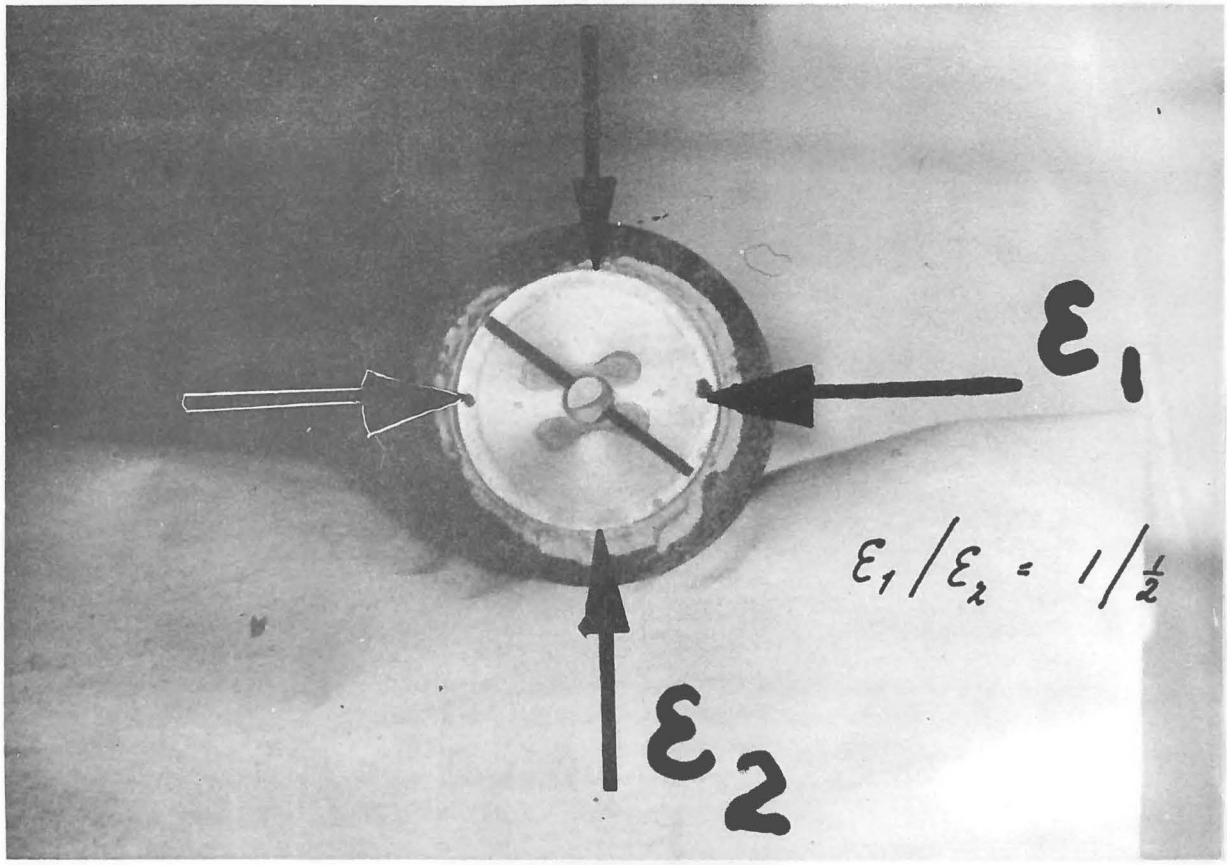
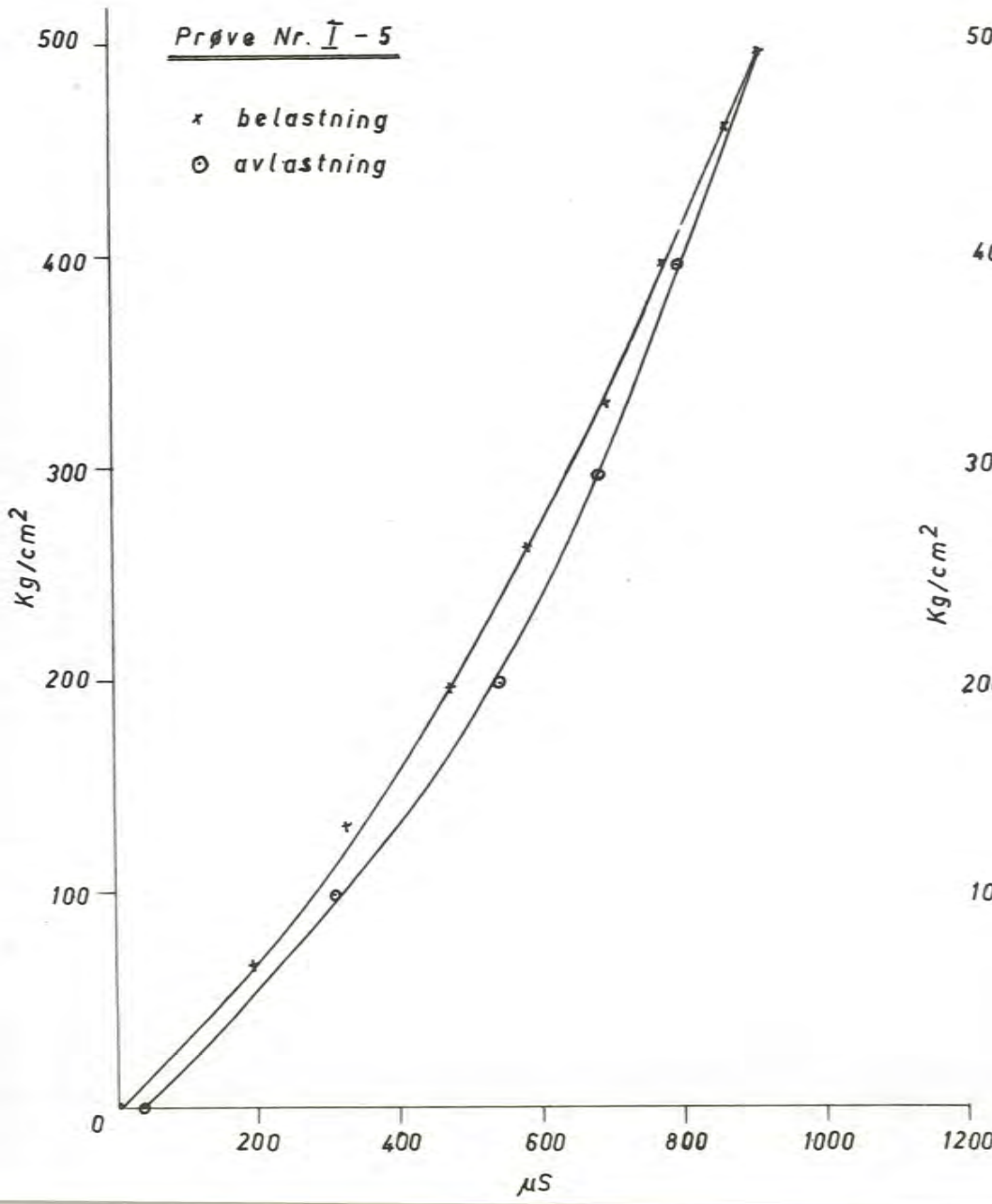


Fig. 11 b. Samme mønster som i fig. 11 a,
men kompensert til a = 1,0

Belastnings-deformasjons-diagram iflg. trykkpröving i laboratorium.



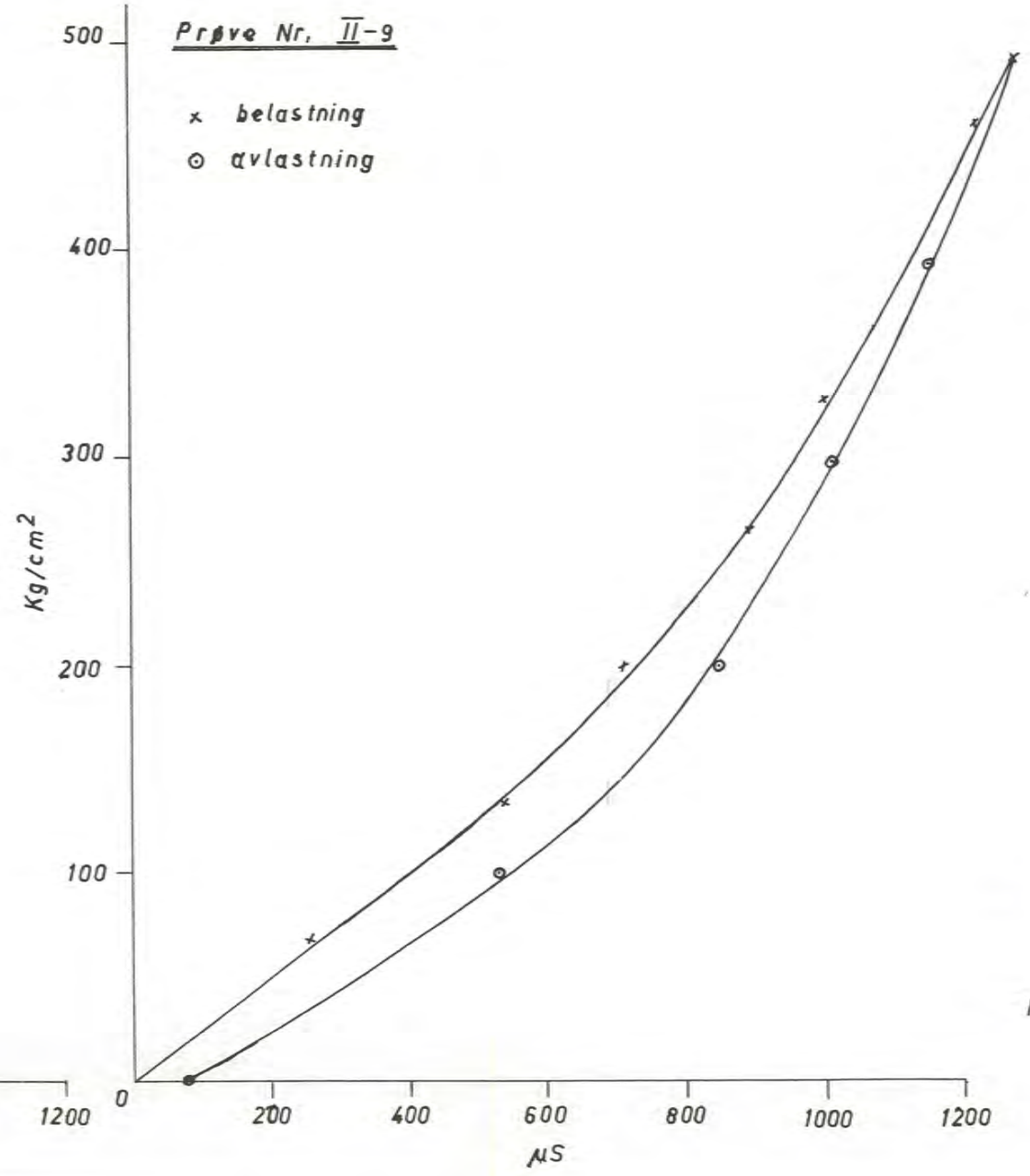
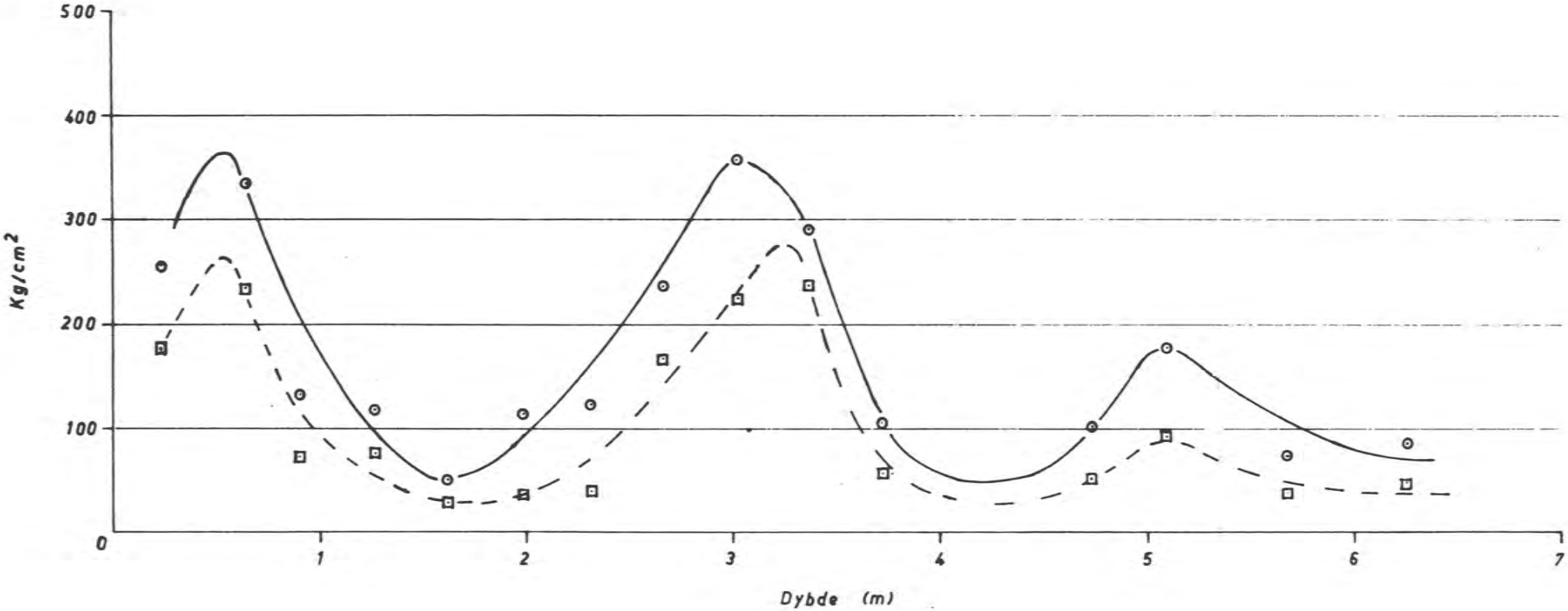
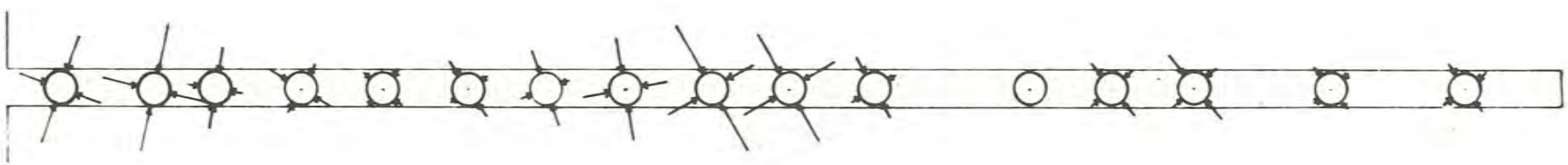


FIG. 4





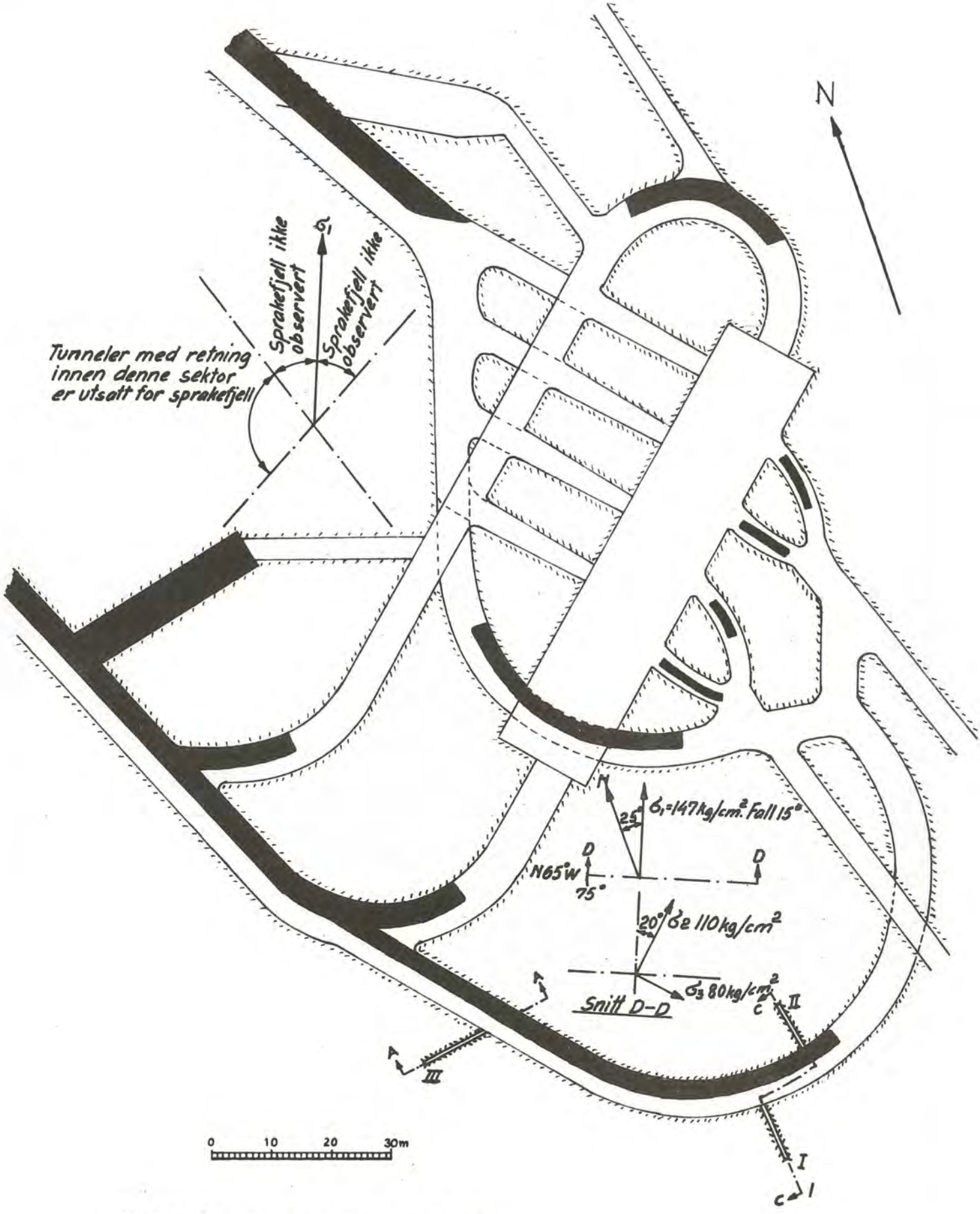
Rana Kraftstasjon : Spenningsfordelingen i målehull II

Fig 13

Målepunkt	Hull I	Hull II	Hull III	fact comb.	ε_I (μS)	ε_{II} (μS)	ε_{III} (μS)	γ_{I-II} (μS)	ε_{II-III} (μS)	γ_{III-I} (μS)	ε_1 (μS)	ε_2 (μS)	ε_3 (μS)	$\alpha_{I-\varepsilon_1}$	$\alpha_{II-\varepsilon_1}$	$\alpha_{III-\varepsilon_1}$	$\alpha_{I-\varepsilon_2}$	$\alpha_{II-\varepsilon_2}$	$\alpha_{III-\varepsilon_2}$	$\alpha_{I-\varepsilon_3}$	$\alpha_{II-\varepsilon_3}$	$\alpha_{III-\varepsilon_3}$	Hull I	Hull II	Hull III	Målepunkt
	3	16	1	1	96	49	75	0	−71	97	140	68	11	44,5	−75,0	49,5	−55,3	+45,2	67,9	65,1	−51,7	+48,5	3	16	1	
	3	13	2	2	107	52	86	0	−71	121	164	68	14	43,5	−78,0	48,8	+56,7	+40,5	70,0	65,0	−51,8	+48,5	3	13	2	
	1	16	2	3	103	57	59	0	77	97	143	73	6	51,0	+78,3	62,9	+58,2	+39,4	71,0	68,5	−56,0	+42,1	1	16	2	
	4	13	2	4	107	61	68	0	71	121	157	70	8	41,0	+76,9	52,2	+60,7	+32,0	77,6	63,6	+60,0	+42,0	4	13	2	
	5	15	2	5	107	66	67	0	−71	121	156	76	8	41,0	+71,1	52,4	+62,3	+31,6	76,1	62,3	+62,5	+40,8	5	15	2	
				Middel	104	57	71	0	(72,1)	111	152	71	9	44,5	+75,9	53,2	−58,6	+37,8	72,5	64,9	+56,4	+44,4				

Rana Kraftstasjon : Sammenstilling av beregningsresultater

Fig 14



RANA KRAFTSTASJON

Plassering av målehull.

Måleresultater.

Fig. 15.

MÅLING AV BERGTRYKK I NORSKE GRUVER

av

Bergingeniør Bjørn Li

Institutt for gruvedrift, NTH

MÅLING AV BERGTRYKK I NORSKE GRUVER

Innledning.

Bergmekanikk er en forholdsvis ung vitenskap som i den senere tid har hatt en rivende utvikling i utlandet. Særlig gjelder dette land som Syd-Afrika, England og Tyskland hvor gruvedrift på store dyp eller dårlig fjell har skapt problemer med stabiliteten.

I Norge har problemene stort sett ikke vært av en slik art at det har fremskyndet undersøkelser av bergtrykk. I den senere tid har imidlertid spørsmålet blitt aktuelt for fjellanlegg i steile dalsider hvor sprakefjell kan forekomme i større eller mindre grad. Enkelte gruver har også fattet interesse for saken etter hvert som forskningen i utlandet har vist resultater. Selv om de bergmekaniske problem som måtte oppstå i norske gruver ikke er av avgjørende betydning, er det forfatterens mening at et bedre kjennskap til trykkforhold og bergets mekaniske egenskaper vil kunne ha stor betydning såvel økonomisk som sikkerhetsmessig.

Kontor for Fjellsprengningsteknikk og Institutt for gruvedrift, NTH, tok opp dette spørsmålet omtrent samtidig for 3 år siden. I dette tidsrom har man stort sett beskjeftiget seg med utvikling av måleutstyr og bygging av bergmekanisk laboratorium. Det er meningen i dette foredraget å gi publikum et innblikk i den målemetode som nå brukes ved Institutt for gruvedrift og noen eksempler på praktisk utførte målinger som ble gjort i 1966.

Innledende forsøk.

Det første forsøk på å måle absolutt bergtrykk ble utført høsten 1964 som en del av en diplomoppgave. Resultatene av dette arbeidet er publisert i Tidsskrift for Kjemi, Bergvesen og Metallurgi nr. 3 1966 og skal her bare kort oppsummeres. Spenningene i pillarer skulle kartlegges i rom- og pillarfeltet ved Kjørholt kalksteinsgruve. Metoden gikk ut på å måle den diametrale deformasjonen av et borhull når en bergsylinder rundt borhullet ble spenningsavlastet ved friboring med en 146 mm diamantkrone.

Måleapparatet er utviklet ved U.S.Bureau of Mines og kopiert av oss etter innhentet tillatelse. Prinsippet går ut på å registrere en bjelkes nedbøyning v.hj.a. strekklapper som er klistret til denne, idet nedbøyningen er en funksjon av hullets diameter. (Interesserte henvises til nevnte artikkel) Resultatene fra disse forsøk var tilfredsstillende idet såvel spenningenes størrelse og retning som spenningsfordelingen over pillartverrsnittet stemte forbløffende godt med det en ventet ut fra en teoretisk betraktning basert på den antakelse at vertikaltrykket kun var generert av vekten av de overliggende masser. (Gruven ligger i kambro-silur med nær flattliggende strategrafi slik at tektoniske spenninger regnes for usannsynlig).

Dagens metoder.

Imidlertid var det en ulempe med disse målingene, nemlig at de var uhyre tidskrevende. Dette skyldtes i første rekke friboringen med det grove kjerneborutstyret og det var derfor med glede vi oppdaget at i utlandet ble dette problemet unngått ved å legge tøyningsmålingene til den flate bunnen av et borhull.

Som tøyningsgivere har vi forsøkt både fotoelastiske skiver og strekklapper og er foreløpig blitt stående ved

strekklapper som det mest passende for vårt formål.

Beskrivelse av utstyr og beregningsgrunnlag.

Tøyningsgiveren: Prinsippet for beregning av bergtrykk basert på måling av tøyningene i den flate bunnen av et borhull er behandlet i Bjerkans foredrag. Den vesentligste forskjellen på de to metodene er måten en kommer frem til hovedtøyningene på hullbunnen. Mens en ved den fotoelastiske metoden kan lese av hovedtøyningenes størrelse og retning direkte, må en, når det benyttes strekklapper, måle tøyningene i tre kjente retninger hvorved en får materiale til å beregne hovedtøyningene. Måles det imidlertid i tre ortogonale plan i den hensikt å beregne en fullstendig tøyningselipsoide, vil denne mellomregningen ikke være nødvendig. Vi skal senere komme nærmere inn på beregningsgrunnlaget.

En strekklapp består i prinsippet av en "grind" av fine, parallelle metalltråder. Lappen klistres til det underlaget som skal undersøkes og motstanden i strekklappen måles. Når underlaget deformes følger strekklappen med i bevegelsen og den samlede trådlengde forandres idet tråden enten strekkes eller stukes. Dermed forandres den totale motstand i strekklappen som måles på nytt og differensen mellom motstandene i den kalibrerte lappen kan direkte omsettes i en μS tøyning (1μS mikrostrain=1/1ooo ooo m/m). Tøyningene må måles i tre forskjellige retninger og vi har valgt å bruke en rosettlapp av japansk fabrikat, Pr.-5, som består av tre uavhengige lapper som danner vinkler på 45° med hverandre. Motstandene måles med en wheatstone bro som er gradert direkte i mikrostrain.

Strekklappen må beskyttes mot vann. Rosetten bygges derfor inn i en vanntett celle og tøyningene fra hullbunnen overføres til strekklappene via en folie av kopperberylliumlegering. Dette materialet er valgt p.g.a. sin lave E-modul,

men samtidig høy proporsjonalitetsgrense. Fig. 1 viser et snitt gjennom cellen. Som en ser er trådene fra strekklappene loddet til de forsølvete pinnene i en 4-støpslet han-kontakt. Den tilsvarende hunkontakten sitter foran på innføringsutstyret som er vist i fig. 2. Innføringsstengene er forsynt med generatrisekoplinger og på siste røret finnes et orienteringshåndtak som alltid står normalt til strekklapp nr. 1 i rosetten (Dvs. parallelt med str.lapp nr. 2. Strekklapp nr. 3 gjør 45° med de to øvrige). Fra hunkontakten i innføringsutstyret føres ledninger ut langs røret til målebroen som er vist på fig. 3.

Cellen limes til den flate hullbunnen med en spesiell, hurtigherdende araldítcement. Når cementen er herdet og motstanden er målt i alle tre lappene (0-pkt-verdier), løsnes cellen fra innføringsutstyret ved at munnstykket som hunnkontakten er festet til trekkes tilbake v.hj.a. wiren samtidig som cellen holdes presset mot hullbunnen med innføringsrøret.

Etter friboringen sitter cellen fast på kjernen som nå er deformert i overenstemmelse med spenningsavlastningen. Cellen plugges inn i kontakten i innføringsrøret på nytt og en foretar ny avlesning av motstandene (avlastningsverdier).

For å kompensere for de deformasjoner strekklappene kan utsettes for ved eventuelle temperatursvingninger, er det i innføringshodet, så nær kontakten som mulig, plasert en såkalt dummy. Dette er en strekklapp av samme type som brukes i cellene og denne er, i likhet med de aktive lapper klistret på en bit beryllium-kopperfolie. Denne strekklappen koples til motsatt side av broen slik at virkningen av en tøyning av dummyen opphever en tilsvarende fra den aktive strekklappen som er koplet inn. Den lille avstanden mellom dummy og aktiv strekklapprosett samt det faktum at begge er klistret til samme stoff, skulle sikre at dummy

og aktiv lapp alltid har nær på samme temperatur. (Denne antakelsen er bekreftet i praksis).

Beregninger: Ved å betrakte Mohr's sirkel (fig.4) kan en finne følgende almengyldige uttrykk for hovedtøyningene og vinkelen θ, mellom største hovedtøyning og en av de tre tilfeldig valgte normaltøyninger - uttrykt ved disses størrelse og vinklene mellom dem.

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{1 - \cos 2\alpha - C\,(1 - \cos(2\alpha + 2\beta))}{\sin 2\alpha - C \sin (2\alpha + 2\beta)}$$

$$\text{hvor } C = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} = \frac{\cos 2\theta - \cos (2\alpha - 2\theta)}{\cos 2\theta - \cos (2\alpha + 2\beta - 2\theta)}$$

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_1 + \varepsilon_r (1 - \cos 2\theta)$$

$$\varepsilon_{min} = \varepsilon_1 - \varepsilon_r (1 + \cos 2\theta)$$

I vårt tilfelle er $\alpha = \beta = 45^{\circ}$. Settes dette inn får vi:

(1) $$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\varepsilon_2 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_3)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}$$

(2) $$\varepsilon_{max}, \varepsilon_{min} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \sqrt{\tfrac{1}{2}\left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\right]}$$

Vi har her hovedtøyningene i det plan som står normalt til borhullet, under den forutsetning at det ikke eksisterer noe spenning parallelt dette. (Ved å bruke Hook's lov for todimensjonal spenningstilstand kommer en fra tøyninger over til spenninger).

Denne beregningsgangen passer for plane spenningstilfeller, f.eks. forholdsvis tynne mellomsåler hvor en ønsker å ta rede på nedbøyningsspenningene, eller hvor en kjenner den spenning som står parallelt borhullet slik at de beregnede

hovedspenninger kan korrigeres, f.eks. i pillarer hvor en kan anta de horisontale spenninger som like i alle retninger.

Dersom det er snakk om en ukjent tredimensjonal spenningstilstand må det måles i tre ortogonale plan. En må da passe på at retningene for strekklapp 1 og 2 i hvert borhull faller sammen med retningene for strekklapp 1 i det andre hullet og str.lapp 2 i det tredje. (Dette gjøres syklisk for alle tre hull). En kommer da frem til et deformasjonsbilde som vist på fig. 5.

For å finne de romlige hovedtøyninger må vi løse ligningen:

$$\varepsilon^3 - J_1\varepsilon^2 + J_2\varepsilon - J_3 = 0$$

hvor invariantene J_1, J_2 og J_3 er funksjoner av normalspenningene $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ og ε_z samt skjærtøyningene γ_{xy}, γ_{yz} og γ_{zx}

Skjærtøyningene er foreløpig ukjent, men kan finnes ut fra de målte tøyninger ved å gjøre bruk av transformasjonsligningen:

$$\varepsilon = \varepsilon_x l^2 + \varepsilon_y m^2 + \varepsilon_z n^2 + \gamma_{xy} lm + \gamma_{yz} mn + \gamma_{zx} nl$$

hvor l, m og n er retningskosinene til de målte tøyninger.

ε settes nå i tur lik ε_α, ε_β og ε_γ idet en benytter de tilsvarende verdier for retningskosinene. Det fremkommer da tre ligninger som kan løses med hensyn på γ_{xy}, γ_{yz} og γ_{zx}.

Den videre beregningsgangen, er den samme som blir brukt ved fotoelastiske tøyningsgivere og er behandlet av ing. Bjerkan.

Hovedtøyningene kan nå transformeres over til hovedspenninger v.hj.a. Hook's lov for det tredimensjonale tilfellet

$$(3)\ \sigma_1 = \frac{E}{1+\nu}\left(\frac{\nu e}{1-2\nu} + \varepsilon_1\right)$$

osv.

Måling av E og ν: I Hook's lov forekommer materialkonstantene E og ν (elastisitetsmodul og Poissons tall). Disse må fastlegges på prøvestykker i laboratoriet og er en svært viktig del av arbeidet med å fastlegge spenningstilstanden i berget.

Institutt for gruvedrift har nå bygget ut en målekjede som skulle gi minimal sjanse for feil. (Fig. 6) - Den friborte diamantkjernen kuttes i en lengde lik 2.5 x diameteren (155 mm) og endeflatene slipes innbyrdes parallelle og normalt aksen på kjernen. Registreringen av sammenpressing og tverrkontraksjon skjer med induktive transdusere.

Den aktuelle tøyningen bestemmes nå ved å sette transdusere 120° vinkelforskjøvet rundt prøvestykket. Ved å ta middelet fra disse tre registreringene eliminerer en feil ved en eventuell skjevhet i prismet. Transduserne sitter i to ringer som skrues fast på prøvestykket. (Fig. 7). På samme figur ser en den anordningen som registrerer tverrkontraksjonen. Det består av en saks som er forsynt med knivegger som hviler mot prøvestykket. En forskyvning av disse forårsaker med det armforhold vi har valgt en tre ganger så stor bevegelse i den induktive transduseren. Signalene fra alle transduserne sammen med signalet fra en lastcelle (fig.6) for kontinuerlig registrering av belastningen går til en Hottinger målebro. Signalene fra broen går deretter til en ABEM-skriver slik at resultatene kommer ut i kurveform.

Pressen er spesiallaget av Material Test AB i Sverige. Den er motordrevet og en kan etter behag prestille, enten en bestemt deformasjonshastighet, eller en bestemt belastningshastighet.

Utførte målinger.

Løkken Verk, 8/11 - 18/11 1965: Hensikten med disse målingene var å få en sammenligning mellom de fotoelastiske tøyningsgiverne og disse som er basert på strekklapper. Strekklappcellene var inntil da praktisk talt uprøvet. Disse første cellene hadde en diameter på 25 cm og var beregnet til å bruke i 46 mm borhull. De fotoelastiske plastikkskivene passet i 76 mm borhull slik at en ikke fikk foretatt sammenligningen ved å måle vekselvis med de to typene i samme hull. Det ble derfor boret to hull så nær hverandre som mulig på nivå 930 hvor vi regner med å ha en overdekning på ca. 900 m. Resultatene viste at disse strekklappcellene hadde to alvorlige ulemper. For det første lot de seg vanskelig lime til hullbunnen på en tilfredsstillende måte, og for det andre var de ikke vanntette, slik at en ofte fikk kortslutning mellom strekklappene.

Resultatene fra det andre hullet hvor det ble målt med fotoelastisk tøyningsgiver ga imidlertid gode resultater (fig. 8) Den midlere verdi på den vertikale spenningen var her 260 kg/cm^2 og på den horisontale 125 kg/cm^2. Regnes en midlere sp.v. på 2.7 for de overliggende masser, vil en, om en ser bort fra tektoniske og remanente spenninger få et vertikalt trykk lik 240 kg/cm^2 og et horisontalt lik 80 kg/cm^2. - Overenstemmelsen er altså svært god for σ_1's vedkommende, mens den målte horisontalspenning ligger noe for høyt. Her må det imidlertid bemerkes at mens størrelsen på σ_1 kan bedømmes med ganske stor nøyaktighet ut fra isokrom-mønsteret, vil bestemmelsen av forholdet σ_1/σ_2 være betydelig mer usikker om ikke observatøren har stor erfaring i å tyde isokrommønster.

Ved denne måleserien ble det slått fast at strekklappcellen i den form den hadde, ikke tilfredsstilte våre krav. Grunnen til at cellen ikke lot seg lime effektivt til hullbunnen var vanskeligheter med å få denne tørr. Vi regnet med at dette ville bli bedre om en benyttet større borhull. Derved kunne vi også øke dimensjonen på cellen, - noe som ville gi større limflater og bedre sikring mot inntrengning av vann under friboringen. Vi valgte så å øke celledimensjonen til 40 mm og benytte 76 mm borhull.

Rødsand Gruber A/S, 17/1 - 25/1 1966: Den neste prøveserien ble lagt til Rødsand Gruber A/S. Formålet var også denne gang å utprøve strekklappcellen og samtidig sammenlikne med den spenningsoptiske metoden, - men denne gang med vekselvise målinger i et og samme hull.

Det ble valgt en oppstilling på nivå - 100 ved den såkalte Z-malmen. Denne gangen ga strekklappcellen stabile og pålitelige resultater, mens den fotoelastiske metoden sviktet fullstendig. Ser en på resultatene fra strekklappmålingene (fig. 9) legger en merke til at σ_1, alltid er en trykkspenning mens σ_2 er en strekkspenning. Det er her nærliggende å tenke at kombinasjoner av strekk og trykk gir isokrommønstre som vanskelig lar seg tyde. - Teoretisk sett er dette imidlertid mulig, men mønstret vil få en såvidt komplisert form at det etter min mening bør tydes av spesialister.

Vi går nå tilbake til fig. 9 og konstaterer at de horisontale strekkspenninger holder en ganske konstant verdi med et middel på + 60 kg/cm^2 (eksklusiv M.p.1 og M.p.11). Den nær vertikale trykkspenningen har en spenningstopp nær orten og går mot en verdi noe i overkant av 50 kg/cm^2 når en fjerner seg fra ortens høytrykksone. P.g.a. vekten av de overliggende masser vil en vente et vertikaltrykk lik 53 kg/cm^2. Dette stemmer altså med målingene, men den horisontale spenningen skulle, om ingen andre krefter spil-

ler inn ha en verdi på 15 - 20 kg/cm^2 trykk. Målingen viser at det i dette området må eksistere remanente strekkspenninger i horisontal retning som ligger i størrelsesorden 70 - 80 kg/cm^2.

Ved Rødsand Gruber har man i lengere tid hatt problemer med horisontalfestene. Det har forekommet at de har rast ned og en mulig forklaring til dette ble antatt å være utilstrekkelige horisontale trykkspenninger. Festene vil derved miste sin forspenning og skjæres av p.g.a. sin egen vekt. Forholdet ville selvfølgelig bli enda mer ugunstig om det eksisterte strekkspenninger.

Rødsand Gruber A/S, 3/5 - 5/6.1966.

Da det i den ovenfor omtalte prøveserien ble slått fast at det eksisterte strekkspenninger med urovekkende høy tallverdi og målecellen forøvrig fungerte utmerket, ble det fra Rødsand Gruber A/S ytret ønske om en mer omfattende undersøkelse i enkelte lokaliteter av gruben.

Det ble først bestemt å måle på tre forskjellige steder og hensikten var da å måle i tre ortogonale plan for å få materiale til å beregne en fullstendig spenningsellipsoide. P.g.a. forhold som vi skal komme inn på etter hvert var det imidlertid ikke mulig å gjennomføre dette på en tilfredsstillende måte.

Det første målestedet ble lagt i en forholdsvis tynn gabbrostripe i samme område av gruben som det sist ble målt. (fig. 10). Det ble boret tre hull, men hull nr. 3 ble lagt parallelt granittgrensen. Dette resulterte i svært små vertikalspenninger, noe som skyldes at en befinner seg nært et stivere medium. De horisontale spenninger var praktisk talt lik 0.

Hull nr. 1 ble boret på tvers av gabbrostripen (fig. 11). Målingene gir en vertikalspenning som kan stemme med den

verdi en fikk den første måleperioden. Den er imidlertid noe usikker da granittgrensen ble nådd før dette var ventet. Den siste måleverdien var derfor unormalt liten i overenstemmelse med målingene i hull nr. 3 og målinger dypere i hullet misslyktes p.g.a. at granitten var sterkt vannførende.

Horisontalspenningene i hull nr. 1 har en verdi nær 0 og avviker således fra de verdier som er målt i det vertikale hull nr. 2 (fig.11). Målingene i dette hullet viser at horisontal-spenningene er strekkspenninger med nær samme tallverdi i alle retninger. Størrelsesorden er 20 - 30 kg/cm^2.

P.g.a. sterke spenningsvariasjoner fra hull til hull var det ikke mulig å konstruere en fullstendig ellipsoide. Av praktiske hensyn ble disse boret lengere fra hverandre enn ønskelig. Imidlertid kan en fra målingene slutte at spenningstilstanden i denne del av gruven tilnærmet kan representeres av en ellipsoide med vertikal, positiv hovedakse hvis størrelse stemmer med det trykk som utøves av vekten av de overliggende masser. De horisontale akser er negative og veksler fra punkt til punkt.

Målested nr. 2 ble lagt midt i et større gabbro-massiv. Det ble her boret 4 hull og det viste seg at mens spenningene innen et og samme hull var forholdsvis konstante, vekslet de sterkt fra hull til hull. En kan stort sett si at strekkspenningene dominerte. Eksempelvis er det vist i fig. 12 resultatene fra et av hullene hvor såvel den horisontale som den vertikale komponent er negative.

Ser en på fjellet her oppdager en at dette består av flere blokker som er adskilt av sleppeplan. Hvert hull er boret i en og samme blokk og dette forklarer at spenningene er forholdsvis homogene innen hvert hull.

Innen et slikt system av blokker må en vente seg alle tenkelige trykkombinasjoner og muligens også kombinasjoner av

strekk og trykk. Strekkspenninger i alle retninger er imidlertid vanskelig å forestille seg og kan sannsynligvis best forklares som remanente temperaturspenninger.

Om dette er riktig må en anta at gabbro og malm er yngre enn den omgivende granitten og at spenningene er generert og "frosset fast" under de yngre bergarters avkjølingsperiode.

For å få en kontroll på dette ble det bestemt at det siste målestedet skulle legges i granitten, idet en regnet med at det her ville være mer normale spenningsforhold. Det viste seg imidlertid at granitten var intens oppsprukket og ga et såvidt forvirret spenningsbilde at problemet må betraktes som uløst.

Som konklusjon kan en si at spenningsforholdene ved Rødsand Gruber er uhyre komplisert og at det vil kreve et større opplegg for å få dette avklaret. Imidlertid ble det konstatert horisontale strekkspenninger som gjør en driftsmetode med horisontale fester betenkelig.

Kjørholt Kalkstensgruve, 1/7 - 10/8.

Denne måleserien er et ledd i et undersøkelsesprogram for den tekniske licentiatgrad. Formålet var å undersøke spenningene i mellomsåler for å kunne vurdere sikkerheten ved en eventuell øking av rombredden. For at dette ikke skal henge i luften skal jeg først si noen ord om brytningsmetoden. I det området av gruven hvor undersøkelsene pågår drives det etter metoden åpne rom med pilarer. En starter med en storort under hengen. Orten har dimensjonene 13 x 8 m og det settes igjen pilarer som er 13 m brede. Disse har forskjellig lengde ettersom en velger tverrslagsavstander.

Etter at åpningsortene er drevet ut palles det ned med vertikale hull inntil rommet har en høyde på ca. 18 m. Dette er max. høyde for det rensketårnet som brukes. Det settes derfor

igjen en mellomsåle på ca. 5 m og en ny ort åpnes under sålen.

Rombredden bestemmes blandt annet av denne såles nedbøyning, idet en ikke kan tillate strekkspenninger over en viss, kritisk verdi i sålens underkant. Den foreliggende bredde er valgt ut fra en mer eller mindre subjektiv bedømmelse. Det vil således være av interesse å fastlegge de forhold som bestemmer stabiliteten ved en eventuell større rombredde og dermed større avbyggingsprosent.

Målehullene måtte bores fra undersiden og vertikalt opp i mellomsålen for å bli kvitt spylevannet. De praktiske problemer med adkomst for en slik boring ved en såvidt stor høyde som det her er snakk om, ble løst ved å henge en ramme i fjellbolter som maskinen så ble montert til. Manøvreringen skjedde fra kurven til et hydraulisk rensketårn. Fig. 13 viser monteringen av ramme og maskin. Maskinen er her svingt ut og en kan se innføringsutstyret til målecellene stikke ut av hullet.

Det ble målt i 2 mellomsåler. (Rom nr. 5 og rom nr. 4). I rom nr. 5 hadde sålen en sammenhengende feste til pilarene i en lengde på 67 m. Ved endene var sålen brutt igjennom.

Tykkelsen av sålen varierte fra 5.50 - 6.50 m. Det ble boret et hull nær den ene enden og et hull ca. midt i sålen. Begge hullene var plasert midt i rommet. Fig. 14 viser resultatene av målingene. I hull nr. 1 ser en at en har trykkspenninger tvers på orten i størrelsesorden 50 - 70 kg/cm^2. Langs orten har en i underkant av sålen en svak trykkspenning som snart går over til strekk. Denne strekkspenningen øker voldsomt like før en borer gjennom sålen og indikerer en nedbøyning av enden på sålen.

Hull nr. 2 gir større uregelmessigheter. Retningene er ikke her, som en skulle vente, parallelt med og normalt på orten, men stiller seg nær 45° på denne. En av hovedspenningene er trykk mens den andre veksler mellom svært lave

verdier av trykk og strekk. Grunnen til dette antas å være at pilaren på sørsiden av rommet er gjennombrutt ca. 10 m vest for målehullet. Minste hovedspenning peker i retning av dette gjennomslaget.

Lignende spenningsbilder opptrer i alle de 4 målehullene som er boret i mellomsåle, rom nr. 4. Her er hele sydpilaren ubrutt mens det på nordsiden av rommene er regelmessige gjennomslag til rom nr. 3 slik at det dannes pilarer med dimensjoner 13 x 13. Hovedspenningsretningene er her orientert slik at σ_1, en trykkspenning med størrelse 25 - 50 kg/cm^2, peker mot midten av nærmeste pilar mens σ_2 som veksler mellom lave verdier av trykk og strekk, peker mot et tverrslag.

Konklusjonen av disse målinger tør være at tverrkontraksjonen av pilarene øver et visst trykk på mellomsålen.

Nedbøyningen av denne, som genererer farlige strekkspenninger, vil derved til en viss grad forhindres. Tverrslag som deler opp pilarene svekker denne virkningen.

Om en ønsker større rombredde, skulle dette kunne gjøres uten risiko dersom en lar pilarene mellom rommene bli sammenhengende. Der det av transportmessige hensyn er nødvendig med tverrslag, bør en i så fall ta spesielle forholdsregler.

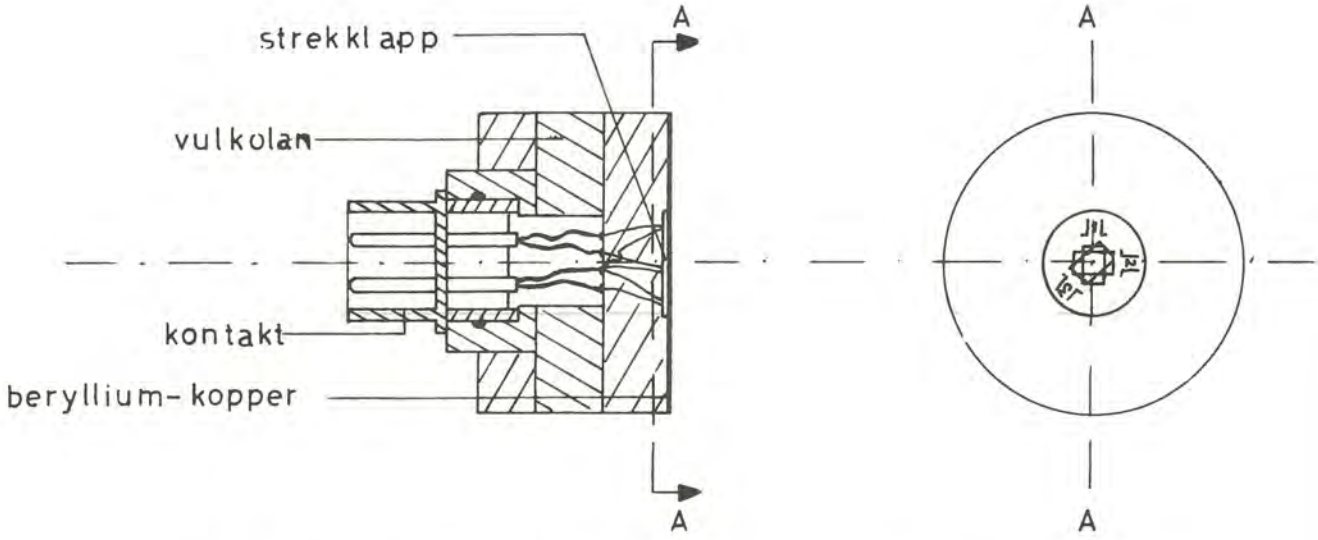


Fig. 1. Strekklappcelle. (Tøyningsgiver)

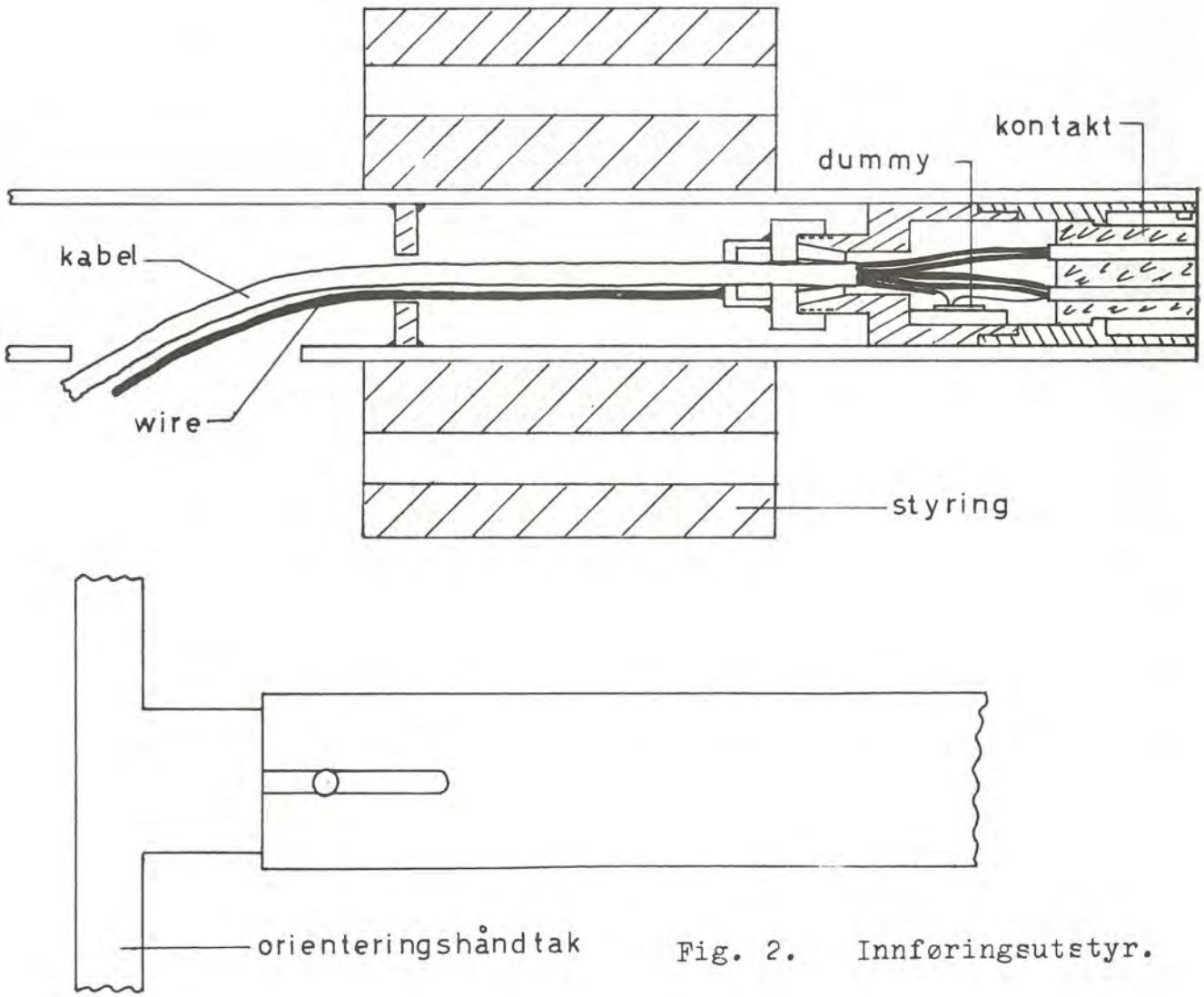


Fig. 2. Innføringsutstyr.

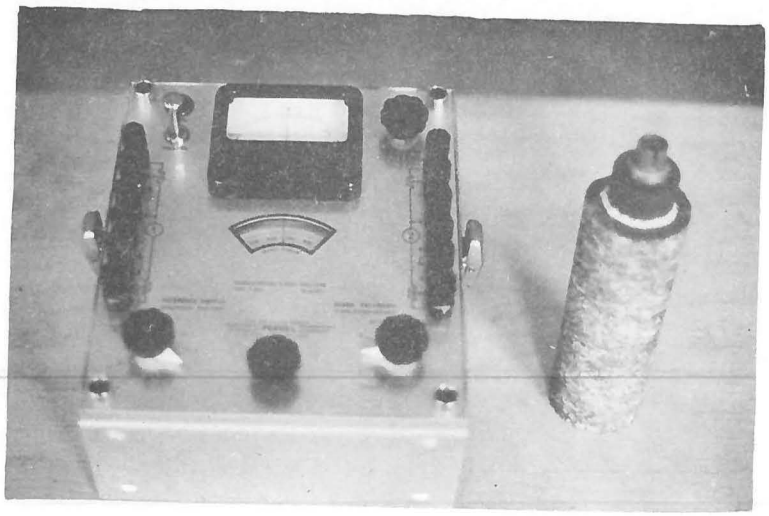


Fig. 3 Målebro

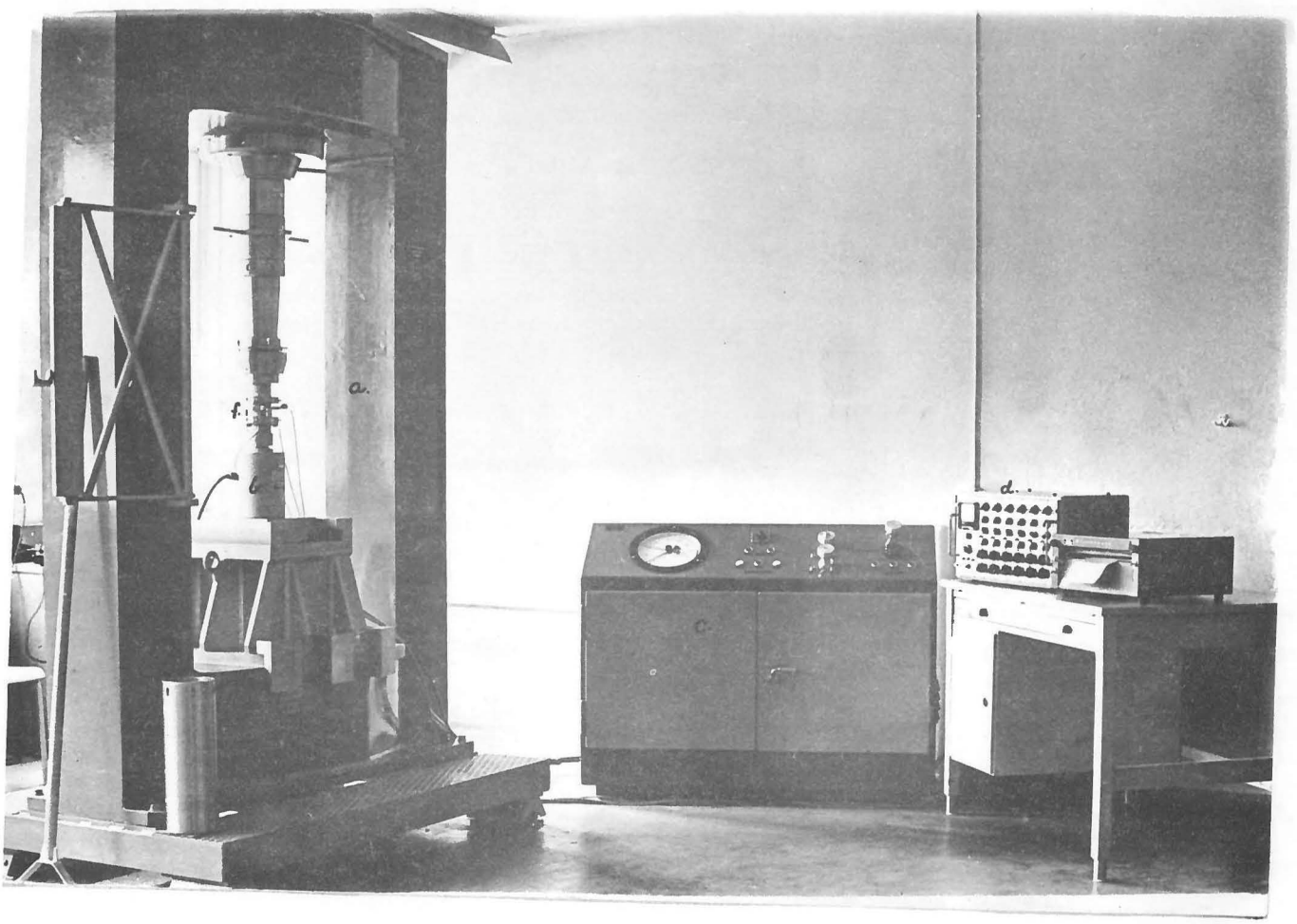
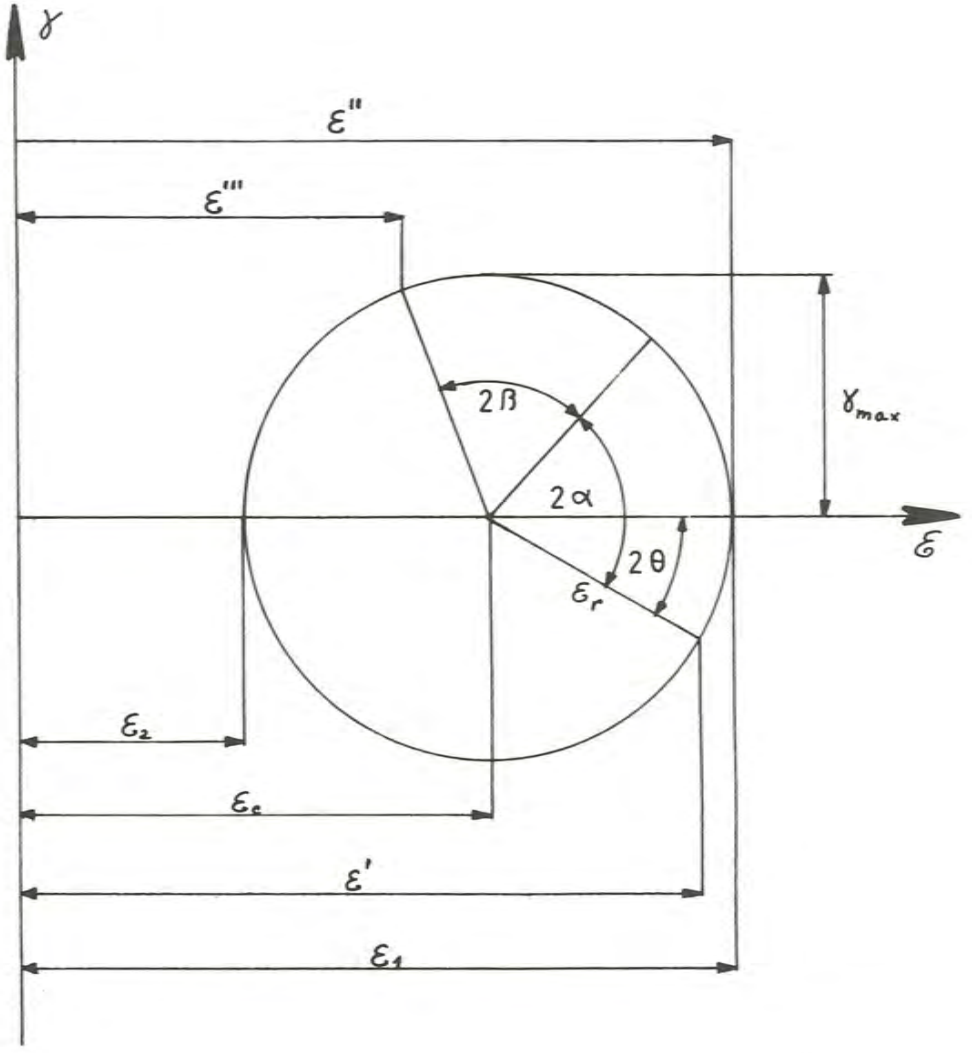


Fig. 6 a) Hydraulisk presse
b) Lastcelle
c) Manøvreringsbord
d) Målebro
e) Skriver
f) Prøvestykker



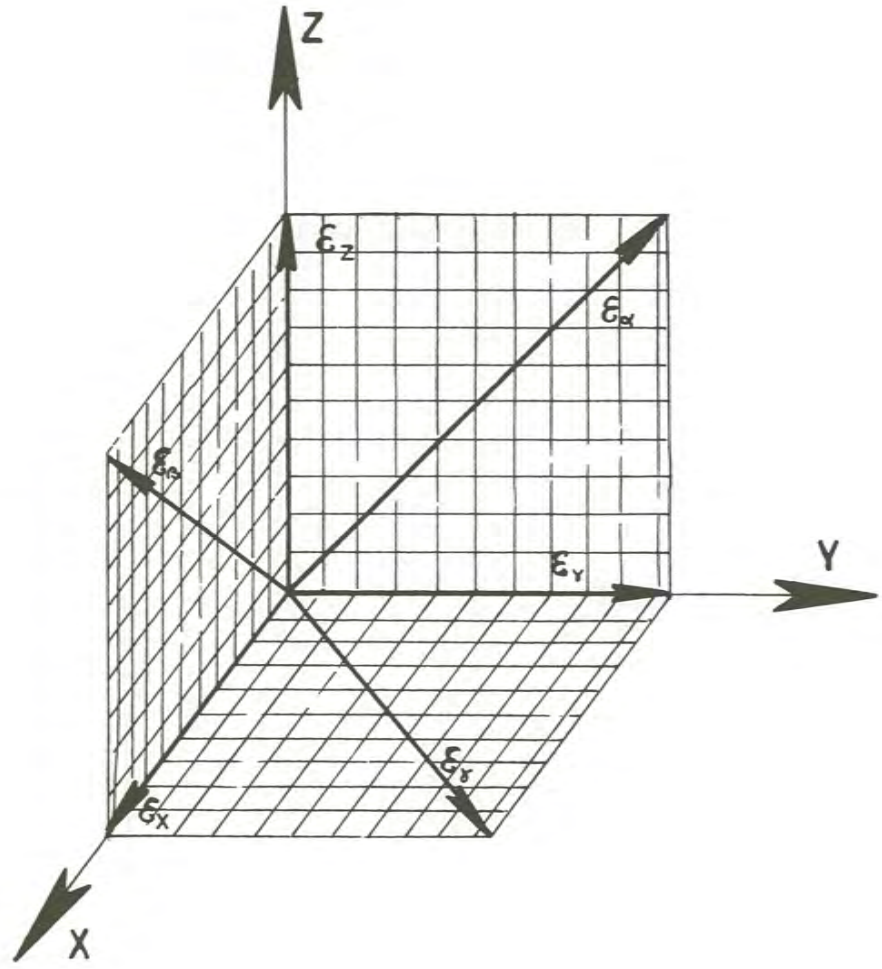
$$tg2 = \frac{1 - \cos 2\alpha - C(1 - \cos(2\alpha + 2\beta))}{\sin 2\alpha - C \sin(2\alpha + 2\beta)}$$

hvor $C = \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{\varepsilon' - \varepsilon'''} = \frac{\cos 2\theta - \cos(2\alpha - 2\theta)}{\cos 2\theta - \cos(2\alpha + 2\beta - 2\theta)}$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon' + \varepsilon_r(1 - \cos 2\theta)$$

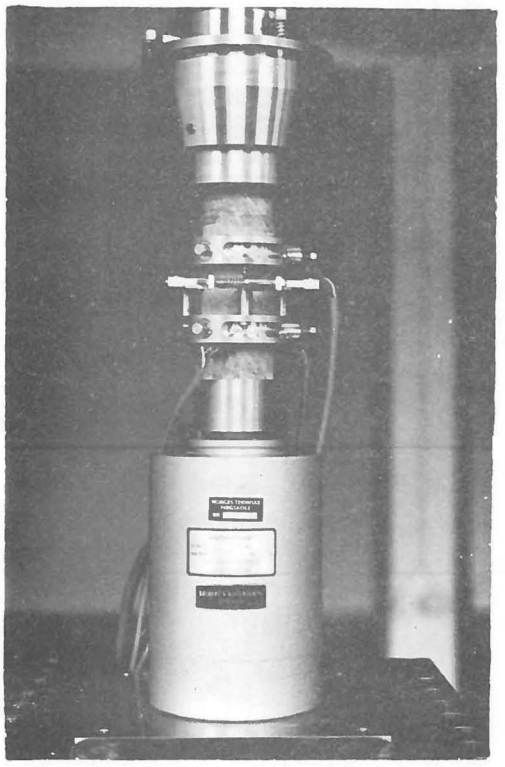
$$\varepsilon_2 = \varepsilon' - \varepsilon_r(1 - \cos 2\theta)$$

Fig. 4.



$$\varepsilon = \varepsilon_x l^2 + \varepsilon_y m^2 + \varepsilon_z n^2 + \gamma_{xy} lm + \gamma_{yz} mn + \gamma_{zx} nl.$$

Fig. 5.



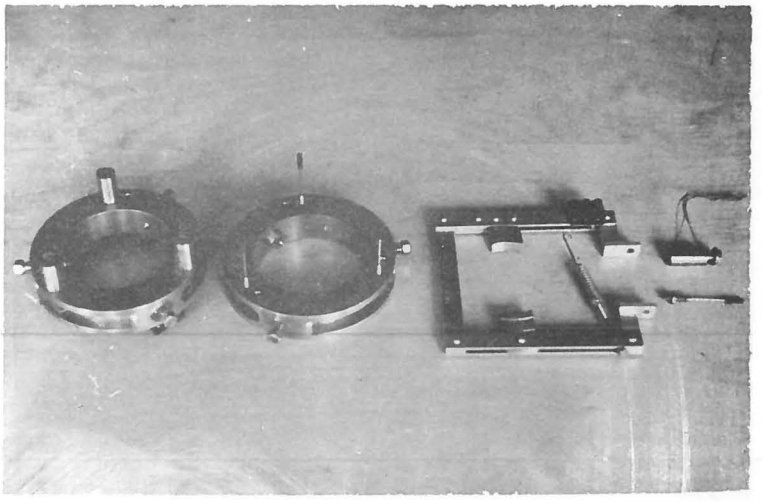


Fig. 7

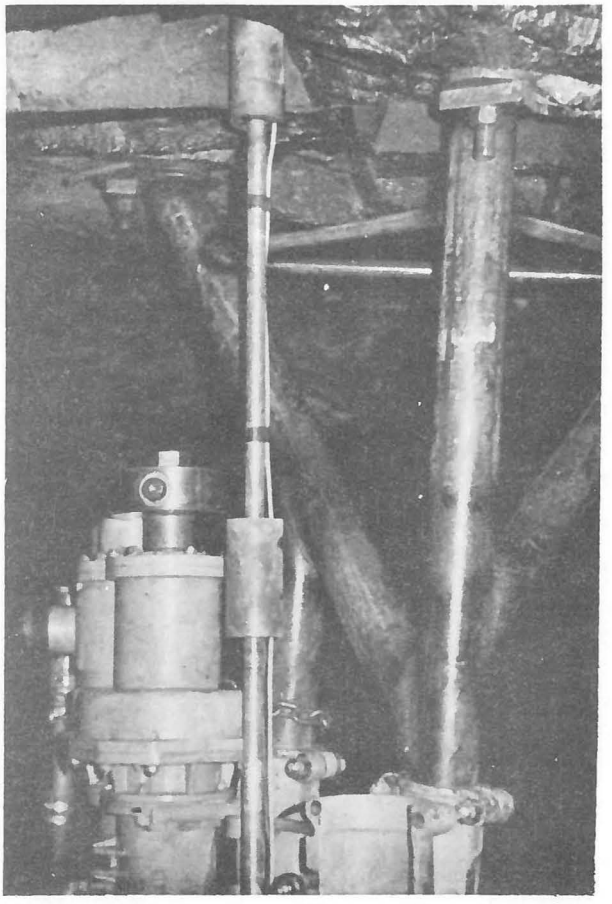


Fig. 13 Montering av diamantbormaskin for oppoverrettet boring i høye rom.

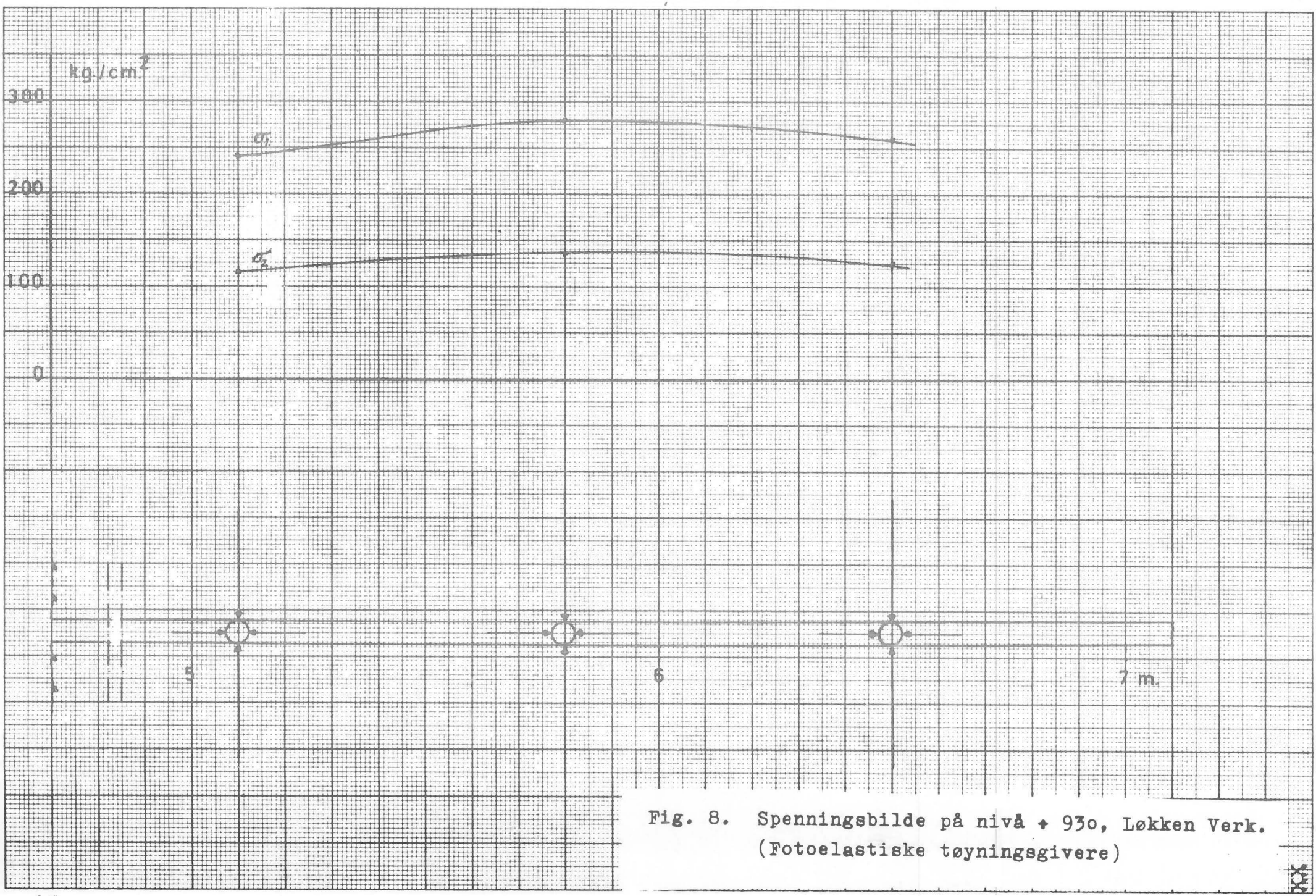


Fig. 8. Spenningsbilde på nivå + 93o, Løkken Verk.
(Fotoelastiske tøyningsgivere)

A 4. Emo Nr. 6904

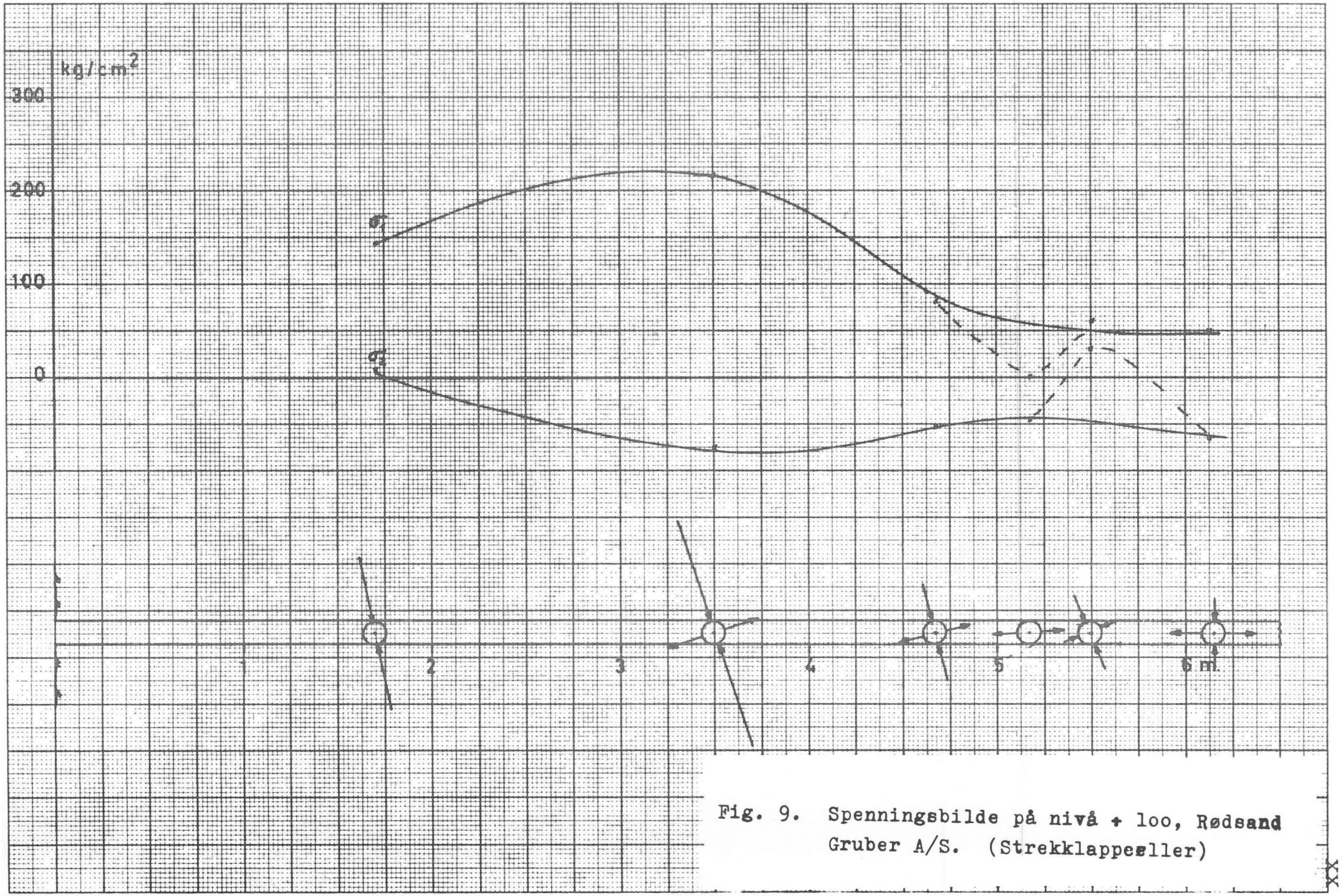


Fig. 9. Spenningsbilde på nivå + 100, Rødsand Gruber A/S. (Strekklapperller)

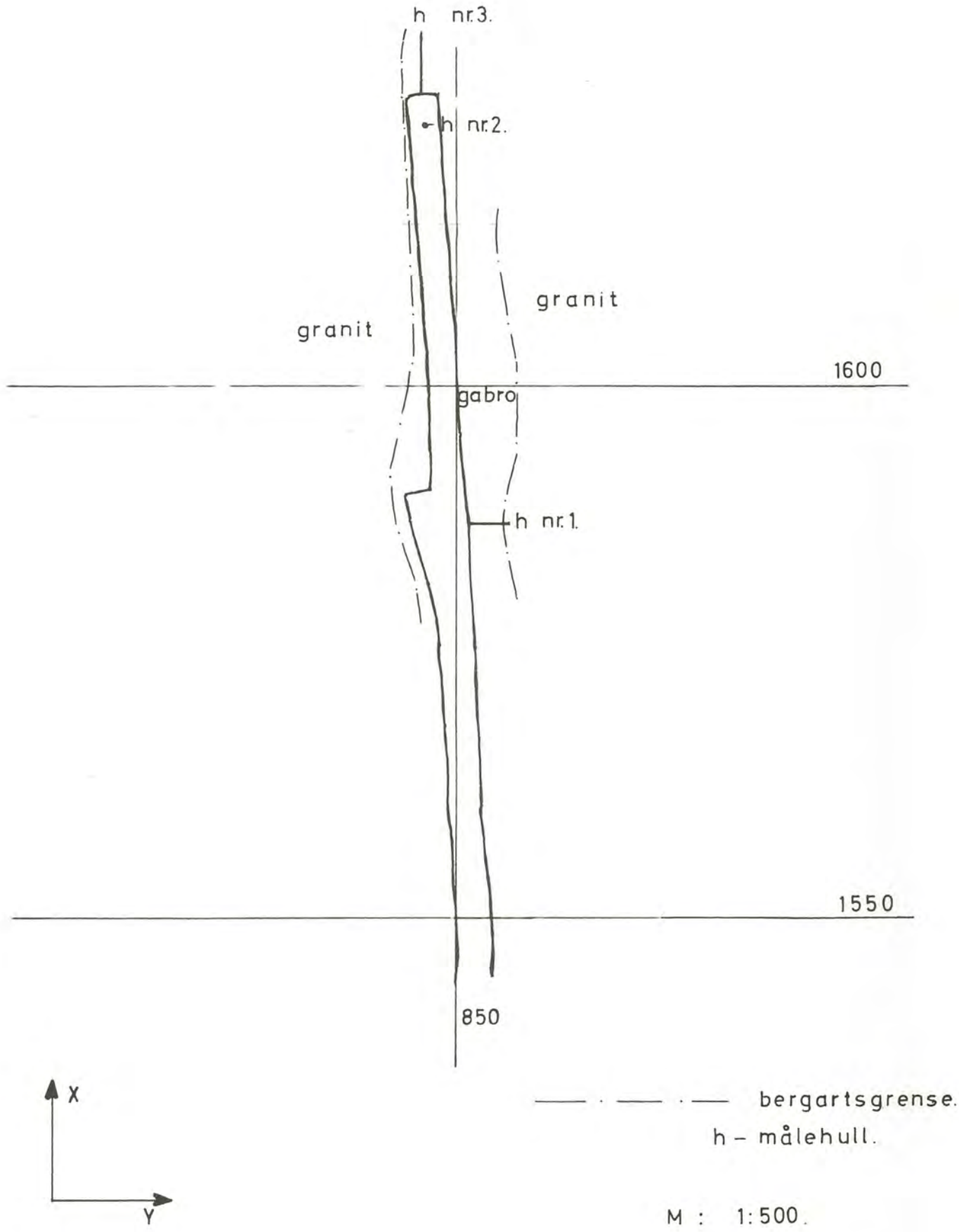


Fig. lo. Horisontalkart + loo - z, Rødsand Gruber A/S.

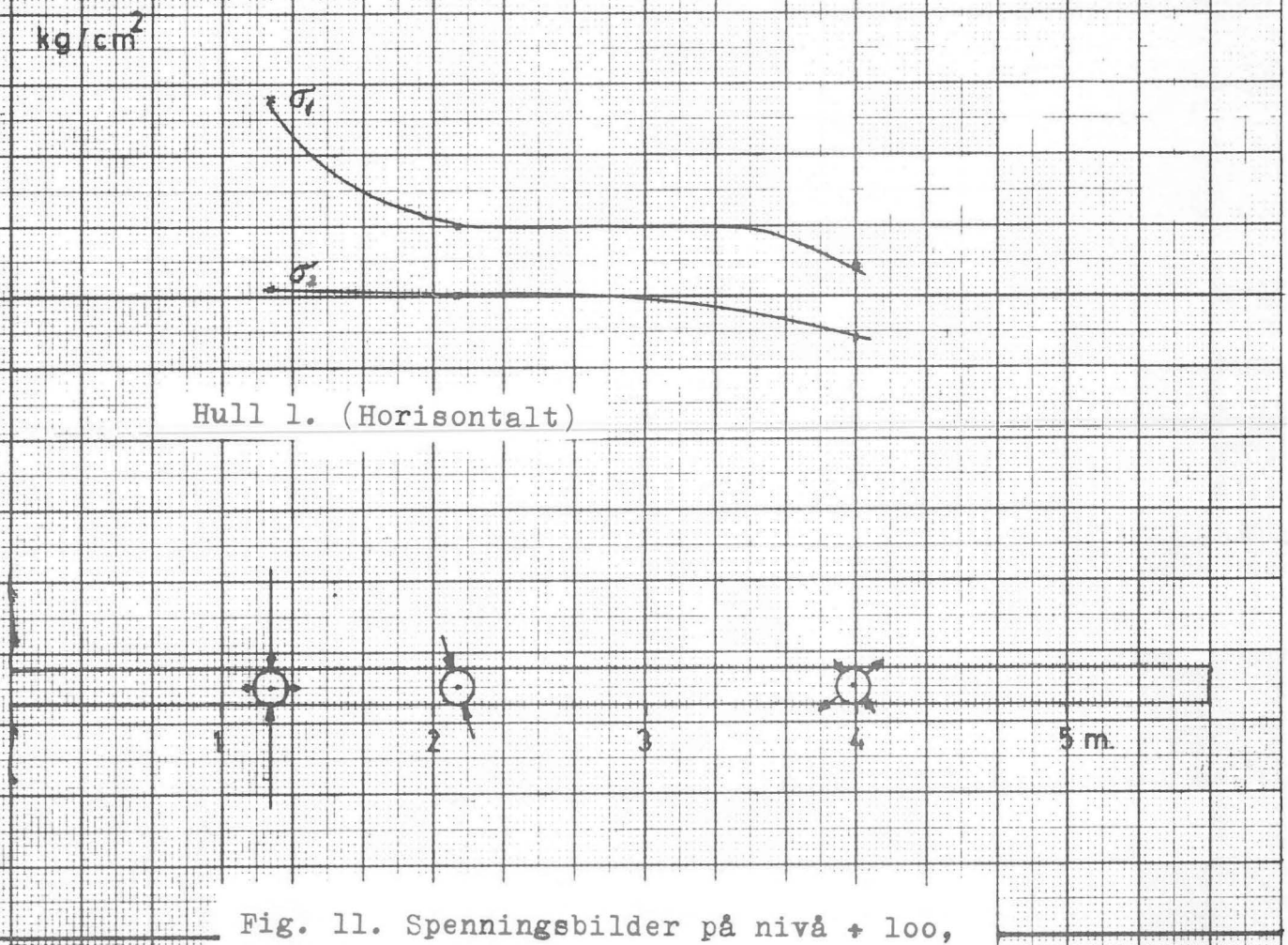
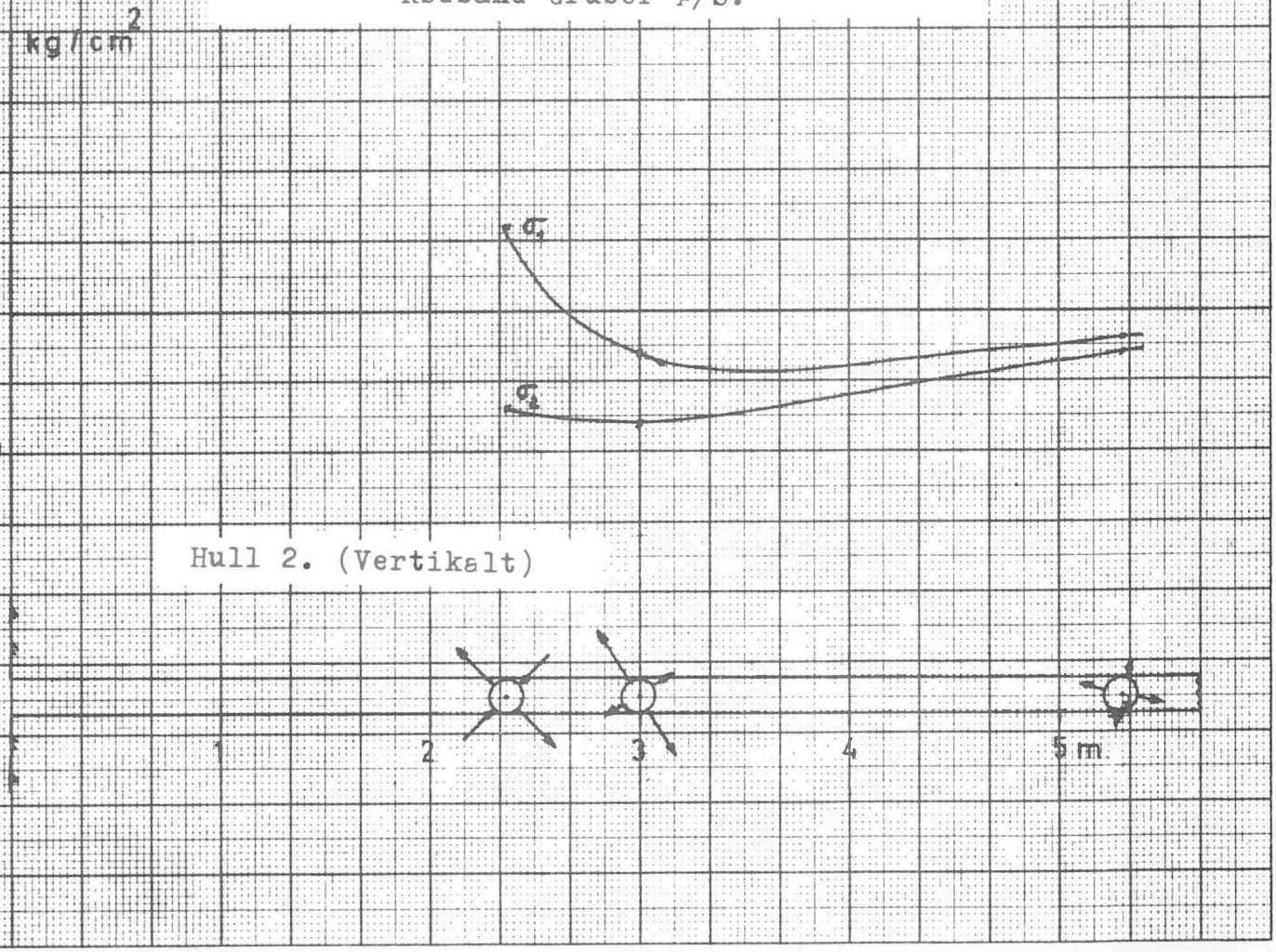


Fig. 11. Spenningsbilder på nivå + 100, Rødsand Gruber A/S.



A 4. Emw Nr. 6904

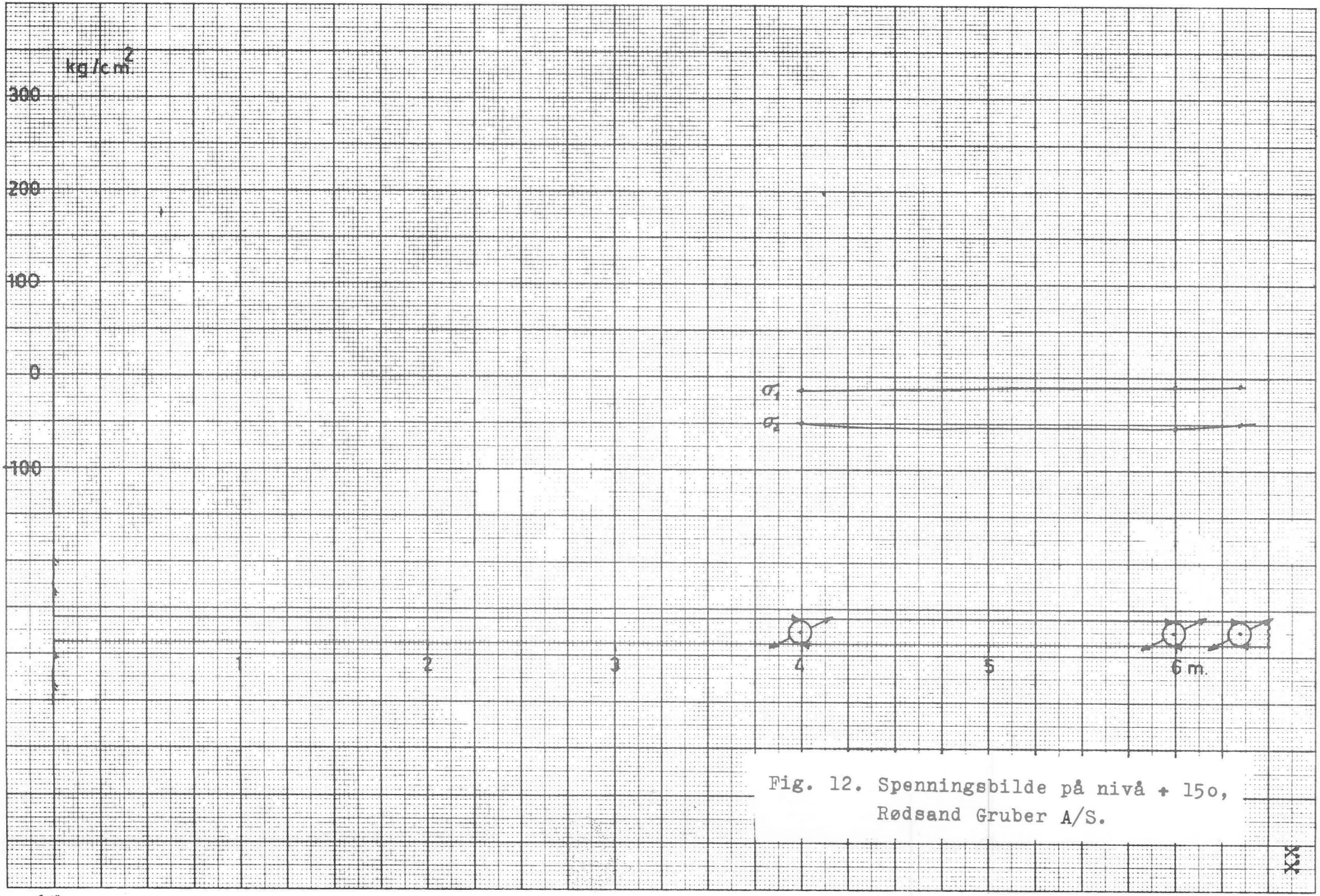


Fig. 12. Spenningsbilde på nivå + 150, Rødsand Gruber A/S.

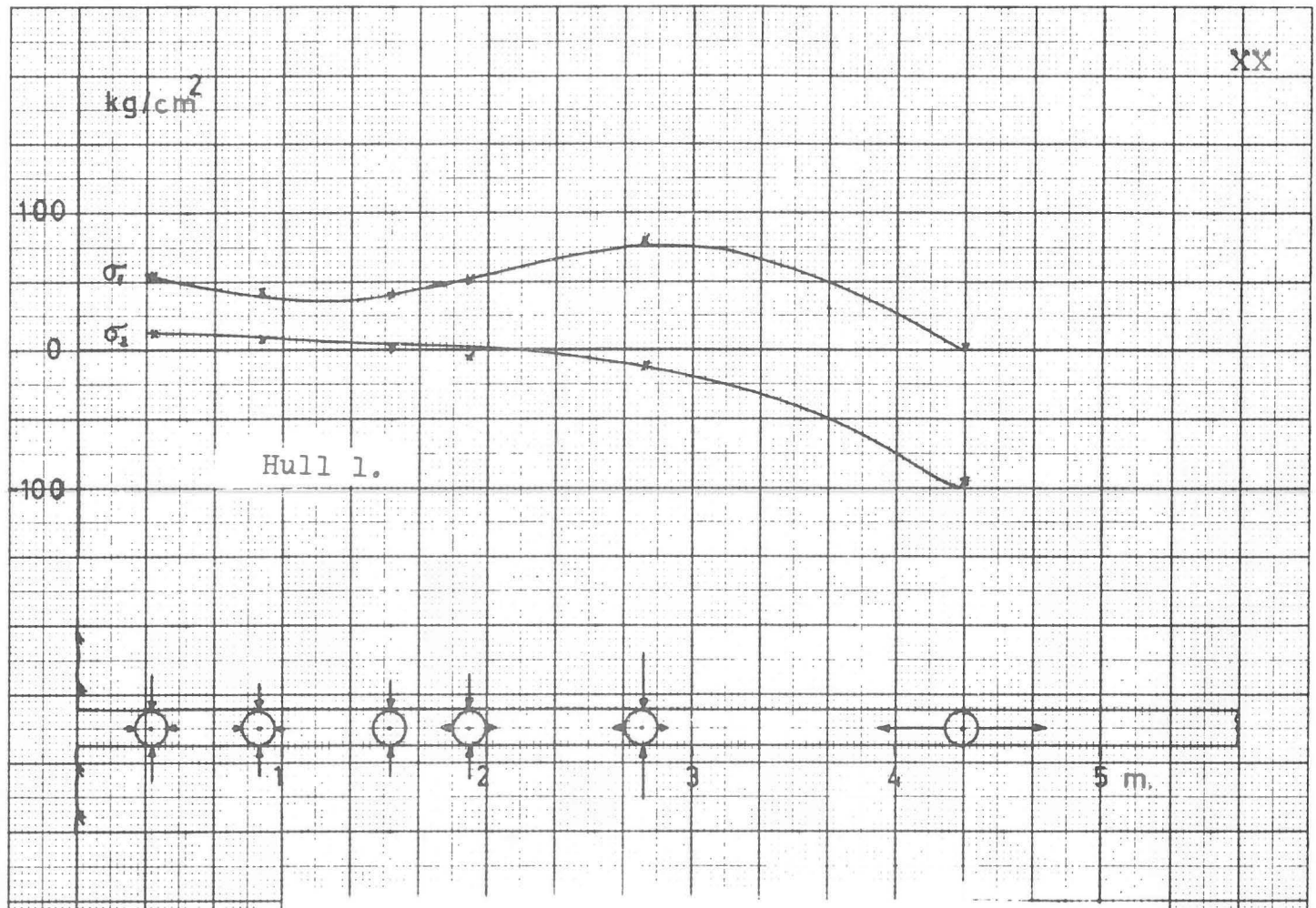
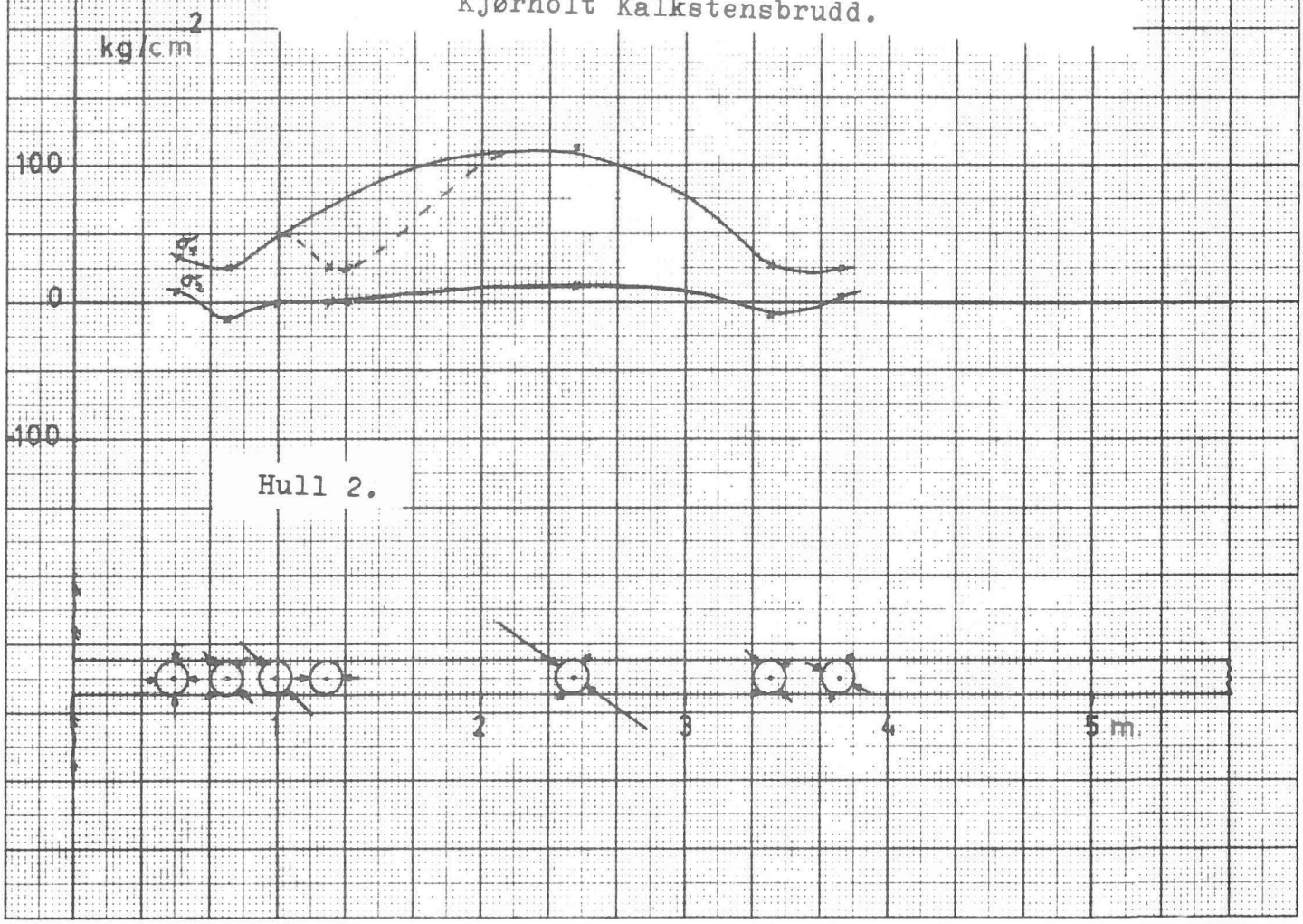


Fig. 14. Spenningsbilder fra mellomsåle rom 5, Kjørholt Kalkstensbrudd.



A 1. Emw No. 6904

MÅLING AV BELASTNINGSØKNING PÅ FJELLBOLTER VED HJELP AV SPENNINGSOPTIKK

av

Berging. A. M. Heltzen

Kontor for fjellsprengningsteknikk

MÅLING AV BELASTNINGSØKNING PÅ FJELLBOLTER VED HJELP AV SPENNINGSOPTIKK

I nordhellet av Kolsås-platået ligger det nye døgnutgjevningsmagasinet for vannforsyningen til Østre Bærum. Selve magasinet utgjøres av en ca. 1 km lang, 55 m^2 tunnel.

Tunnelpåhugget ligger på Lommedalssiden. Tunnelen er drevet til gjennomslag med stigort fra Dæhliområdet. Som det går frem av fig. 1, er tunneltrasén lagt med ca. 45° vinkel til nordskråningens retning, for så når god fjelloverdekning er oppnådd, å løpe temmelig parallelt denne retningen. Jevnt over har man her en overdekning på ca. 70 m.

Før anlegget ble satt i gang, foretok byggherren en orienterende undersøkelse av berggrunnen ved hjelp av to diamantborhull, det ene plasert helt i vest, det andre helt i øst.

Det geologiske bilde av Kolsås-platået er i store trekk godt kjent. Tunnelen starter i rombeporfyr. I den østlige delen kommer man inn i basalt og helt til øst er man inne i kvartssandstein etter å ha passert et 2-3 m mektig konglomeratlag. Like nord for tunnelen kuttes rombeporfyren av en NV-SØ-strykende syenittgang. Man skjelner mellom rombeporfyrene på begge sidene av denne syenittgangen. Til syd, altså over Kolsåstoppens platå, har man en såkalt RP_1-Kolsåstype, mens man nord for gangen har en porfyr klassifisert som RP_{11}-s.k. Gaupehaugtype.

Som det går frem av kotene på fig. 1, gjennomsettes fjellmassivet av et ca. NNØ-strykende, steilt østfallende sleppesystem. Tunnelens trasé paserer et utpreget skar

i terrenget, rett nok av relativt beskjeden utstrekning.

Diamantborkjernene i de to prøvehullene viste i vest ubetydelig, og i øst meget moderat oppsprekning. Fjellet ble derfor i den geologiske rapporten som fulgte anbudsdokumentene karakterisert som godt, men med sannsynlig lokale soner med mindre godt eller dårlig fjell.

Det viste seg snart under fremdriften at fjellforholdene ikke var de beste. Rombeporfyren var markert oppsprukket, og enkelte sprekkeretninger dominerte sterkt som for eksempel steiltstående slepper med strøk ca. VNV. Av terrenget sees at oppsprekningen etter dette systemet i høy grad har influert på utformingen av overflaten. Og som tidligere nevnt, er den store syenittgangen knyttet til dette oppsprekningssystemet. Man hadde følgelig alt fra begynnelsen vansker med spesielt å få pene veggflater.

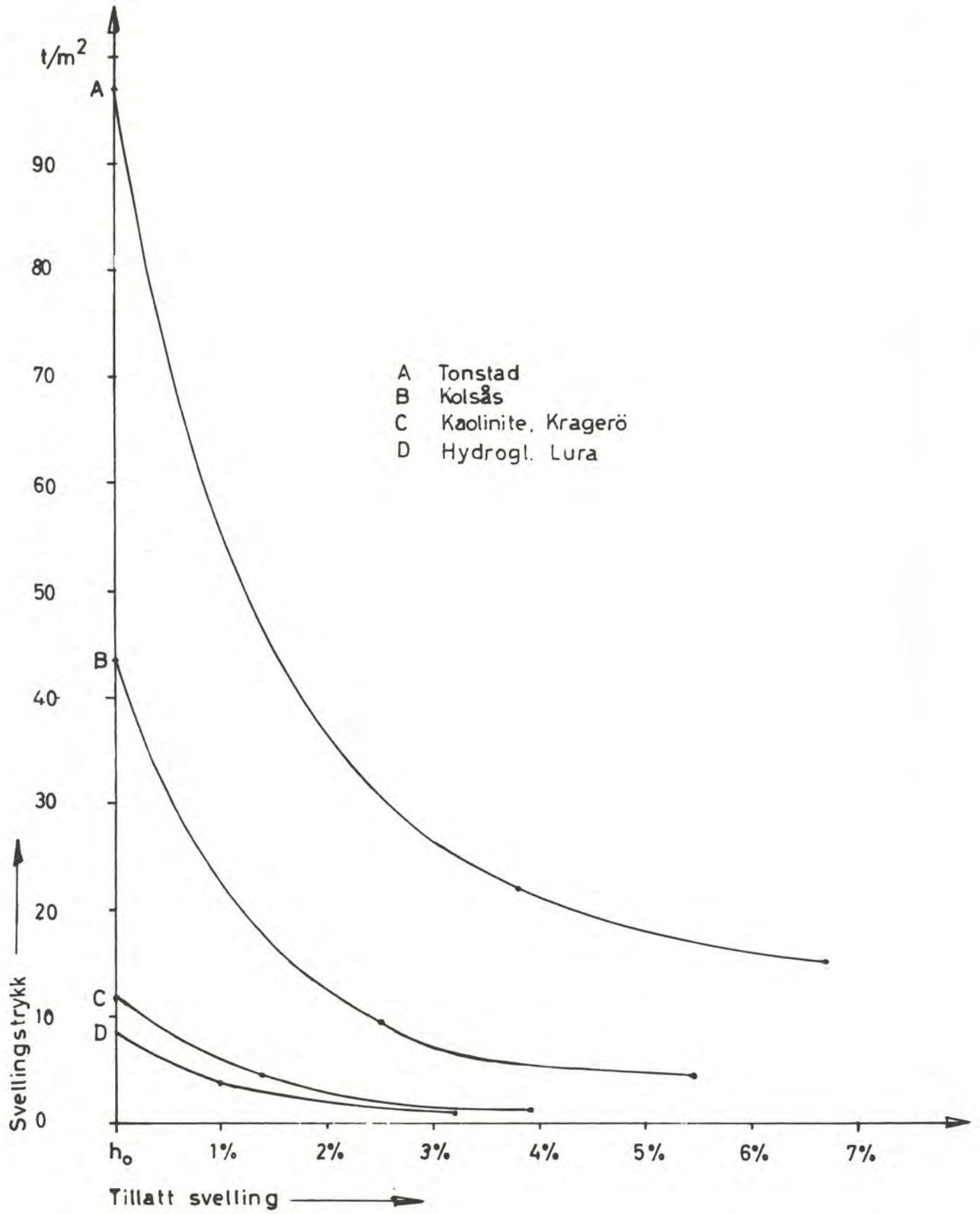
Allerede i den første delen av tunnelen traff man på en markert åpen NVN-strykende sleppe fylt med leirmateriale, mektighet 5 - 10 cm. Foruten i denne markerte sleppen kunne man finne sekundærmineraler, iblant leirmineraler, men også avsetninger av kalkspatt på mindre slepper og stikk. Noe vesentlig problem for stabiliteten av tunnelen bød imidlertid ikke disse dannelsene på før man var inne ved ca. Pel 230. Her traff man nemlig på et parti hvor såvel kryssende, som langsgående slepper var fylt med leirmateriale. Man erfarte snart at det var en sterkt svellende leire, og prøver ble sendt Institutt for ingeniørgeologi, N.T.H. for analyse. I sin rapport fra undersøkelser av prøven angir professor R. Selmer-Olsen en fri svelling på 187 % som tilsvarer en middels aktiv svelleleire. Fri svelling måles som prosent sedimentasjonsvolum i vann av volumtørr, pulverisert, løst pakket prøve av materialet minus 20 μ. Målinger av svelletrykk med konstant volum og under vanntilsetning ga 43.5 tonn pr. m^2. Ved å gi prøven muligheter til å

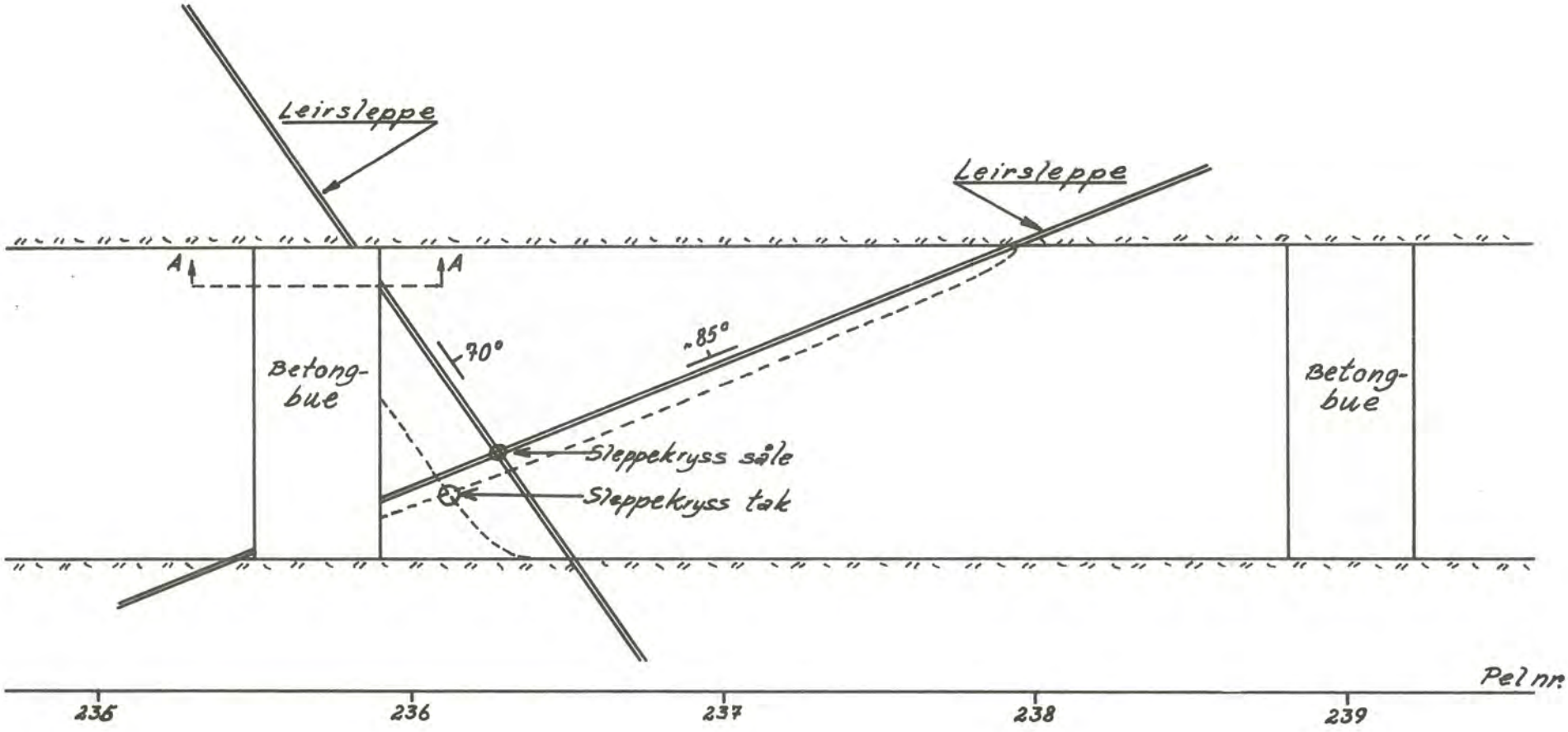
svelle 5,4 volumprosent, ble svelletrykket målt til 4,5 tonn pr. m^2. Forsøkene viste også at materialet svellet langsommere enn vanlig for de norske montmorillonittleirer. Professor Selmer-Olsen har utarbeidet et svelletrykkdiagram hvor leiren fra Kolsås er vist sammen med den mest aktive leiren som er funnet i Norge og to lite aktive leirer, figur 2.

Driften ble svært forsinket fra Pel 230 og innover ca. 100 m. Vanskeligst var imidlertid de første 15-20 m. Her måtte man gå til full utstøpning tildels på stuff etter først å ha forsøkt såvel presplitting som meget forsiktig sprengning av konturen. Fra en antatt normalinndrift på 4,5 m pr. døgn ved 2 skifts drift, hadde man i det dårlige partiet en gjennomsnittlig inndrift pr. døgn. på ca. 2.5 m.

Buene ble støpt uten armering. Som forskaling av selve buen ble brukt et 4 meter lang skjold. Etter en tid, ca. 3 uker, viste det seg en sprekk i en av buene. Denne var støpt under 2 kryssende slepper som begge førte svelleire med 5-15 cm mektighet, fig. 3. Sprekken i buen gikk fra sålen og oppover langs siden, fig. 4. Sprekk, mer av karakter som riss, gikk også på skrå oppetter selve veggen av buen. Noen tilsvarende oppsprekning har man ikke konstatert i noen av de andre buer i tunnelen. Oppsprekningen er lokalisert til det fjellparti som ligger mellom tunnelveggen og svelleleirsonen. Årsaken er utvilsomt at svelletrykket har skjøvet en del av veggen i buen ut i tunnelen. Professor Selmer-Olsen har ikke hatt materiale nok til å angi hvilket realistisk trykk som har oppstått i sleppen etter fjellsprengningen. Det målte trykket i ødometeret på 43.5 tonn pr. m^2 antar han neppe er det maksimale svelletrykket som har kunnet mobiliseres i dette leirmaterialet. På den annen side anser han det som høyere enn det trykket som sto i sleppen etter denne ble fri-

Fig 2


t/m²
A
90
80
70
60
50
B
40
30
20
C
10
D
0
Svellingstrykk
A Tonstad
B Kolsås
C Kaolinite, Kragerö
D Hydrogl. Lura
h₀
1%
2%
3%
4%
5%
6%
7%
Tillatt svelling



Kolsåstunnelen, M = 1:200

Kontor for fjellsprengningsteknikk

m. Bj. 22/10-65

Fig. 3.

Fig. 4

Fig. 8

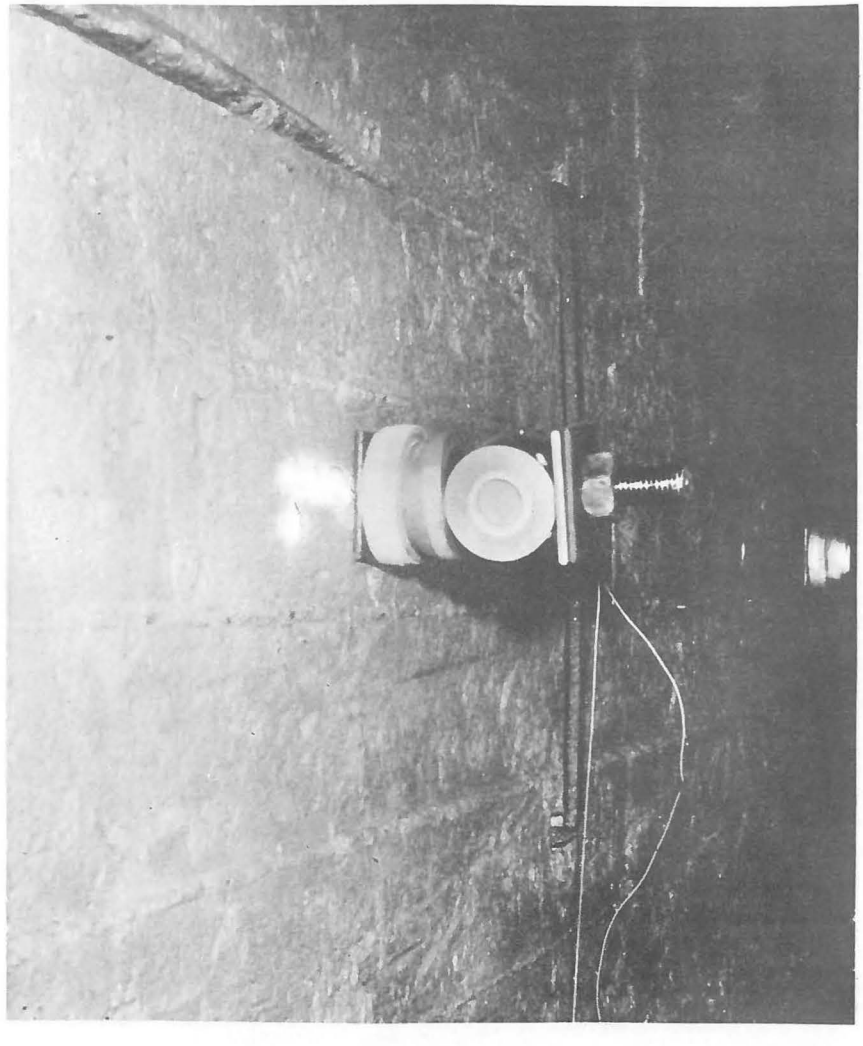
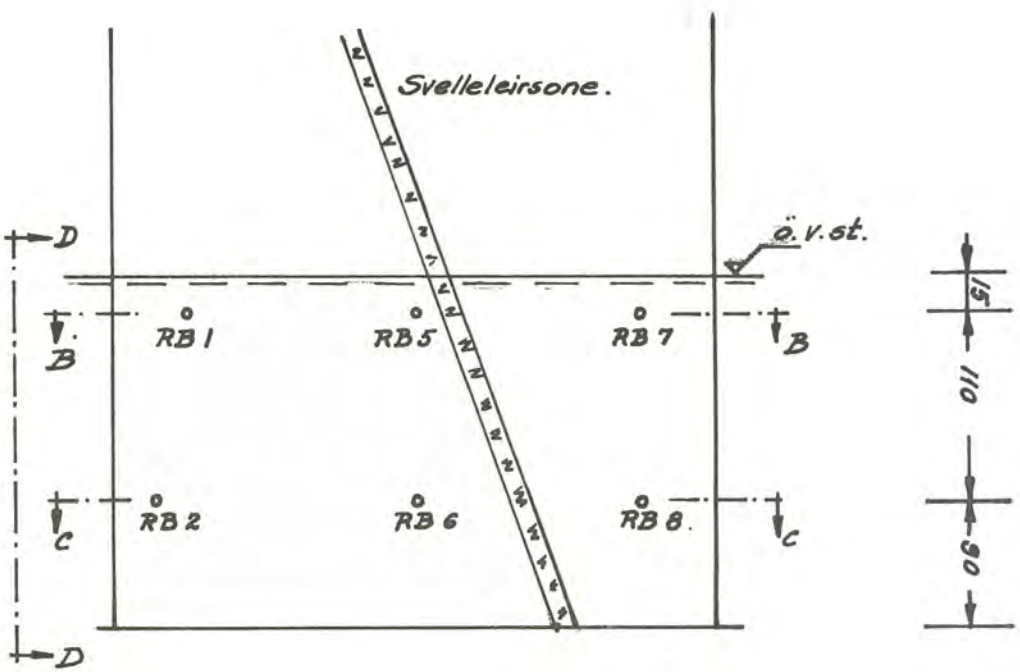
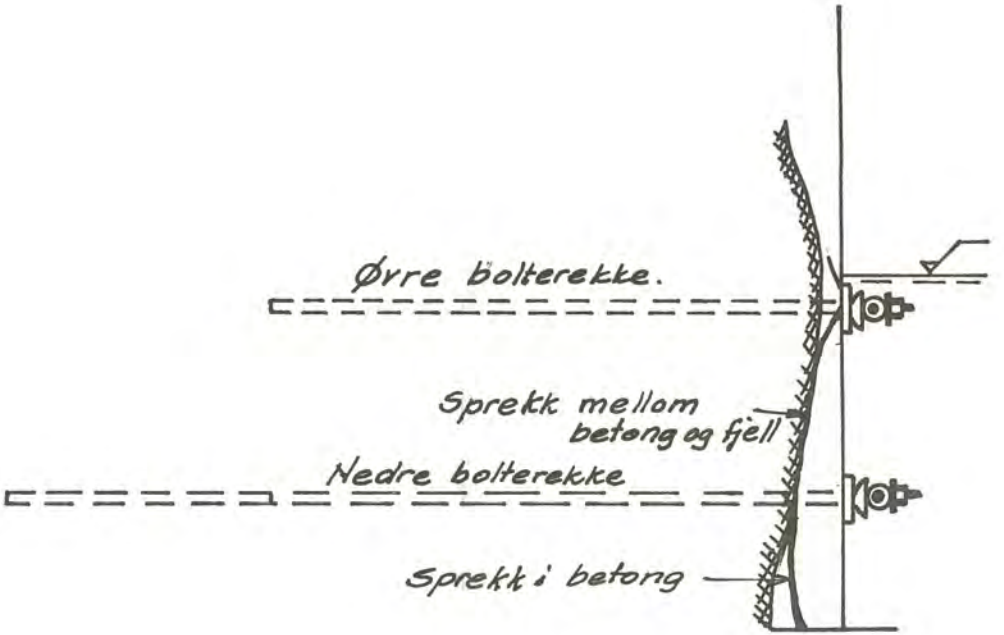


Fig. 7



Betongbue, snitt A-A.
Plasering av måleinstrumenter.



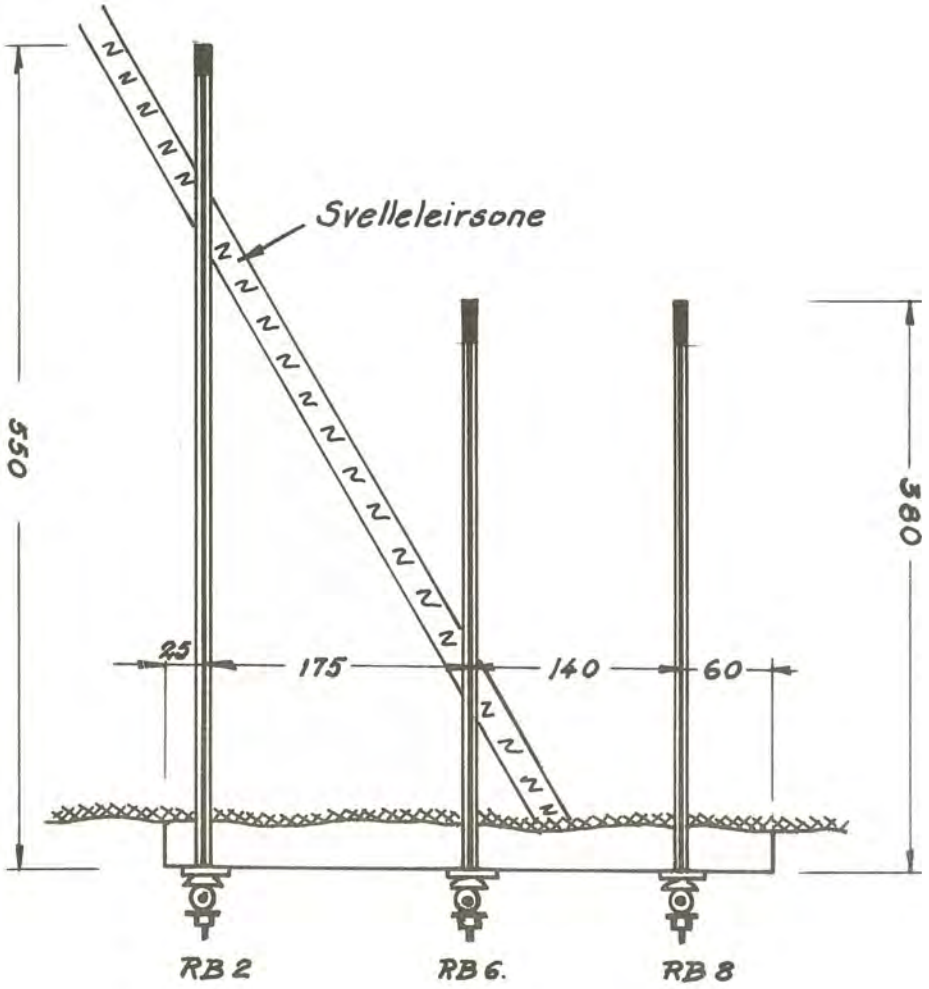
Betongbue, snitt D-D.

Fig. 5

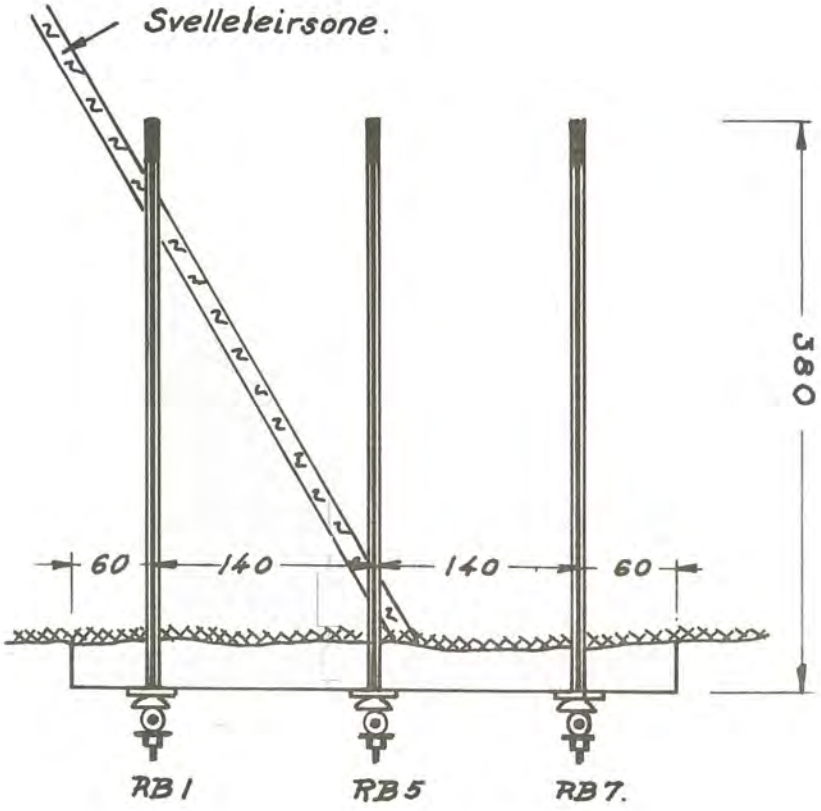
XXI

Bærum Kommune
Vannmagasin Kolsås
M = 1:50 Tegn 14/10-66. SL.

Kontor for fjellsprengningsteknikk



Måleopplegg nedre bolterekke.
Snitt C-C.



Måleopplegg øvre bolterekke.
Snitt B-B.

Fig. 6.

Bærum Kommune.
Vannmagasin Kolsås.
M = 1:50 Tegn.: 13/10-66.
Kontor for fjellsprengningsteknikk

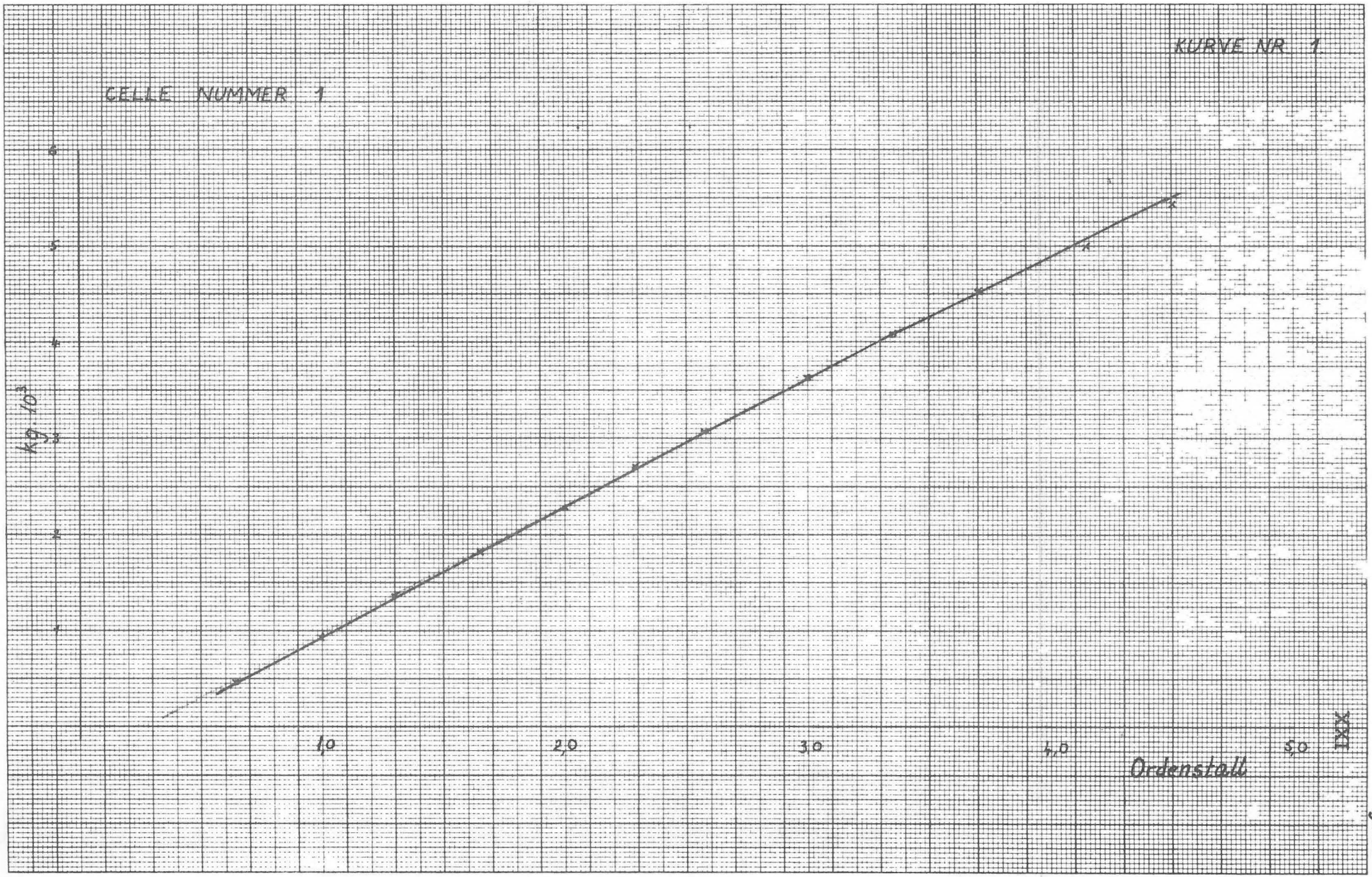
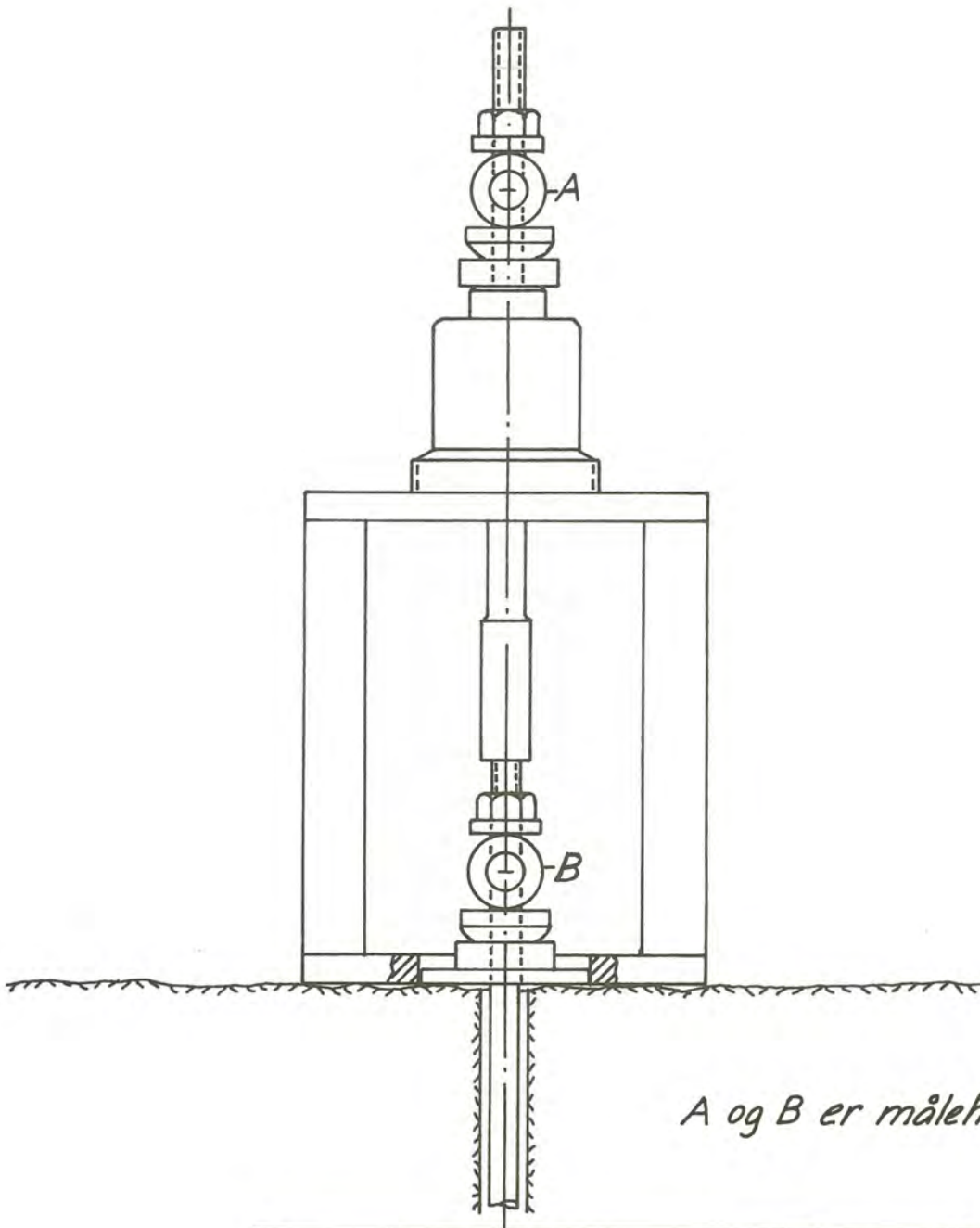

CELLE NUMMER 1
KURVE NR 1
kg · 10³
6
5
4
3
2
1
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Ordenstall
XXI

Fig. 9.

Fig 10

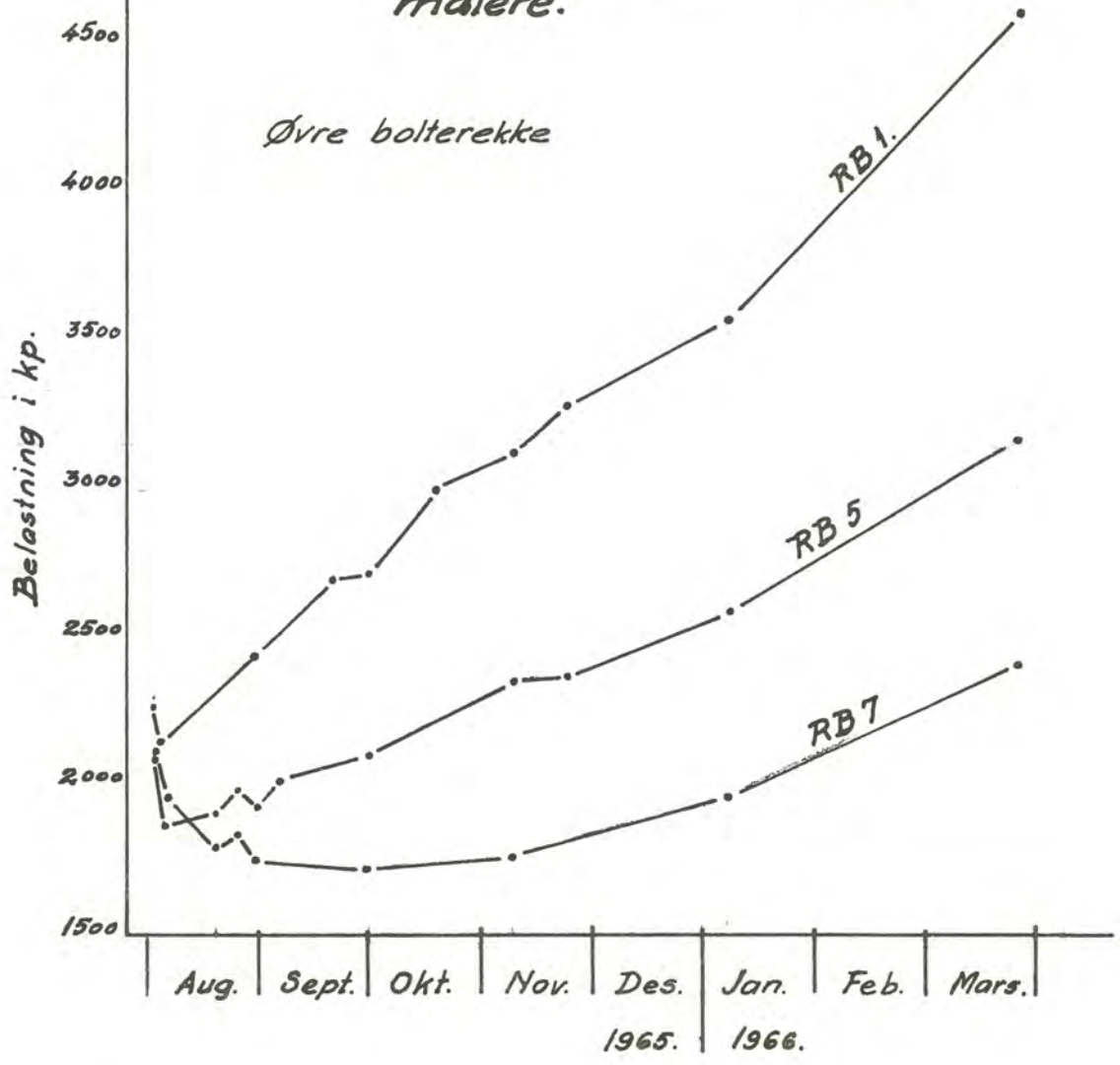


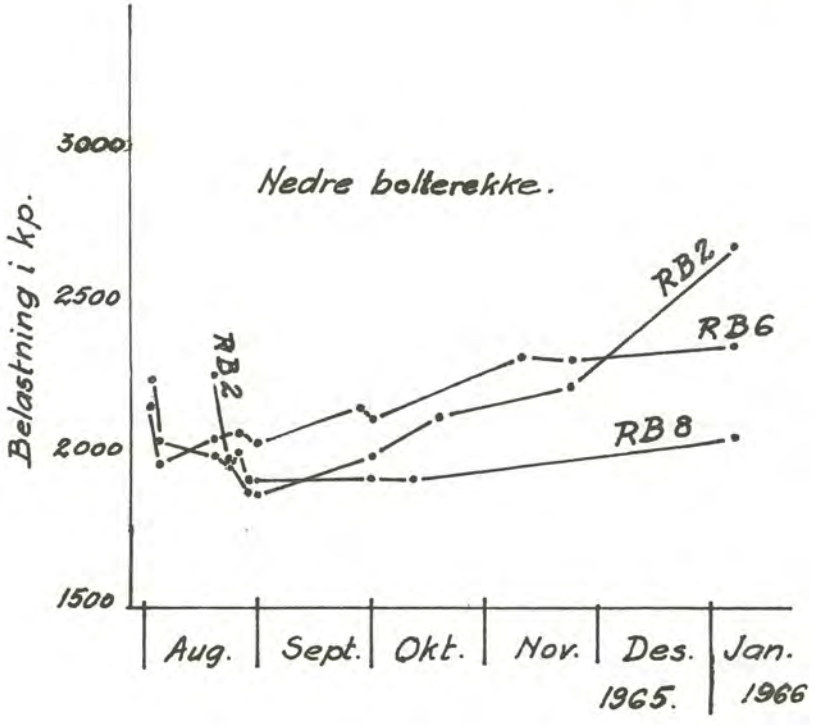
A og B er målehoder.

Anordning for forspenning av fjellbolter.	Målestokk ~	Tegn. B.L.	okt.-66
		Trac.	
		Kfr.	
	Erstatning for:		
Kontor for fjellsprengningsteknikk			
	Erstattet av:		

A.s Tørrkopi. 8000. 6-66. Sentrum Trykkeri.

Kurver for belastnings-målere.





Bærum Kommune.

Vannmagasin Kolsås.

Tegn. 14/10-66. Sh.

Kontor for fjellsprengningsteknikk