

REDAKSJON:

EINAR BROCH, ANDERS M. HELTZEN, ODD JOHANNESSEN

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK 1973

FJELSPRENGNINGSTEKNIKK 1973

BERGMEKANIKK 1973

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1973

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo, 22. november 1973

Redaktører: Bergingeniør A. M. Heltzen og dosent Odd Johannessen

BERGMEKANIKK 1973

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo, 23. november 1973

Redaktør: Sivilingeniør Einar Broch

**NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
TILKNYTTET NIF**



FORORD

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk tilknyttet Norske Sivilingeniørers Forening ble stiftet i 1963, og har for tiden ca. 65 firmamedlemmer og ca. 300 personlige medlemmer. Foreningens formål er å virke for utvikling av fjellsprengningsteknikken med tilgrensende fagområder. Dette gjøres i første rekke ved hver høst å invitere alle medlemmer og interesserte til "Konferanse for fjellsprengningsteknikk" i Oslo.

Norsk Bergmekanikkgruppe ble organisert som egen fagseksjon av NFF i 1970 og har ca. 100 medlemmer. Gruppens formål er å samle alle norske bergmekanikkinteresser i felles arbeid for å lette utveksling av kunnskaper og erfaringer om bergmekaniske spørsmål og representere landet i internasjonalt samarbeide innen bergmekanikken. Også for Bergmekanikkgruppen utgjør det årlige arrangement av "Bergmekanikkdagen" en vesentlig del av dens arbeide.

I 1973 ble henholdsvis den 11. Fjellspregningskonferanse og den 4. Bergmekanikkdag arrangert. Den overveldende oppslutning om møtene — såvel fra Norge som fra Norden forøvrig — viser at behovet for slik utveksling av erfaringer er stort.

Hittil har foredragene fra disse møtene i skriftlig form stort sett bare vært sendt møtedeltakerne. Mange har imidlertid ment at stoffet burde gjøres lett tilgjengelig for et større publikum. Arrangørene har derfor valgt å sende ut foredragene i bokform gjennom et av landets ledende forlag på teknisk litteratur.

En oppnevnt redaksjonskomité har gått gjennom manuskriptene og foretatt mindre redaksjonelle endringer samtidig som den har utarbeidet et kort resymé eller "summary" foran hver artikkel. De meninger og synspunkter som kommer til uttrykk i hver enkelt artikkel står imidlertid for den enkelte forfatters egen regning og deles nødvendigvis ikke av redaksjonskomitéen.

Boken er delt i to hoveddeler idet de 12 første artiklene er hentet fra Fjellspregningskonferansen, mens de 9 siste er fra Bergmekanikkdagen. Av praktiske grunner er hver enkelt artikkel gitt separat paginering. Likeledes er det separat nummerering av figurer.

Redaksjonskomitéen vil gjerne få takke artikkelforfatterne for vel utarbeidete manuskript. På arrangørenes og egne vegne vil en håpe at boken vil vise seg å være et nyttig redskap til fortsatt utvikling av fjellsprengningsteknikken og bergmekanikken.

Oslo/Trondheim i mai 1974.

Einar Broch

Anders M. Heltzen

Odd Johannessen

Kompendier fra tidligere Fjellspregningskonferanser og Bergmekanikkdager er så langt opplagene varer til salgs hos Kontor for Fjellsprengningsteknikk, Postboks 341, Blindern, Oslo 3.

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Overingeniør Tor Johansen, formann Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk:

ÅPNINGSTALE	
1. Professor dr.techn. Anton Brandtzæg: UTVIKLINGEN INNEN FJELLSPRENGNINGSTEKNIKKEN	4 sider
2. Sekretær Harald Øverås: ANLEGGSSARBEIDERENS SYN PÅ UTVIKLINGEN	4 sider
3. Bergingeniør A. M. Heltzen: NYE SPRENGSTOFFER PÅ AMMONIUMNITRAT-OLJE BASIS	9 sider
4. Sivilingeniør Finn Knutson: DETONERENDE LUNTE I PALLSPRENGNING	5 sider
5. Sivilingeniør Olav Torgeir Blindheim: NYERE ERFARINGER FRA FULLPROFILBORING	13 sider
6. Sivilingeniør K. O. Dahl: DATASTYRT BORRIGG	7 sider
7. Ingeniør Johan Kongsgaarden: PRESENTASJON AV "HÄGGLOADER" LASTEMASKIN	4 sider
8. Sivilingeniør Gunnar Aas: ERFARINGER MED "HÄGGLOADER" LASTEMASKIN I GLITREVANNTUNNELEN	9 sider
9. Bergingeniør Øistein Smemo: MEKANISERT RENSK I TUNNELER	3 sider
10. Dosent Odd Johannessen: STEINPRODUKSJON – YTelser OG KOSTNADER	36 sider
11. Sivilingeniør Steinar Nilsen: UNDERVANNSSPRENGNING I ØYEREN	8 sider
12. Sivilingeniør Lars K. Sæther: OSET RENSE- OG PUMPEANLEGG. FJELL – KONTRA DAGANLEGG	10 sider

DEL II: BERGMEKANIKK

Sivilingeniør Einar Broch, formann Norsk Bergmekanikkgruppe:

ÅPNINGSTALE

13. Lic.techn. Arne Myrvang:
PRINSIPPER FOR EN DEL BERGMEKANISKE MÅLEMETODER 13 sider
14. Bergingeniør Øystein Smemo:
BRUK AV BERGMEKANISKE MÅLINGER VED DALEN GRUBE 9 sider
15. Lic.techn. Bjørn Li:
BRUK AV BERGMEKANISKE MÅLINGER VED SULITJELMA GRUBER 5 sider
16. Tekn.lic. Raimo Matikainen:
BERGMEKANISKA MÄTNINGAR I FINLAND 15 sider
17. Bergmekanikkgruppens Terminologiutvalg:
TERMINOLOGI OMKRING FJELLETS OPPSPREKNING 4 sider
18. Sivilingeniør Kåre Rokoengen:
KLASSIFISERING AV SVELLELEIRE 13 sider
19. Nick. R. Barton, Ph. D.:
SHEAR STRENGTH OF FILLED JOINTS 38 sider
20. Sivilingeniør Bjørn Buen:
INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED
SKJOMEN KRAFTVERK 8 sider
21. Sivilingeniør Tore Bråten:
INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED
AURLAND KRAFTVERK 7 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1973

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
Overingeniør Tor Johansen, Ing. Thor Furuholmen A/S

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk er det en glede å kunne ønske velkommen til den 11. Fjellsprenningskonferansen.

Vi var i fjor alle enige om at det ble for trangt i Ingeniørenes Hus — vi hadde i år valget mellom å begrense antall deltagere, eller å finne et større hus.

Vi valgte det siste.

Vi håper at det var et riktig valg — her i Colosseum er i alle fall både plass og luft nok — selv til et deltagerantall større enn noengang før.

Denne konferansen avviker i opplegget lite fra de tidligere.

Den spenner over et vidt register av emner — den skal forsøke å fortelle oss hva som er nytt i tiden — og den skal gi oss et innblikk i hva som i dag utføres av fjellarbeider i dette land. Men dessuten har vi ønsket å få frem dybden i bildet — hva har egentlig skjedd i faget i de siste decennier, og hvordan har det virket inn på den enkelte.

Som vanlig er dette et felles arrangement av Norske Sivilingeniørers Forening og Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk med bergingeniør A. M. Heltzen som møteleder.

Konferansen er herved åpnet.

UTVIKLINGEN INNEN FJELLSPRENGNINGSTEKNIKKEN

Professor dr.techn. Anton Brandtzæg

SAMMENDRAG

Fjellsprengeteknikken har spilt en vesentlig rolle i den økonomiske utbygging av landet vårt. Før 1940 gikk vi gjennom fasen fra handdrift til en gryende mekanisering. Etter 1945 har det skjedd en rivende utvikling og produktivitetsøkning ved økt mekanisering og bedre planlegging.

Organ for forskning og spredning av informasjon er dannet.

Da foreningens styre gjorde meg den glede og ære å spørre om jeg ville si noe om dette emnet ved åpningen av konferansen, var jeg sterkt i tvil om jeg var den rette mann til oppgaven, siden jeg jo relativt lenge hadde vært uten direkte kontakt med faget.

Jeg kan derfor bare gi et tilbakeblikk. Den fremtidige utvikling får andre vurdere. Jeg må også si at min kontakt med utviklingen i faget utelukkende har ligget på anleggssiden, og grensen mellom den og gruvedriften var lenge temmelig strengt bevoktet.

Det er ikke vanskelig å finne områder innen norsk arbeidsliv der forholdene har endret seg så meget fra 1920-årene og til i dag at det nesten ikke kan sees likhetspunkter mellom da og nå. Det er kanskje heller vanskelig å finne områder hvor dette ikke gjelder.

Men likevel tror jeg det er få områder hvor endringene har vært så totale som innen fjellsprengeteknikken. Samtidig tror jeg det må sies at nettopp denne utviklingen har hatt en betydning langt utover den rent faglige, — den har spilt en vesentlig rolle i hele den omformningen av vårt samfunn som har skjedd i disse årene.

Uten den raske utviklingen i fjellsprengeteknikken hadde det ikke på noen måte vært mulig å gjennomføre den veldige økningen i vår energiproduksjon og den utbygging av våre samferdselsmidler, særlig veier og flyplasser, som har funnet sted siden 1945.

Der er, som vi vet, delte meninger om hvor velsignelsesrik denne utviklingen i virkeligheten har vært, og de fleste er vel enige om at den har hatt sine skyggesider. Men ingen kan bestride at den har ført til en enorm forbedring av de rent materielle levevilkår for storparten av vårt folk.

Det er ikke mulig med den tiden som er til rådighet å gjennomgå utviklingen trinn for trinn på de forskjellige områder. Jeg må nøye meg med å nevne enkelte spredte trekk, slik jeg selv har opplevet dem.

Min første kontakt med praktisk fjellsprengeteknikk fikk jeg ved bygging av en liten veistubb i stupbratt fjell tidlig i 1923. Redskapen var 3/4" meiselbor og feisel med en liten borsmie for boringen, og en stump 7 kg skinnegang med et par steintraller, for transporten. Stor stein ble flyttet med spett eller sprettet. Sprengningsarbeidet ble ledet av basen. Som ingeniør hadde jeg intet med å blande meg bort i det. Bare de som hele tiden var i skjæringen og så virkningen av hvert enkelt skudd, kunne vurdere hvor og i hvilken retning det neste hullet burde settes. Noen planlegging utover dette var ikke aktuell. Det var et tungt slit, som gav lav

lønn. Men det var i en viss forstand demokrati på arbeidsplassen, for laget måtte være med på alle avgjørelser. Og det skulle ikke mange pilsalvene før basen måtte se seg om etter et annet fjell å sprengje.

I 1930 var jeg involvert i bygging av et lite kraftverk, med tilsammen ca. 400 m 8 m² tunnel. I mellomtiden var maskinell boring begynt å komme også til Norge. (Gravehalstunnelen var riktignok blitt drevet med dreiebor allerede et par ti-år tidligere, men det ble en svale som ikke førte til noen sommer.) Til et kraftverksbygg midt i tyve-årene var det innkjøpt slagboremaskiner. De ble prøvet og lagt tilside, — håndboringen var bedre. Men på dette anlegget ble maskinboring gjennomført og borkvessing gjort maskinelt. Transporten var den samme som før nevnt.

På et annet anlegg halvannet år senere ble samme utstyr brukt for boringen, men også lasting og transport ble til en viss grad mekanisert. Lastingen gikk med en skrapebukk utviklet ved Orkla gruber, og utkjøringen med elektrisk kontaktlokomotiv. Elektrisk tenning ble også forsøkt.

Noen epokegjørende endring i driftsresultatet ga ikke denne mekaniseringen. Årsaken var delvis at maskinene var tunge og uhensiktsmessige. Men en viktigere årsak var nok at arbeidet fremdeles ble organisert som håndboring, uten noen egentlig sprengningsplan. Man drev håndboring med maskiner.

Senere utover i tretti-årene var det særlig ved de store jernbanetunnelene på Nordlands- og Sørlandsbanene at det ble forsøkt mer rasjonelle drivingsmåter. Men det var en tid med arbeidsløshet og valutamangel, og ledelsen hadde sikkert store politiske vanskeligheter med å få importere det nyere bore-, laste- og transportutstyr som da etterhvert kom på markedet ute.

Isteden ble det drevet en ganske inngående planlegging og en slags hjemmegjort mekanisering som, såvidt vites, ga noen bedring i inndriftene. Noen importerte kastlastemaskiner var likevel i bruk på Sørlandsbanen.

Men ellers var vi inntil 1940 stort sett på håndboringstadiet her i landet. Professor Hejes 900 siders bok om vei- og jernbanebygging, som kom i to opplag under krigen, gir et ganske klart bilde av hvor fjellsprengningsteknikken i Norge stort sett stod på den tiden. Adskillig oppmerksomhet ble ofret håndboringens teori, beregning av den relative effekt av en-, to- og tremannsboring. Det midlere timeforbruk pr. 1 m tunnel, 27 m² var funnet å være 125 timer ved håndboring, og 105 ved maskinboring. Denne besparelsen på 16% i arbeidstid var vel neppe nok til å dekke andre kostnader ved maskinboringen. Årsaken var tydeligvis igjen at det ble drevet etter håndboringssprinsipper.

Så var vi i fem år avskåret fra den del av verden der det ble drevet noen egentlig utvikling av sprengningsteknikken. Da vi igjen fikk åpne grenser, var meget skjedd, særlig i Sverige og i USA. Og derfra kom etterhvert en rekke nyskapinger inn også i norsk fjellsprengningsteknikk. Jeg skal kort nevne noen av dem:

Hårdmetallborene, først og fremst de lette 7/8" hule borstengene med fast meiselskjær av hårdmetall, overflødiggjorde med ett slag de tunge og ganske kostbare borkvesse-maskinene og den store borsmien, og de reduserte vekten av det borstålet som måtte transporteres inn og ut av tunnelene til en bagatell. Men viktigst av alt var at de gjorde det mulig å bore kanskje ti ganger så langt mellom hver borskifting som med skjær av vanlig stål.

De lette knematermaskinene lettet oppstillingen av bormaskinene og matingen av boret i en grad som måtte kalles revolusjonerende. De passet akkurat til de lette hårdmetallborene. Ja, så overbevisende var denne kombinasjonen at man ved bergsprengningsmøtet i Stockholm i januar 1953 hadde inntrykk av at den "*Skandinaviska metoden*", som den het, nærmest hadde løst problemet med boring i fjell for alle tider.

Mekanisert lasting og utkjøring var blitt en ufravikelig regel, både i tunneller og i dagen. Kastlastmaskinen eller de mer avanserte skrapelastere dominerte i de relativt trange tunneller som da var de vanligste. Transporten gikk for det meste på skinnegang, men nu på 14 til 20 kg skinner som ga sikrere trafikk. "*Cherry pickers*" eller traverser bruktes for vaggskiftingen, og elektriske batterilokomotiver ble vanlige, ved siden av diesellok.

Elektrisk tenning, med pålitelige intervalltennerne gjorde det mulig å sprengte store salver under ett, og dermed skyte langt sjeldnere enn før, med store besparelser i tid for nedrigging før og opprigging etter salven.

Kortintervalltennerne gjorde det mulig å redusere rystelsene fra de store salver, og også å minske utkastet fra salver i dagen.

"*Die Drehbühne dichtet*" sa man i en viss epoke i teaterhistorien. Det samme kan sies om fjellsprenningsteknikken. De nye muligheter for lettere boring og lasting førte straks til at planleggerne av kraftverk, veier, flyplasser og store industrianlegg, ble dristigere, mer og mer suverene i sine krav til fjellsprengerne. De krevde tunneller med langt større lengder og tverrsnitt enn før vanlig, store haller, trykksjakter og synker, og ikke minst uvant store skjærings- og planeringsarbeider.

Den "*Skandinaviska metoden*" med knemater og faste meiselskjær lot seg faktisk i adskillig utstrekning tilpasse til kravene. For de store tunneller fikk man flyttbare borstillaser, om ikke alltid så veldig lett flyttbare, og knematerne ble etter behov modifisert til stigemater og klatremater. I skjæringer og ved større strosser fikk man borvogner med vertikale føringer og maskinell mating og fremdrift.

Laste- og transportutstyret ble utviklet tilsvarende, med svære utslag i driftsresultatene, særlig ved de større tunneltverrsnitt, og etterhvert også for trangere tverrsnitt.

Men kravene til fjellsprenningsteknikken ble etterhvert så store at den "*Skandinaviska metoden*" ikke lenger strakk til. Vi fikk grovhullboring, med tyngre og mer uåndslerlig borstål, og dermed kom de hydraulisk styrte "*jumboer*" med regulerbare armer inn til tunneldriften og de store beltegående borvogner i de store skjæringer.

Men derved er vi kommet så nær tiden i dag at dere, selv de yngre av dere, vet mer om forholdene enn jeg.

Jeg skal derfor ikke si mer om utviklingen av utstyret. Derimot må jeg nevne at planleggingen av arbeidet, først og fremst av selve sprengningen med borhullplaner tilpasset utstyret er blitt tillagt stadig større vekt. Og etterhvert er en integrert planlegging av alle arbeidsoperasjonene ved et sprengningsarbeid, med transporter, utstyr, forsyninger, ventilasjon og sikringstiltak etc. blitt en selvfølge ved større arbeider. Det skyldes vel ikke minst denne utviklingen at kostnaden av større sprengningsarbeid er blitt stadig lavere, sett i forhold til det alminnelige prisnivå, ja, at kostnaden i kroner og øre har vært svakt fallende i lange perioder i 50–60-årene, trass i sterkt stigende arbeidslønn.

Utviklingen av fjellsprenningsteknikken i vårt land er altså kommet ganske langt siden krigen. Men vi må innrømme at grunnlaget for utviklingen, maskinene og metodene, stort sett har vært utviklet andre steder enn hos oss. Vi må bl.a. si at vi her skylder svensk og amerikansk teknikk meget.

Hva vi her i landet har kunnet og måttet gjøre selv, var å holde oss ajour med utviklingen ute, og tilpasset dens resultater til vårt behov, velge de riktige metoder og maskiner. Men også i så henseende har vi meget å takke våre svenske kolleger for, særlig i de første årene etter krigen.

Det var Industriverket, opprettet av Norges Industriforbund, som først tok opp et målbevisst arbeid for å bedre vår fjellsprenningsteknikk, bl.a. av sivilforsvarshensyn. Det arrangerte et møte i Oslo om "Anlegg i fjell" i april 1949, med foredrag av ialt femten fremtredende svenske fagfolk, og også en del fra norsk side. Denne første offisielle kontakt med svensk fjellsprenningsteknikk ble etterfulgt bl.a. av en konferanse om "Sprängning av Bergrum", arrangert i Stockholm i januar 1953 av "Forskarnas Kontaktorgan" ved Ingeniörsvetenskapsakademien. Her deltok et stort antall norske anleggsfolk, som fikk mange meget verdifulle impulser. Senere har det som regel vært åpnet adgang for et mindre antall norske deltagere til å delta i de årlige bergsprengningsmøter i Stockholm, hvor det samlede deltagerantall har vært sterkt begrenset. Det var ved et slikt møte i slutten av femtiårene at tanken om årlige møter i Norge ble drøftet, bl.a. med nu avdøde professor Arne Hofseth.

Her hjemme gjorde "Fjellsprenningsutvalget" ledet av nåværende Professor Heggstad, meget for å åpne kontakt også med andre land, som Sveits, ved å arrangere studiereiser og publisere rapporter fra disse.

Etter at NTNf i 1961 hadde opprettet Kontor for Fjellsprenningsteknikk tok dette opp tanken om egne norske møter hvor våre anleggsfolk kunne fremlegge sine ideer og erfaringer til drøftelse. Kontoret sammenkalte den første fjellsprenningskonferansen for 10 år siden, og der ble Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk dannet. Den har senere arrangert konferanser hvert år. Jeg tror det kan sies at disse og de tilhørende kompendier har bidratt ganske meget til utviklingen av norsk fjellsprenningsteknikk i det siste decenniet.

ANLEGGSSARBEIDERENS SYN PÅ UTVIKLINGEN

Sekretær Harald Øverås – Norsk Arbeidsmannsforbund

SAMMENDRAG

Den egentlige anleggsvirksomhet startet med utbygging av jernbanen – senere kom kraftanleggene med stor tyngde. Anleggsarbeideren, "rallaren" var en spesialist som reiste fra anlegg til anlegg. Bruk av muskelkraft, dårlig lønn og boligforhold, ikke akseptert i lokalmiljøet. På den annen side selvstendig arbeid i "selvstyrte grupper".

Mekaniseringen har endret arbeidsforholdene, slitet er borte, lønnen og boligforholdene er forbedret. Men nye belastninger er kommet i stedet: støv, støv, gass og stress fra kravet om stadig kortere byggetider. Storanleggene fører til konsentrasjoner og fremmedgjøring. Økt innsats innen verne-sektoren, bedret forhold mellom ledelse og ansatte. Anleggsarbeid er skapende og virker tiltrekkende.

Når jeg skal komme med noen tanker og betraktninger om den utvikling som har skjedd i anleggsyrket og hvordan anleggsarbeiderne ser på denne utviklingen, vil jeg innledningsvis gjøre merksom på at i dette spørsmål som i så mange andre vil det nødvendigvis finnes opp til flere oppfatninger. Vurderingene av forhold og utvikling kan ofte være avhengig av den enkeltes oppfatning av sin egen situasjon enten i øyeblikket eller over en tidsperiode uten at dette nødvendigvis behøver å være representativ for alle. Det har også vist seg at vurderingen av utviklingen for anleggsarbeiderne kan variere en god del ut fra hvor vedkommende har sin arbeidsplass, i hvilket firma og ut fra det alderstrinn vedkommende står.

En kunne således ha foretatt en oppdeling i vurderingene ut fra aldersgruppering og tidsepoker. Jeg foretrekker imidlertid å gi en generell betraktning om det syn som jeg tror skal være representativ blant anleggsarbeiderne i dag, både blant eldre og yngre yrkesutøvere.

For sammenhengens skyld finner jeg imidlertid å måtte gå noe tilbake i tid. Anleggsyrket er jo ikke et yrke med noen lang tradisjon i norsk historie, på samme måte som håndverksfagene. Likevel er det et yrkesområde som har gjennomgått en rivende utvikling. Det var vel i hovedsak utbyggingen av jernbanen i Norge som la grunnlaget for det vi karakteriserer som anleggsvirksomheten. Etter hvert fikk man vannkraftutbyggingen som har øket i et akselerende tempo, men fra det første spadestikk ble tatt på jernbanen den 8. august 1851 av kong Oscars statholder i Norge – Severin Løvenskiold – har både holdningen hos arbeidsgivere og arbeidstakere samt utstyr og arbeidsmetoder endret seg ganske vesentlig.

Vi kjenner jo begrepet om datidens anleggsarbeidere, som for de profesjonelles vedkommende gikk under betegnelsen "bus" eller rallar, og som gjerne for sin anseelses skyld gjerne benyttet seg av svenske ord og vendinger. Enhver rallar med respekt for seg selv burde i alle fall kunne de mer saftige gloser på svensk.

Bakgrunnen for at man hadde dette svenske islett var jo at man på grunn av arbeidssituasjonen i Sverige hadde stor ledighet blant anleggsarbeiderne og ikke få av disse tok turen over Kjølen til de nystartede anlegg i Norge. Svenskene hadde større erfaring fra

anleggsyrket, og de satte også sitt preg både på arbeidsplassen og det lokale miljø hvor anleggene lå.

Vi kjenner også til den romantiserte fremstilling av tidligere rallare, slik det er blitt framstilt i viser og historier. Virkelighetens verden kunne nok ofte fortone seg noe annerledes enn slik vi får det framstilt i sangene. Selvsagt kan vi i dag se det sjarmerende i den gamle rallar som sto og svinget feiselen eller dro blokker med spett til oppsangerens kraftige røst, men det var vel helst under de solfylte dager at sjarmen var tilstede. I regn, sludd og vind var det nok ikke alltid like sjarmerende for den som skulle hente sitt utkomme fra dette arbeid.

Med fortidens utstyr, eller mangel på sådan, fulgte det meget slit. Muskelkraften, kombinert med erfaring og teknikk, var i mange tilfeller avgjørende for resultatet. Mange av datidens anleggsarbeidere opparbeidet en fantastisk teknikk og erfaring til å forstå fjellet og å ta dette ut. Den teoretiske bakgrunn manglet, men det ble kompensert med erfaring. Evnen til å kunne forstå og ansette hull på en slik måte at man fikk maksimal utnyttelse av de hull man boret, var av meget stor betydning i en tid hvor man reknet det for å være et godt dagsverk når man hadde boret et hull a 1,80 og brent og skutt dette. I dag er det som bekjent ikke all verden å slå et hull ekstra.

En av de positive ting ved fortidens drivemetoder var at den enkelte arbeidstaker hadde større innflytelse på resultatene enn hva senere tids utvikling har ført til. En generell karakteristikk av de gamle yrkesutøvere må bli at de var dyktige og yrkesstolte og levde et tøft liv med hardt arbeid under kummelige forhold. Det miljø de levde under var også med og satte farve på yrkesgruppen.

Vi kjenner begrepet "en renhårig slusk". Jeg tror det er riktig å si at mange av tidligere anleggsarbeidere levde opp til denne betegnelse. Det finnes nok også en god del i dag som kan få denne betegnelse, men uten å fornærme noen så må en vel ha lov å si at det er en annen type mennesker man stort sett møter på anleggene i dag. Rekrutteringen til anleggsyrket skjer i dag stort sett ved at det ansettes folk fra det distrikt anlegget ligger, og man får på den måte inn en rekke mennesker som ikke tidligere har hatt noen tilknytning til miljøet. Dette har etter hvert satt sitt preg på dagens anleggsmiljø.

Den gamle rallar hadde jo ord på seg for å være glad i en fest hvor man ikke var så nøye på om en tok en "sup" for meget. Nå tror jeg nok at dette er sterkt overdrevet, men selvsagt tok man seg en fest da også. Når dette skjedde, tror jeg imidlertid at årsaken i de fleste tilfeller var at man på den måte ville koble ut hverdagens slit og bekymringer. De forhold man levde under på anleggene, med dårlige boligforhold hvor en masse mennesker bodde på et rom, ikke sjelden 12–14 mann, og hvor man ofte både spiste, sov og tørket sine klær, måtte nødvendigvis føre til at man fikk behov for å koble ut. Rallaren ble heller ikke alltid akseptert i lokalsamfunnet, og mange fastboende stilte seg nok meget kritiske til representantene for denne yrkesgruppe. På denne måte ble det vanskelig å oppnå den kontakt med lokalbefolkningen som ville kunne ha virket positivt på begge parter.

Imidlertid har det skjedd store endringer innen anleggsbransjen i den senere tid og spesielt i de siste 20 år. Den mekaniske og tekniske utvikling har gjort anleggsarbeidet til noe langt annet enn hva man forbandt med anleggsarbeid tidligere. I dag er det maskinene som har overtatt og den enkelte yrkesutøvers kyndighet til mekanikk og maskiner er av den største betydning. I dag behøver man ikke den samme forståelse for den beste måte å få god brytning med få hull. I dag har man ikke lenger behov for den gode borrsmed som kan sette opp borren etter fjellets beskaffenhet. I dag er det maskinene som har overtatt slitet og nærmest gjort anleggsarbeidet til en industri. I dag er det maskinene som har overtatt

styringen av menneskene, slik at det er av helt avgjørende betydning for fremdrift og effektivitet at maskinene til enhver tid er i orden. Dette gjør at mekanikeren har fått en sentral plass, og han vil sannsynligvis få en ennå mer fremtredende rolle, da man må gå ut fra at utviklingen ikke har stoppet opp, men at maskinene vil bli ennå større, ennå effektivere og ennå mer teknisk avansert.

Det manuelle slit er redusert og tildels borte, men anleggsarbeiderne er blitt påført andre og muligens større ulemper med den moderne drift.

Jeg vil i den forbindelse bare stikkordmessig nevne forurensing av luften med forstøvet olje, dieselgasser, øket støy og sist, men ikke minst selve "jaget" eller sagt på en annen måte, den akselerende hurtighet tingene må gjøres på.

Anleggsarbeideren har blitt en operatør som styres av et uhyre, en gigant av stål. Dette merkes spesielt hos de som er over ungdomsårene. Det moderne utstyr og teknikk har gitt muligheter for arbeidsoppgaver som vel var utenkelig for bare få årtider tilbake. Masseforflytning i en størrelsesorden som ikke den vanlige borger har mulighet til å forestille seg og den siste tids begivenhet med økende engasjement i fremstilling av produksjonsutstyr for oljeindustrien, har skapt en ny form for anlegg hvorved en mengde mennesker blir konsentrert på et relativt lite område. Dette er igjen med på å skape en ny situasjon for anleggsarbeiderne. På grunn av de store konsentrasjoner oppstår der en fremmedgjøring og mangel på kontakt mellom de ansatte som på lang sikt neppe vil være heldig.

Ikke sjelden rigges det med seksjoner på opptil 50 mann, og dette gjør at man vanskelig kan få det miljø som man for bare få årtider hadde.

Store brakkeforlegninger, kombinert med skiftgang og mobilitet, vanskeliggjør også kontakten mellom de ansatte på anleggene. Noe jeg er redd for vil være med å bryte ned følelsen av å tilhøre et fellesskap.

På samme måte har det moderne utstyr vært med på å effektivisere arbeidet slik at byggetiden for et anlegg blir kortere og kortere. Tidligere var det ofte slik at når et anlegg ble igangsatt, så kunne anleggsarbeiderne rekne med at han — om han var heldig — hadde fast arbeid på stedet over flere år. Mange kunne således flytte med seg sin familie til et nærliggende område av anlegget for på den måte å få leve et mer normalt familieliv.

I dag er byggetiden så kort at man ikke kan innrette seg på denne måte. Isteden vet vi at anleggsfolkene er blitt mer mobile. Bilen som etter hvert er blitt den enkeltes glede eller problem — alt etter som — har gitt anleggsarbeiderne muligheter til å besøke hjemmet langt oftere enn tidligere. Det kjøres ikke få kilometer pr. helg for å nå hjem. Dette er en positiv ting om man ser den isolert, men man skal være klar over at det også har en negativ side i og med at det blir en mer opprevet tilværelse, både for den enkelte yrkesutøver og for hans familie.

Uansett om en ved nåtidens utvikling i anleggsdriften kan sette store spørsmålsteget, så er det neppe noen som ønsker seg tilbake til tidligere tiders tilstander. Anleggsarbeiderne har fått det bedre på mange måter. Boligstandarden tar til å forbedre seg betraktelig. Den siste tids omlegging til 1-manns rom vil bety meget for å forbedre forholdene ved anleggene. Et annet forhold skal heller ikke unnlates å nevnes, og det er det endrede forhold i holdningen mellom arbeidstakere og arbeidsledere. Vi skal være klar over at innen anleggsbransjen har vi hatt større selvstendighet i arbeidet enn hva tilfelle er for andre yrkesbransjer. Det er således ikke for oss noe revolusjonerende når man i industrien setter igang forsøk og eksperiment med selvstyrte grupper. Et tunnellag som går til sin jobb vet hva som skal gjøres, og på hvilken måte det kan gjøres. De behøver ikke noen til å lede seg og heller ikke til å passe på seg. Jeg har inntrykk av at stort sett alle er innforstått med dette.

Selvsagt kan det vel hende at det kommer enkelte med liten praktisk erfaring som mener at deres teoretiske viten gir basis for å kunne fortelle en gammel anleggsarbeider hvordan han skal gå frem, men heldigvis er dette sjelden, og jeg har inntrykk av at stort sett er samarbeidsforholdene på anleggene gode. En autoritær ledelse vil forøvrig neppe føre frem i dagens samfunnsmiljø.

Det er en gjensidig respekt for hverandres kompetanse, og jeg tror at man med hell kan trekke den erfaring som anleggsarbeiderne har med i planleggingsarbeidet, både på kort og lang sikt.

En positiv utvikling har vi hatt på det vernetekniske område hvor tendensen til å ta hensyn til sikkerheten og vernearbeidet har blitt mer fremtredende. Riktignok må det innrømmes at det nok står en god del tilbake ennå, da det ofte viser seg at det blir tenkt mer på inndrift, fortjeneste og fremdriftsplaner en på den verne- og sikkerhetsmessige side.

Det må her innskytes at vi har stor spredning i holdningene til verne- og sikkerhetsarbeidet, og jeg vil ikke unnlate å sitere 2 eldre anleggsarbeidere som har vært ansatt i samme firma i en rekke år. De sa følgende om vernearbeidet: "Vernearbeidet har utviklet seg stort i den senere tid. Det har fått en helt annen form som kan karakteriseres som arbeidervennlig. Tidligere var det ikke slik, det var ofte sjanse for liv eller død i vårt yrke. Det ble tatt "ræ" sjanser, og aktsomheten var liten. Arbeiderne var heller ikke innstilt på å beskytte seg mot de mange farer, eller de hadde manglende utstyr og liten viten til dette arbeid. Endel sløvhet kan vel sies også var med i bildet. I dag er vernearbeidet så å si prioritert. Det er mer opplysning og et godt utbygget system i vernetjenesten. Ikke alle i vernetjenesten er like dyktige, og vi håper at bedre skoling skal kunne medvirke til å kunne få redusert skadene ennå mer. Vi tror imidlertid det vil være av betydning at de som hadde ansvaret og ledelsen av vernearbeidet var oftere på arbeidsplassen, og at de oppholdt seg der noen tid slik at de kunne få et bedre innblikk i alle arbeidsoperasjoner og bedre kunne forstå skaderapportene. Rapportene gir nemlig ikke alltid korrekt bilde av skademåten. Imidlertid må vi alle være innstilt på et bedre og nærmere samarbeid i dette viktige spørsmålet."

En ikke uvesentlig faktor som veier meget for anleggsarbeideren er trivsel og miljø på arbeidsplassen. Her teller boligforhold og den enkelte anleggsleder meget. En anleggsleder som har evnen til å få til et godt samarbeid allerede ved oppstartingen av et anlegg, kan rekne med å få stabile og gode medarbeidere.

Man kan stille spørsmålet om hvordan anleggsarbeideren trives med sitt arbeid og med sin tilværelse. Nå er det selvsagt noe forskjell på mennesker, og den tilpasningsevne disse har, men stort sett er det vel slik at har man først kommet inn i anleggsmiljøet og har vært der en tid, så setter dette sine spor. Selv om det nok vil være noe forskjell hvor man er plassert, så tror jeg stort sett de trives i dette miljø. Det er noe spesielt ved "sluskelivet" som gjør at man finner en rytme som det er vanskelig å komme fra.

Man blir urolig når man skal være borte fra anlegget. Etter et ferieopphold eller annet fravær gruer man seg til å ta fatt igjen, men på den annen side gleder man seg. Man savner sin familie og familielivet, men på den annen side blir man rastløs når man er hjemme. Helt tilfreds blir man nok ikke, dertil er det en noe for opprevet tilværelse anleggsarbeideren har.

Mange vil nok ha problemer med familien, noe som for såvidt vel er uunngåelig med et slikt flakkende liv. Likevel er det en viss tilfredsstillelse i at man kan tjene gode penger samtidig som man vet at man er med å skape noe.

Når man ser enden på et anlegg og vet hva som er gjort, da føler også anleggsarbeideren en tilfredsstillelse over å ha vært med på dette, og anlegget vil stå som et minnesmerke over mye slit, men også over gleden av at dette har jeg vært med på å bygge.

NYE SPRENGSTOFFER PÅ AMMONIUMNITRAT-OLJE BASIS

Bergingeniør A. M. Heltzen, Kontor for fjellsprenningsteknikk

SAMMENDRAG

Ved tilsetning av polystyrenkuler (isopor) til ANFO kan en regulere styrken på sprengstoffet. Dette er ønskelig ved kontursprengning og ved spesielle sprengninger.

Den utprøvede blandingen, kalt Isanol er billigere og gir bedre reguleringsmuligheter enn andre typer av fortynnet ladning (rørladning f.eks.).

Sprengningstekniske egenskaper ved varierende innblanding er undersøkt.

Ammoniumnitrat-olje- og slurry-sprengstoffer utgjør en meget betydelig del av vårt lands totale sprengstoff-forbruk. Vi er vel ikke så langt fra sannheten når vi sier at de utgjør 1/3-del av Norges samlede sivile sprengstoff-forbruk, og det er ensbetydende med ca. 10.000 tonn årlig, svarende til noe rundt 15 millioner faste m³ fjell og malm. Det er store tall. De kan utvilsomt bli ennå større. Den overveiende del av forbruket er knyttet til dagbruddsdriften ved A/S Sydvaranger, Rana Gruber og A/S Titania, men en rekke av våre større dagbrudd kommer i tillegg. Ved sprengninger under jord er ANFO i utstrakt bruk ved flere av våre større gruver både ved pallsprengning og ved ortdrift.

Hvordan forholdet mellom slurry- og ANFO-forbruket er, fins der ingen oversikt over. Slurryforbruket er nok det største. Men slurry er betydelig dyrere enn ANFO, især når man blander selv. Det vil derfor alltid være riktig å analysere det samlede kostnadsbilde for boring og sprengning før man gjør sitt sprengstoffvalg. Og faller valget på ANFO, bør man legge seg litt i selen for å motivere dem som skal gjøre seg nytte av dette sprengstoffet, slik at en negativ innstilling kan fjernes.

Til den gjengse bruken av ANFO knytter det seg lite nytt. Det nye er at man med utgangspunkt i dette sprengstoffet kan lage seg blandinger på en meget enkel måte som muliggjør en rik variasjon av sprengstoffets energi-innhold. Dette er resultater av forskningsarbeide ved Kontor for Fjellsprenningsteknikk.

Det startet med at vi ville ta opp igjen forsøk med en sterk tilsats av sagflis til ANFO i første rekke for å finne frem til et billig og velegnet sprengstoff for kontursprengning under jord. Nå er sagflis ikke noe ideelt materiale. Det var derfor naturlig at vi så oss om etter andre tilsats-stoffer.

Forskningsgruppen, bestående av siv.ing. Karl Kure, berging. Bjørn Petterson og meg selv, kom frem til at polystyrenkuler (vanligvis kalt isoporkuler) kunne være et brukbart stoff. Vi innledet et meget nært samarbeide med Franzefoss Bruk A/S, og vi vil her uttrykke vår takknemlighet for den hjelp og entusiasme bedriften møtte oss med.

Ved sine sprengninger under jord og også i dagen bruker Franzefoss ANFO. Kutten i tunnelsalvene skytes med brenitt. Før forsøkene ble det brukt 17 mm guritrør i samtlige konturhull. ANFO blåses inn i hullene ved hjelp av et Penberthy ladeapparat, fig. 1. Dette apparatet ble også brukt til våre forsøk som startet med 50 volumprosent av hver av

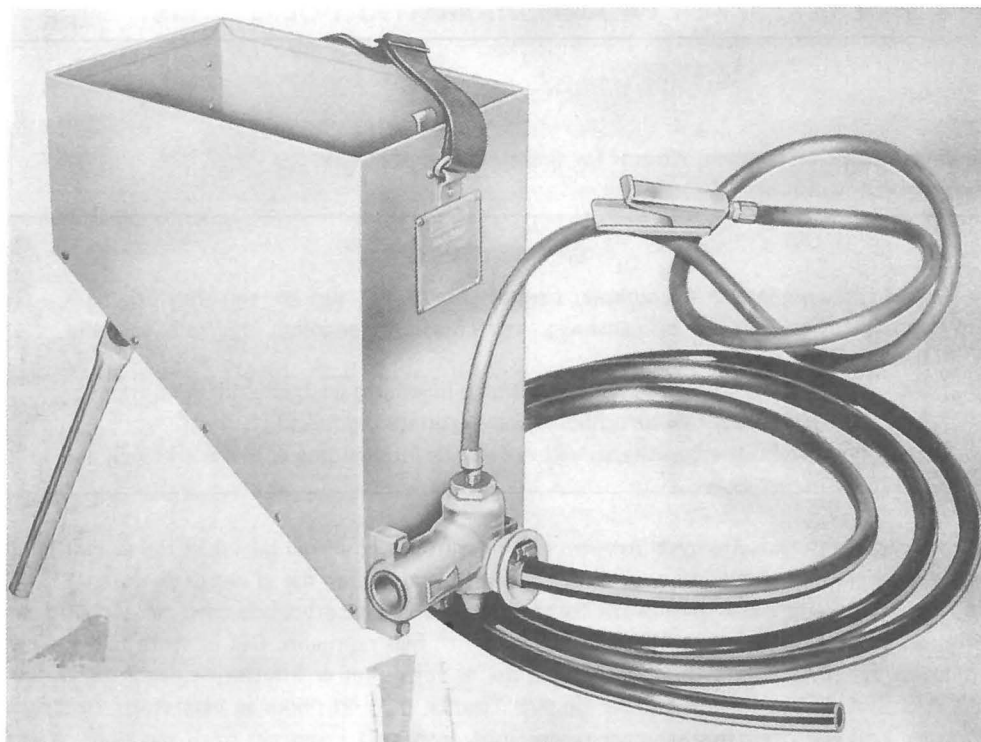


Fig. 3—1: Penberthy ANFO-ladeapparat.

komponentene ANFO og polystyrenkuler. For initiering ble brukt 1 stk. 25 x 200 mm dynamittpatron. 50%-blandingen var for sterk, slik det går frem av borpipene på venstre side av fig. 2. Regner vi med en ladetetthet på 900 g pr. liter hullvolum for ANFO og 30 g for kulene, vil en 50%-blanding gi oss ca. 500 g pr. bormeter, tilsvarende 240 g for 17 mm guritrør. Vi reduserte ANFO-innholdet og kom helt ned i en tilblandingsprosent av polystyren på 90 før vi ga oss. Borpipene ble mindre og mindre skadd etterhvert som polystyreninnholdet øket. Som man vil se av høyre delen av fig. 2, er der en betydelig forbedring i forhold til 50%-ladningsresultat.

Forsøk har også vist at ammoniumnitrat uten olje sammen med polystyrenkuler detonerer i borhull. Denne blandingen er i likhet med de andre mulig å initiere med elektrisk tenner alene.

I tabellen, fig. 3, er gitt en fremstilling av ladningsvekten pr. bormeter for ulike hulldiametre og tilblandingsprosenter. På tabellen er brukt betegnelsen Isanol, som vi har valgt for dette nye sprengstoffet.

Polystyrenkuler består av over 90% luft. Carbon og hydrogen er de alt overveiende bestanddeler i forbindelsen. Polystyren som kuler er ikke et eksplosiv i seg selv, men de kan gi en eksplosjonsartet forbrenning.

Ved blanding av to komponenter med så stor forskjell i egenvekt som ANFO og ekspandert polystyren vil man aldri oppnå å få en jevn blanding. Blåses den inn i hull, vil man likevel få en relativ jevn fordeling. Helles blandingen ned i hullene, vil det komme en



Fig. 3-2: Gjenstående borpiper etter sprengning med 50% (til venstre) og 85% polystyrentilblanding.

Hulldiameter Sprengst. Kg/bm mm		35	38	43	51	63	76
ANFO	100 %	1,0	1,1	1,35	1,9	3,0	4,1
— " —	75 %	0,75	0,8	1,00	1,45	2,25	3,1
— " —	50 %	0,5	0,55	0,70	0,95	1,5	2,05
— " —	25 %	0,25	0,30	0,35	0,50	0,75	1,0
— " —	15 %	0,15	0,15	0,20	0,3	0,45	0,60

Fig. 3-3: Ladningsvekt for ulike borhulldiametre og tilblandingsprosjenter.

sjiktvis fordeling, selvsagt avhengig av hvor store porsjoner som helles i ad gangen. Vi har hittil ikke kunnet konstatere at forsager har fremkommet på grunn av ujevn blanding.

Dette at vi har fått et sprengstoff som gjør det mulig for oss selv å kunne regulere styrken av, er en vesentlig sprengningsteknologisk forbedring. Derfor har vi satset et betydelig del av vår forskningskapasitet det siste halve året for å bestemme sprengstoffparametre, de elektrostatiske forhold og de rent ladetekniske problemene som reiser seg i forbindelse med introduksjonen av disse helt nye sprengstoffkomposisjonene.

Berging. Bjørn Petterson tok fatt på måling av detonasjonshastighet for Isanol og for ANFO. Sprengstoffene ble ladet i 1,5 m lange stålrør med indre diameter ca. 33 mm. Til initiering ble brukt elektrisk tenner og 50 gl. Ekstra Gummidynamit. På røret var innlagt to målepunkter i 70 cm avstand, og detonasjonshastigheten ble fastlagt ved hjelp av oscilloskop og elektronisk teller.

Resultatene var forbløffende idet man først fant en reduksjon av detonasjonshastigheten ved en tilblending på ca. 50 vol.-%, fig. 4. Som det fremgår av kurven, starter man med en hastighet rundt 2500 m/sek. Den laveste hastighet som ble målt, skrev seg fra en ladning med 5% ANFO og 95% kuler initiert bare med elektrisk tenner. En 75% tilblending til ammoniumnitrat *uten olje* detonerte med hastighet ca. 2050 m/sek.

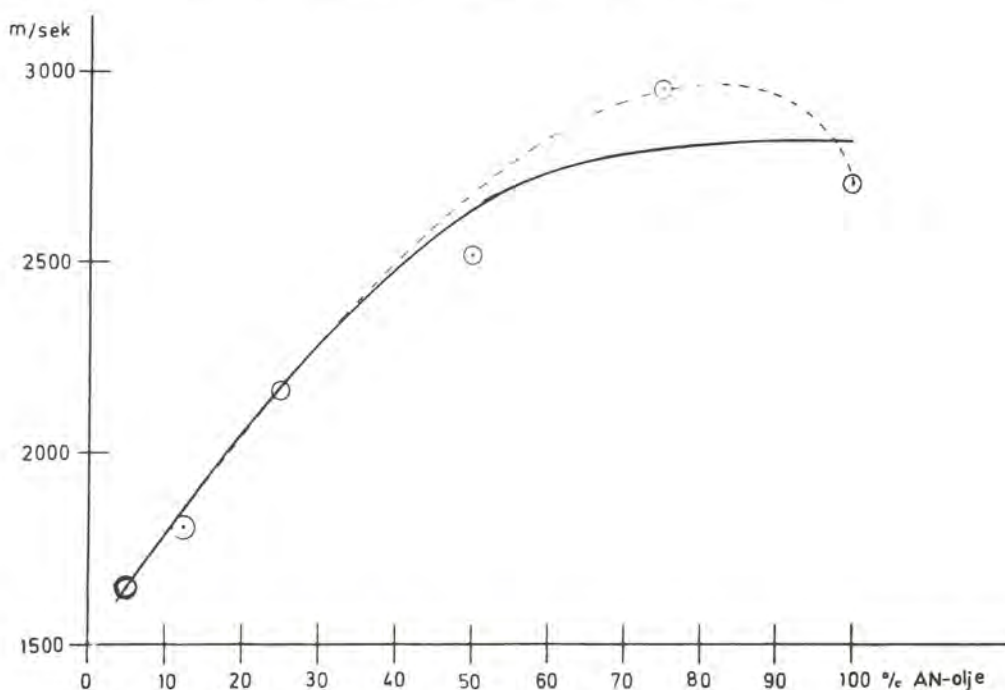


Fig. 3-4: Detonasjonshastighetens variasjon med tilblandingsvolumet polystyrenkuler.

Da resultatene fra de rene ANFO-forsøkene har vist seg så interessante, har jeg valgt å omtale disse kort. Man ville klarlegge betydningen av *blandingstiden for ammoniumnitrat-olje*, se litt på *forholdet ANFO-vann* og også på *initieringens betydning*. Resultatene er anskueliggjort i fig. 5. Prøver stått blandet i noe over ett døgn, ga en midlere detonasjonshastighet på 2433 m/sek. med en primer på 50 g Ekstra Gummidynamit.

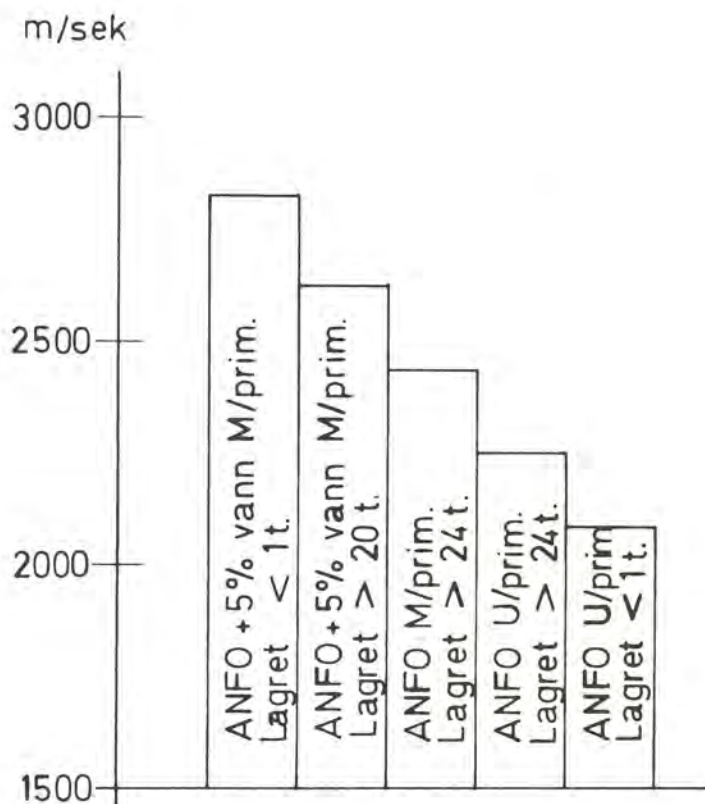


Fig. 3—5: Sammenlikning av detonasjonshastigheter for samme type ANFO, men med ulik lagringstid, vanninnhold og initiering.

Prøver fra samme blanding initiert bare med elektrisk tenner ga en midlere verdi på 2225 m/sec. Prøver stått blandet i noe under 60 min. og bare initiert med elektrisk tenner ga midlere hastighet på 2086 m/sec. M.a.o. fikk vi den høyeste verdi for 1 døgn gammel ANFO.

Relativt nyblandet ANFO ble tilsatt 5% vann og skutt innen 50 min. etter at vannet var satt til. Detonasjonshastigheten steg nå til 2828 m/sec. Samme blanding skutt ca. 24 timer senere ga 2623 m/sec. Begge disse verdiene er høyere enn for tørr ANFO. 10% vann ga forsager i vårt 33 mm rør med bruk av 50 g primer.

Bestemmelser av sjokkbølge- og gassenergi er utført av vår siv.ing. Georg J. Lambach. Til disse bestemmelser er brukt en avansert målekjede bygget opp av Dyno Industrier A/S og Kontor for Fjellsprenngningsteknikk i samarbeide. Fig. 6 viser hvordan et oscilloskop-opptak av sjokkpulsen for en 10 kg ANFO-ladning ser ut, (den takkede linjen. Den jevne kurven viser den integrerte sjokkenergi).

Sjokkenergibestemmelsene for Isanol med ulike tilblandingsprosjenter ga resultater som er fremstilt på fig. 7. Resultatene fra målinger av gassenergien er vist på fig. 8. Energien er her uttrykt i kilo-joule pr. liter. Begge disse siste kurvene viser oss at sprengstoffets totale energi-innhold avtar proporsjonalt med tilblandingsprosjenten polystyren.

Lading av Isanol er i minst like stor utstrekning som ANFO avhengig av ladeapparat. Ved dagsprengninger vil f.eks. den minste vind få polystyrenkulene til å fyke avsted. I praksis

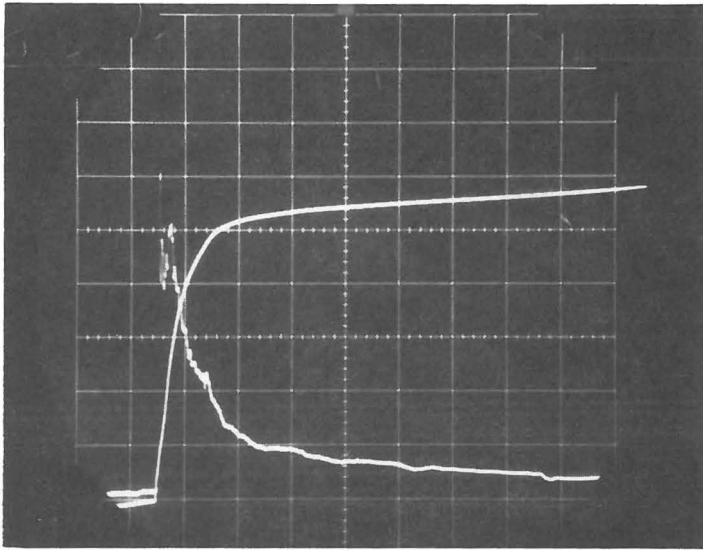


Fig. 3-6: Oscilloskopregistrering av sjokkpulsen fra 10 kg ANFO på 15,1 m avstand. $p_{max.} = 59,2$ bar. 1 rute horisontalt = 0,5 m/sek. 1 rute vertikalt = 10 bar.

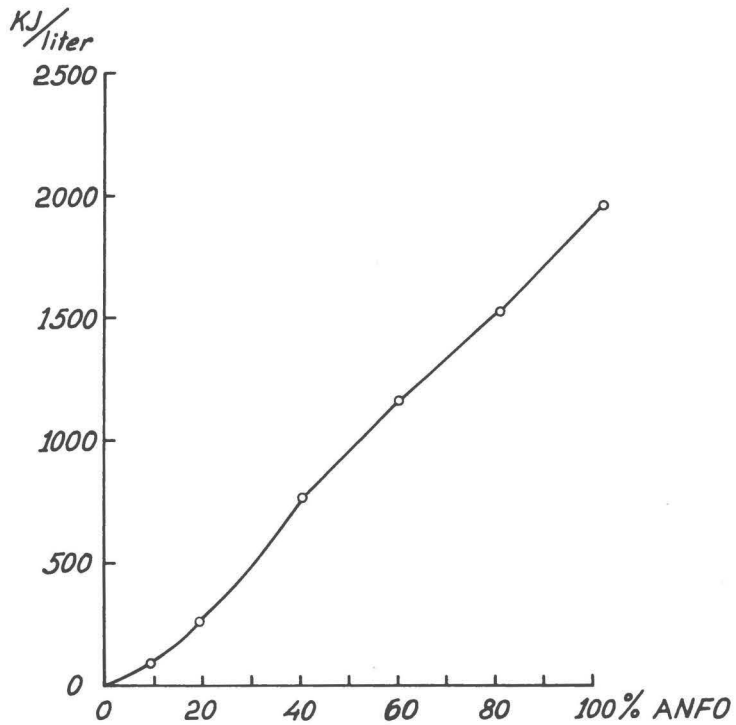


Fig. 3-7: Sjokkpulsenergi for ulike tilblandingsvolumer polystyrenkuler.

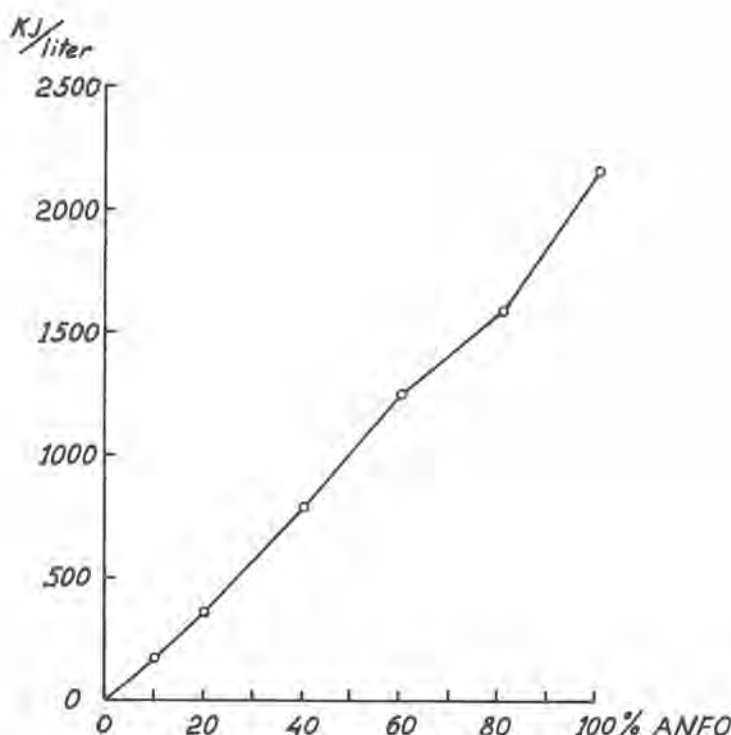


Fig. 3—8: Boblepulsenergi (gassenergi) for ulike tilblandingsvolumer polystyrenkuler.

viser det seg at de enkle ejektorapparatene er de beste. Ved å røre i beholderen med hånden under ladningen, oppnår man en tilfredsstillende blanding. Disse apparatene er tilfredsstillende for mindre salver. Skal man over på større ladeapparater, gir de vanlige overtrykksapparatene for stor lufthastighet. Vi arbeider for tiden med å tillemppe disse for Isanol-lading.

Så litt om problemet statisk elektrisitet. Det er i flere land gjort undersøkelser for å klarlegge faren for utidig tenning som følge av at pneumatisk ladet sprengstoff fører statisk elektrisitet med seg i borhullet. Retningslinjene for fremstilling av selvblandet ANFO tillater for pneumatisk lading ingen andre tilsats-stoffer enn olje, fargestoff og eventuelt sagflis. Vi diskuterte derfor på et tidlig tidspunkt polystyrentilsetning med Sprengstoffinspeksjonen. Polystyren ble ansett som så tilfredsstillende at Sprengstoffinspeksjonen ikke hadde innvendinger mot at det ble gjort forsøk med Isanol.

For å skaffe et begrep om hvilke oppladninger som skjer ved pneumatisk ladning har vår siv.ing. Karl Kure i samarbeide med Sentralinstituttet for Industriell Forskning bygget en forsøksapparat for måling av oppladninger, fig. 9. Forsøkene omfattet ren ANFO, rene Isoporkuler og Isanol (50% og 15% polystyren). Omfattende forsøk gjort i Øst-Tyskland har vist at man får de samme oppladninger ved å kjøre ren ammoniumnitrat som ANFO gjennom ladeapparatet. Oppladningen av ren ammoniumnitrat ble derfor brukt som basisverdi for vurderingen av måleresultatene. Våre forsøk viste at Isanolblandingen ga eksakt den samme elektrostatiske oppladning som ren ammoniumnitrat. Ren Isopor derimot ga ca. 10 ganger så stor oppladning som disse og med motsatt fortegn.

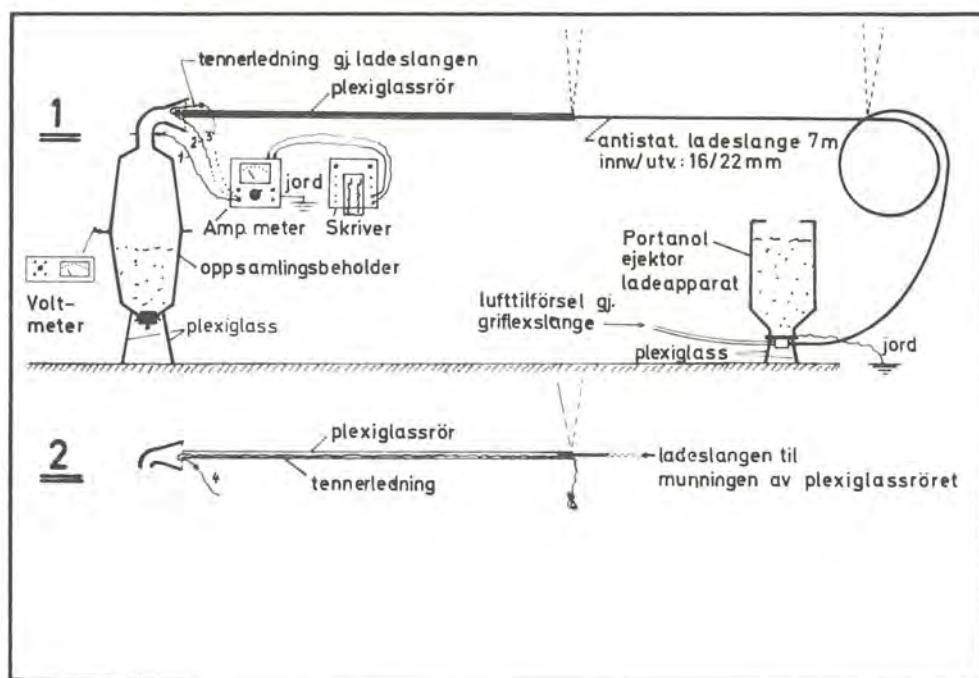


Fig. 3—9: Forsøksapparat til måling av elektrostatiske oppladning.

Måleresultatene viste store svingninger dersom ladeapparatet ikke var jordet. Tilfredsstillende jording er en ufravikelig betingelse.

På hvilke områder vil vi kunne dra nytte av Isanol? Slangen må selvfølgelig være autistatisk.

1. Slettsprengninger.
2. Presplitting.
3. Pipeladning.
4. Sprengning hvor finfraksjoner er uønsket.
5. Spretting.
6. Sprengning i blokket fjell.

På grunn av våre vellykkete forsøksresultater gikk Franzefoss. Bruk helt og fullt over til Isanol som kontursprengstoff. De bruker en tilblandingprosent på 85% polystyrenkuler. Sprengteknisk er resultatene minst så gode som de man oppnådde med sentrerte 17 mm guritrør.

Franzefoss bruker også Isanol med 70—80% tilblanding av kuler ved presplitting langs bergfester. Hullene er boret med 63 mm diameter, innbyrdes avstand 80 cm og ned til 7 m's dybde. Initiering med 1 stk. 25 x 200 mm dynamittpatron. Resultatene er meget tilfredsstillende.

For å redusere faren for overladning av borpiper og pipesprut bruker Franzefoss i dag i sitt steinbrudd uttynning av ANFO med 50% avtakende til 25% polystyrenkuler fra ca. 7 m og oppover. Hulldimensjonen er 63 mm. I motsetning til tidligere sprengninger er en betydelig større prosent synlige borpiper fremkommet i bakveggen, og følgelig bakbrytingen redusert.

En ung og dyktig sprengningsentreprenør, Terje Myhre, som er med på bortsprengningen av Rønneberghaugen i Ålesund, har vært med på utprøvingen av Isanol. Han skriver i en rapport bl.a.: "På grunn av ugunstige sleppedannelser fikk vi underkutting og utglidninger. Forsetningen for ca. 17 m dype 2 1/2" hull kunne derfor variere fra 0,3 til 2,7 m. Etter overgang til Isanol har vi fått en jevnere stoff og mindre utglidning. Jeg har også betydelige besparelser av dekningsarbeidene ved at vi kan lade med svak Isanol-streng i toppladningen."

Hvor det er snakk om reduksjon av knusning rundt borhull i hele salver, slik tilfellet er ved bryting av kvarts til metallurgiske formål, vil Isanol være et ideelt sprengstoff. Orienterende forsøk er gjort med lovende resultater.

Spreting av blokker er som bekjent forbundet med risiko for sprut. Sjansene for overladning er vesentlig redusert med Isanol. Forsøk med 70% tilblanding i et volum tilsvarende en glynitladning bare initiert med elektrisk tenner er gjort i gneis og i kvartsitt med tilstrekkelig oppdeling av blokkene som resultat.

Ved vanskelig sprengning i blokket fjell kan Isanol være et alternativ. Terje Myhre bruker tynnveggede plaststrømper og lager pølser av Isanol i dimensjonene 40, 45 og 55 mm som han firer ned i borhullene med tennpatron plassert i bunnen av pølsen.

Hva tillatelse for bruk av Isanol angår, antar jeg at Sprengstoffsinspeksjonen ikke vil kreve spesiell tillatelse ut over den som gjelder for brukere som selv blander sin ANFO. Uttynning av fabrikkfremstilt ANFO (Anolit) bør vel kunne gjøres uten særskilt tillatelse. Hittil har all sprengning med Isanol skjedd i regi av Kontor for Fjellsprengningsteknikk med rapportplikt for Kontoret til Sprengstoffsinspeksjonen. Isanol betyr ikke minst reduserte sprengstoffkostnader. Sett i forhold til 17 mm guritrør vil eksempelvis fortjenesten ligge på ca. 2 kroner pr. ladet meter, basert på 85% tilblanding.

Tar vi som eksempel pipeladning av et 63 mm hull med 75% tilblanding av polystyren, vil sprengstoffet koste ca. kr. 1,50 pr. meter borhull basert på "selvblanderpris". Til sammenlikning vil den tynneste streng glynit (patrondim. 20 x 130 mm) koste ca. kr. 1,20 basert på kr. 3,40 som kilopris. For de minste dynamittpatroner (2 x 200 mm) vil prisen pr. m bli ca. kr. 2,15 basert på kr. 4,30 pr. kg. Slike tynne ladestrenger må teipes til detonerende lunte, slik at luntens kostnader i det minste også må tas med og gi et tillegg av kr. 0,80 pr. m. Det er vel også et stort spørsmål om slike tynne sprengstoffstrenger vil gi oss den brytingen vi tilsikter.

Konklusjonen må bli at intet sprengstoff kan konkurrere i pris.

Vi er overbeviste om at vi har lyktes i vår forskningsinnsats og bidratt til at brukerne kan redusere sine kostnader ved mange fjellsprengningsarbeider..

DETONERENDE LUNTE I PALLSPRENGNING

Sivilingeniør Finn Knutson, Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Detonerende lunte byr på viktige fordeler i pallsprengning når store borhulldiametre og nitroglyserinfrie sprengstoff (slurry, anfo) nyttes.

Intervalltenning oppnås ved å kople inn forsinkerelement (20 ms intervall).

Foredraget beskriver oppbygging, fremstilling, anvendelse og fordeler for sikkerhet og drift.

Detonerende lunte er et initieringsmiddel som først i senere år har fått større anvendelse i Norge.

Bruken av detonerende lunte begynte så smått sammen med grovhullsboringen. Etter hvert som hulldiametrene har øket, har detonerende lunte fått større bruksomfang. Den detonerende lunte har en kjerne av pentritt (PETN). Kjernen er innesluttet i en hylse av cellofan som er omspunnet med et par lag tekstiler. Utenpå tekstilomspinningen er det ekstrudert et plastbelegg som gir lunten full vannbeskyttelse. Belegget tåler også godt olje. (Fig. 1) Den detonerende lunte er generelt fremstilt så fleksibel som mulig, slik at knytting og skjøting skal gå meget lett. Dette er spesielt viktig i vårt klima – under bruk om vinteren ved lavere temperaturer enn $\div 20-30^{\circ}\text{C}$. Lunten initieres ved at det påteipes fenghette eller elektrisk tenner. (Fig. 2) Dens detonasjonshastighet er 6.000–7.000 m/s.

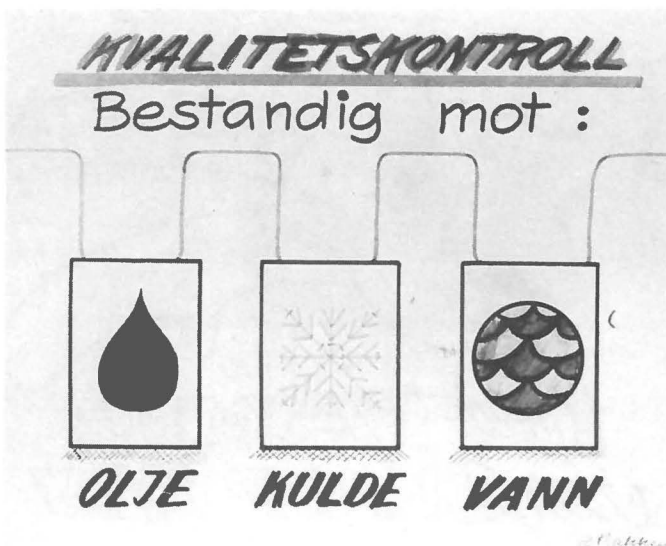


Fig. 4–1

Detonerende lunte er ikke spesielt støtømfintlig. Støtømfintligheten for pentritten i lunten, ifall den skulle drysse ut litt ved kutting, er omtrent som for vanlig dynamitt. Detonerende lunte kappes best ved en spesielt godkjent tang (fås kjøpt hos sprengstoff-forhandler). (Fig. 3) Hvis man nytter kniv, bør denne være skarp. Man kan f.eks. skjære på et rent trestykke som underlag. Sand eller andre skarpe partikler må unngås på underlaget.

Sikkerhetsmessig settes detonerende lunte i klasse med dynamitt. Lagring og transport skjer derfor etter de regler som gjelder for disse produkter.



Fig. 4-2



Fig. 4-3

FORSINKERELEMENTER FOR DETONERENDE LUNTE

Det kan oppnås en intervallvirkning som ved elektriske tennere ved at luntens påføres forsinkererelementer. Ved å kutte luntens og sette inn et forsinkererelement, kan detonasjonen holdes tilbake noen millisekunder. Det finnes releer med forskjellig forsinkertrinn, fra 10 ms. og opptil 45 millisekunder. Mest benyttet i dag er 20 millisekunders releer. (Fig. 4)



Fig. 4—4

BRUK AV DETONERENDE LUNTE

Detonerende lunte brukes i alt vesentlig til pallsprengning. Ved bruk av detonerende lunte til lett initierbare sprengstoffer, som NG-sprengstofferne får man normalt en sideveis initiering ned gjennom sprengstoffstrengen. Ulempen er da gjerne at dette blir en topttenning. Under visse situasjoner er dette et uønsket forhold. Ved bruk av tregere initierbare sprengstoffer som slurry f.eks. kommer luntens fordeler til sin rett. Luntens detonerer nedover i hullet uten å forstyrre sprengstoffet. Først når primerne som luntens er festet i, eksploderer, begynner den egentlige detonasjonen av sprengstoffet i borrhullet.

Ved normal pallsprengning med slurry-sprengstoffer nyttes enkel eller dobbel lunte ned i hullet. På luntens er knyttet to primere av pentritt/TNT (Pentolittprimere). En av primerne i bunn av hullet og den andre noe lenger oppe. Luntens eller luntene blir kappet så de rekker ca. 1 meter ut av borehullene. Når alle hull er ladet, strekkes en lunte som kobler sammen de enkelte hull i rekke. Hullrekkene kobles sammen med hovedlunte påsatt forsinkererelementer som blir liggende mellom de enkelte hullrekke. På denne måte blir de enkelte hullrekke initiert i tur og orden bakover med intervaller. Intervallopplegget kan varieres i forskjellige mønstre. (Fig. 5)

Når detonerende lunte nyttes sammen med elektriske tennere, spesielt ved bruk av Dynamit eller Glynit, er formålet gjerne at den skal virke som en overdrager. Spesielt kan dette være en nyttig måte i særdeles sprukket fjell.

Ved presplitting og forsiktig sprengning vil luntens være et godt hjelpemiddel til å "time" hullene nøyaktig. Man knytter da spesielt sammen den hullrekke man ønsker skal gå nøyaktigst mulig og teiper på eller setter ned i ett eller flere av hullene en elektrisk tenners.

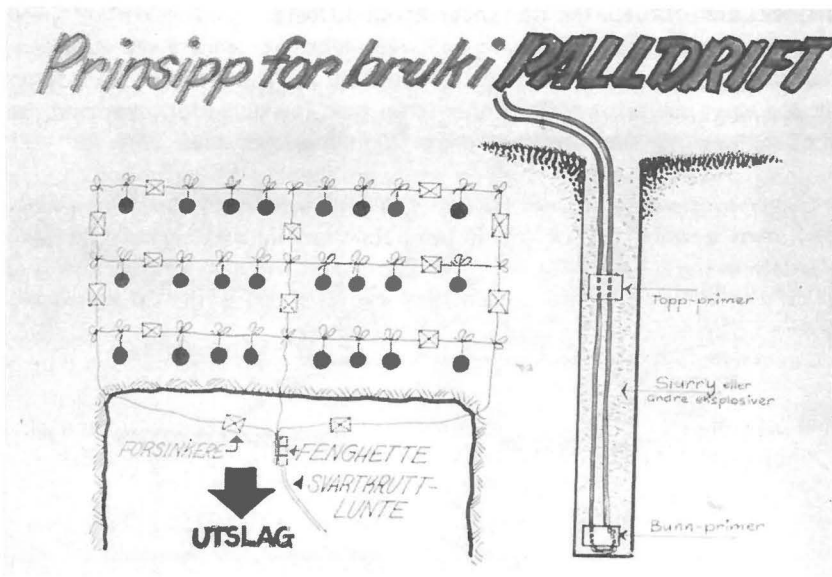


Fig. 4-5



Fig. 4-6

Bruk av detonerende lunte ved større sprengningsarbeider har mange rasjonelle fordeler.

1. Man kan i spesielle forhold straks lade ferdig utborede hull uten å tenke på særlige faremomenter av elektrisk art.
2. Driftsforstyrrelser som man får ved bruk av elektriske tennere i usikre værperioder (tordenvær) unngås.

3. Forsinkelser som ofte kan oppstå under koblingsarbeidet med elektriske tennere ved større salver unngås.
4. Bruk av detonerende lunte gir en større almen trygghetsfølelse på arbeidsplasser med store mekaniske utrustninger og med stasjonære og ambulerende elektriske utrustninger. (Fig. 6)

Ved arbeider hvor anleggstiden er kort og innsatsen er høyt oppdrevet, er detonerende lunte en liten, men sentral detalj som kan få stor økonomisk innvirkning på resultatet.

Dyno's detonerende lunte foreligger i 2 kvaliteter. Normalkvaliteten tåler strekk på opptil 70 kg. Forsterket detonerende lunte tåler strekk på opptil 100 kg uten å endre karakteristikk.

Dyno's detonerende lunte gjennomgår et omfattende testprogram før den slippes ut på markedet.

Programmet omfatter bl.a. røntgenkontroll, pentrittevektkontroll, beleggkontroll, strekk-kontroll, vannbestandighetskontroll, varme- og kuldekontroller, initieringskontroll m.v.

NYERE ERFARINGER FRA FULLPROFILBORING

Sivilingeniør Olav T. Blindheim, Geologisk Institutt, NTH

SAMMENDRAG

Erfaringene fra fullprofilboring av 7 m² kloakktunnel i grønnstein ved Trondheim blir ajourført. Etter ombygging av maskinen til høyere matetrykk ventes tunnelen å bli fullført uten spesielle vansker. Inndrift og verktøykostnader ligger nå på et akseptabelt nivå selv i de harde partiene.

Variasjonen i inndrift og verktøykostnader er kartlagt i forhold til fjellets egenskaper og det gjøres rede for de bergartsegenskaper som synes avgjørende i forbindelse med fullprofilboring.

Forfatteren trekker generelle slutninger basert på erfaringer fra Trondheim og fra studier av fullprofilboring utenlands.

Situasjonen ved anlegget av hovedkloakktunnelen i Trondheim er nå langt gunstigere enn på samme tid i fjor. En vil her gi en oppsummering av de erfaringer som er høstet med fullprofilboringen siste år, selv om noe nok allerede er kjent. Driftsdata og opplysninger ellers er velvillig stilt til rådighet av byggherren Trondheim Kommune og entreprenøren A/S Jernbeton Trondhjem. Norges Tekniske Høgskolens Fond og NTNF har ytet støtte til de ingeniørgeologiske undersøkelsene.

Videre vil jeg få oppsummere noen inntrykk og data fra fullprofilboring ved en del anlegg i Sveits. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har ytet et reisebidrag som har gjort det mulig for forfatteren å foreta en innsamling av driftsresultater og bergartsprøver med den hensikt å vinne mer generelt anvendbare erfaringer. En mer detaljert rapport angående disse undersøkelsene vil bli utgitt i rapportserien til Geologisk Institutt, Ingeniørgeologi. Interesserte vil kunne få denne tilsendt ved henvendelse til instituttet.

Jeg vil her få takke de nevnte institusjoner og firmaer for støtte og interesse.

FULLPROFILBORINGEN I TRONDHEIM

Angående beskrivelse av anlegget og driftsmetoden viser en til innlegget på fjorårets konferanse. En vil her bare få oppsummere at A/S Jernbeton Trondhjem leier tunnelbormaskinen av det tyske entreprenørfirmaet Gebrüder Abt KG, Mindelheim. Maskinen er en Demag TVM 20–23 H med Søding & Halbach borverktøy. Firma Tveite & Co., Lørenskog, en representant for borverktøyprodusenten her i Norge.

FREMDRIFTSRESULTATER

Fig. 1 viser det første gjennomslaget eller så å si gjennombruddet for fullprofilboring av tunneler i Norge. Maskinen har her boret ialt ca. 3 km tunnel med diameter 2,3 m gjennom grønnstein med svært varierende styrke.

Fig. 2 illustrerer de oppnådde ukeinndrifter for denne strekning fra monteringen i begynnelsen av juli 1972 til 17. november 1973. Fra boringen startet og de 4 første



Fig. 5—1. Gjennomslag!

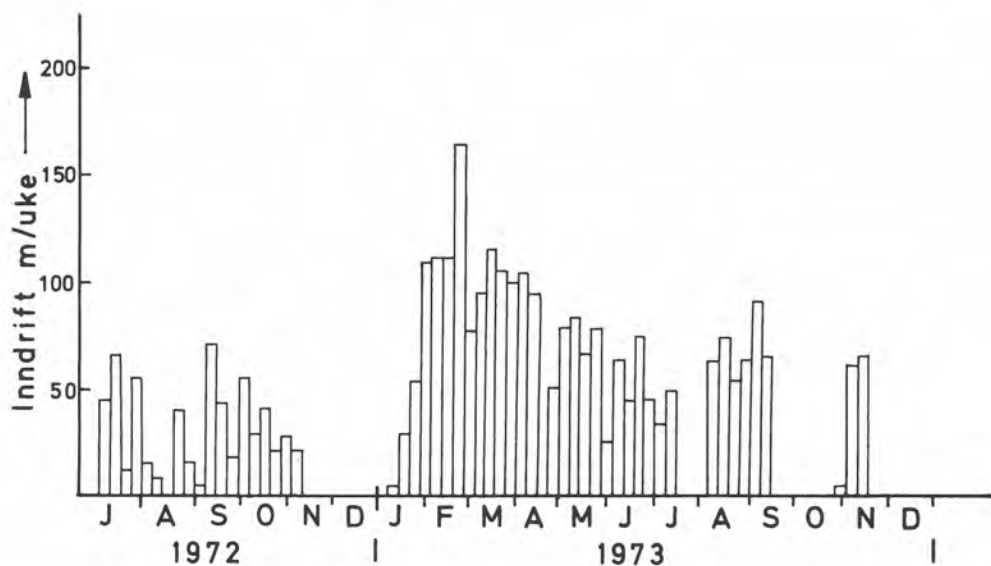


Fig. 5—2. Ukeinndrifter med Demag TVM 20—23 H.

månedene til en midlertidig stopp i november 1972 etter at 600 m av tunnelen var boret, høstet en til dels kostbare erfaringer angående tilpasningen av maskinen og borverktøyet til fjellet.

Det var da tydelig at metoden ga brukbare resultater der bergarten ikke var altfor umedgjørilig, og at det trengtes større materkraft for å bore gjennom de hardeste partiene på strekningen.

Maskinen ble deretter forsterket ved at større matersylindere ble montert. Dette medførte en økning i det maksimale netto matertrykk mot stoffen på ca. 40–50%, og ga omtrent en dobling i nettoinndriften. På nyåret 1973 boret en da igjennom de hardeste partiene med langt bedre resultat. I månedene februar, mars og april ble det boret en drøy kilometer i grønnskifer med lavere styrke og markert skifrihet, med inndrifter på jevnt over 100 m/uke. For beste oppgjørsuke var resultatet 193 m! Den siste kilometeren før gjennomslag gikk i bergarter med noe ugunstigere borbarhetsegenskaper og inndriftene varierte da omkring 60 m/uke.

Maskinen er nå etter hovedoverhaling satt inn igjen for boring nordover der en måtte gi opp i august 1972, og disse harde partiene bores nå med langt bedre inndrifter. Det gjenstår nå ca. 1300 m å bore før en møter den konvensjonelt drevne tunnelen fra Høvringen.

Etter forsterkningen av maskinen ligger den gjennomsnittlige inndrift for de ukene det er boret på ca. 70 m/uke. Bruttoinndrift inkludert tid for montering, reparasjoner og hovedoverhaling, men eksklusive ferier, ligger på ca. 58 m/uke om en kun regner tiden etter forsterkningen, og på ca. 45 m/uke om en regner tiden siden start av montering i juli 1972. Bruttoinndriften ligger altså i størrelsesorden på hva en kunne oppnådd ved konvensjonell drift med to skift pr. døgn. Treskiftsdrift med sprengning var ikke aktuelt pga. bebyggelsen.

Totalresultatene hadde ventelig blitt noe bedre med en nyere maskin der en kunne unngått en del av de reparasjonsarbeidene som har gitt avbrudd i boringen. Maskinutnyttelsen har ligget på ca. 50% bortid av disponibel tid som regnes for 5 fulle døgn pr. uke.

Retningskontrollen ville også blitt noe bedre med en nyere maskin. På enkelte av strekningene har en fått noe store ujevnheter for hvert borflytt pga. slitte føringer. Ujevnhetene i tunnelveggen er vanligvis mindre enn 1–2 cm, unntaksvis opp til 5 cm. Dette er også svært avhengig av mannskapets påpasselighet.

KOSTNADER

For Trondheim Kommune vil anleggskostnadene for den borede tunnel ligge noe høyere enn om tunnelen skulle vært drevet på konvensjonell måte. Det er da regnet med en vesentlig reduksjon i sikringskostnadene for den borede tunnel. Totalt sett antar en at kostnadene vil ligge i samme nivå om en kalkulerer med utgiftene til rystelsesk kontroll og erstatninger for rystelseskader. Store deler av den borede strekning går under tettbygget strøk med til dels svært liten overdekning. Det endelige resultat vil en først få når tunneln er ferdig drevet, idet en ennå ikke har full oversikt over de endelige sikringskostnadene, og da Trondheim Kommune betaler en viss andel av borverktøykostnadene når de overstiger en viss grense.

Borverktøykostnadene har hittil utgjort anslagsvis 30% av kostnadene for tunneldriften, men varierer meget avhengig av fjelllets egenskaper. De gunstigste partier har vært boret ut med en borverktøykostnad på ca. 40–50 kroner/ fm^3 , men en har vært oppe i 10 ganger så høye kostnader. Levetiden på kronene har da også variert fra noen få tunnelmeter og opp til ca. 1200 tunnelmeter.

BERGARTSEGENSKAPER – OPPSPREKNING

Bergartene langs den del av traséen som bores er grønnstein. Denne bergart har et lavt innhold av mineraler som sliter på hardmetall som f.eks. kvarts. Den inneholder imidlertid ved siden av feltspat og kloritt også varierende mengder med epidot. Dette mineral har en rypehardhet i samme nivå som hardmetall og må ventes å kunne gi noe slitasje på hardmetall

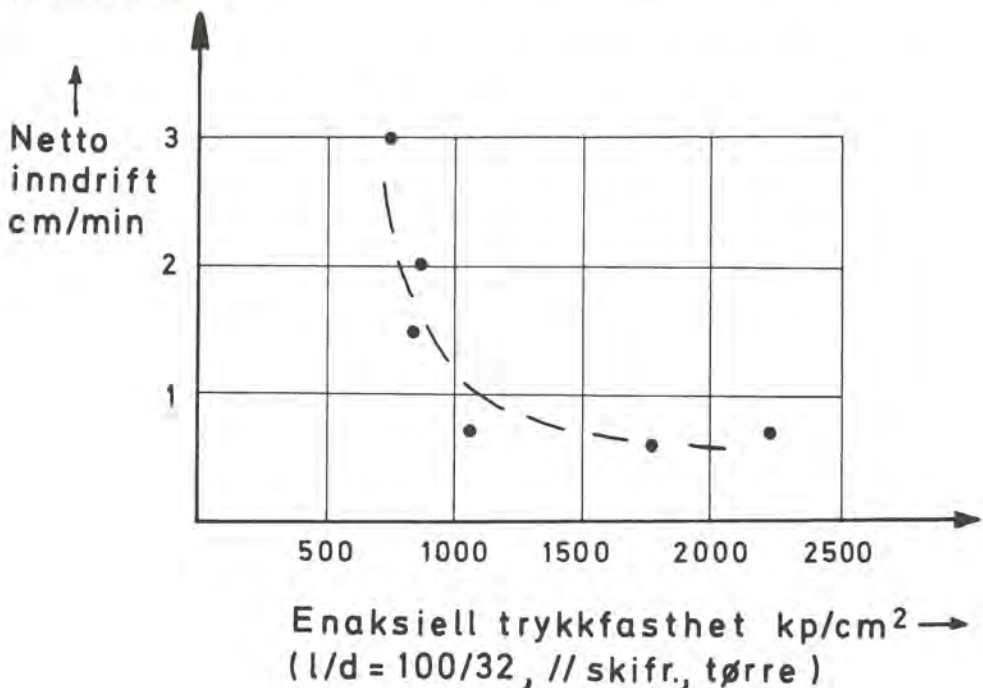
og en vesentlig slitasje på stål. Innholdet av epidot har følgelig betydning for slitasjen på rullemeislene av herdet stål, og på stålinnfatningen på de hardmetallbesatte rullemeislene.

Grønnsteinen antas å være dannet av lavastrømmer på havbunnen og har derfor hyppig en putelavastruktur. Strukturen varierer imidlertid fra meget massiv til svært skifrig. Oppsprekningen varierer noe, men stort sett er bergarten lite oppsprukket. Imidlertid har den langs de glatte klorittlagene mellom putene stikk eller en mulig spalteredning som betyr meget for inndriften.

Fig. 3 viser nettoinndriftens avhengighet av bergartens styrke uttrykt ved enaksiell trykkfasthet som tradisjonelt har vært brukt til å karakterisere bergarters borbarehets-egenskaper i sammenheng med fullprofilboring. Fig. 4 viser det samme forholdet for punktlaststyrken som her gir et mål for bergartens strekkfasthet vinkelrett skifrihetsplanet.

Dette er imidlertid styrkeresultater oppnådd på tørre bergartsprøver. Bergarten er ved utdrivingen vannmettet, og en ville vente at bergartsstyrken i vannmettet tilstand ville karakterisere borbarehetsegenskapene bedre. Netto borsynk og punktlaststyrken målt vinkelrett skifriheten for vannmettete prøver som vist i fig. 5, gir imidlertid ved første øyekast en dårligere korrelasjon. Imidlertid virker som nevnt oppsprekningsgraden eller hyppigheten av glatte stikk inn på inndriften. Tar en dette med i betraktningen, bedrer bildet seg noe, idet en for de prøvesteder som faller under denne stiplede linjen stort sett har en høyere stikkavstand enn for de prøvestedene hvor inndriftsresultatene faller over den stiplede linjen.

Her må bemerkes at for samtlige diagrammer er de laveste inndriftene som er plottet oppnådd ved et utilstrekkelig matertrykk, og at en nå borer i de samme bergartene med langt høyere inndrifter.



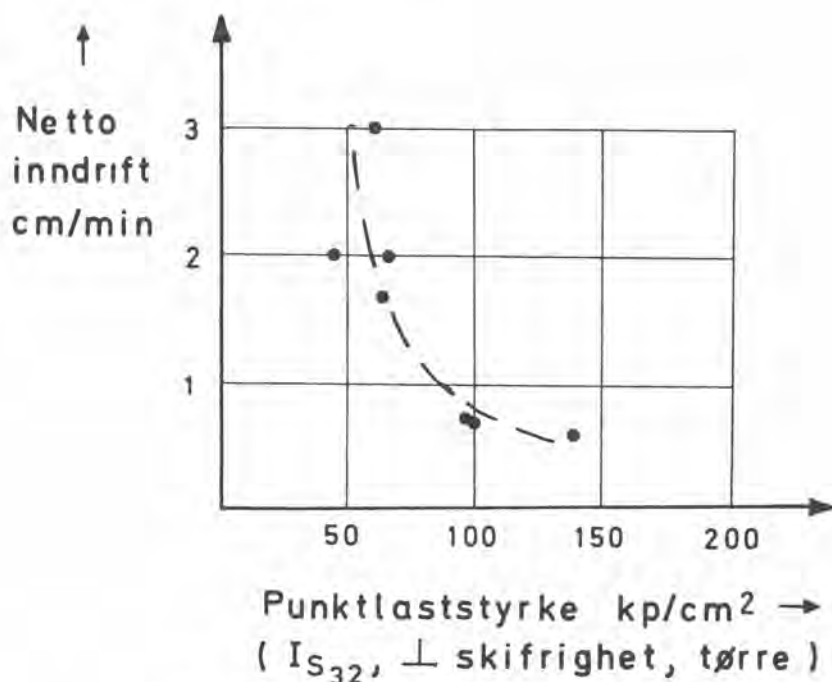


Fig. 5-4. Nettoinndrift – punktlaststyrke.

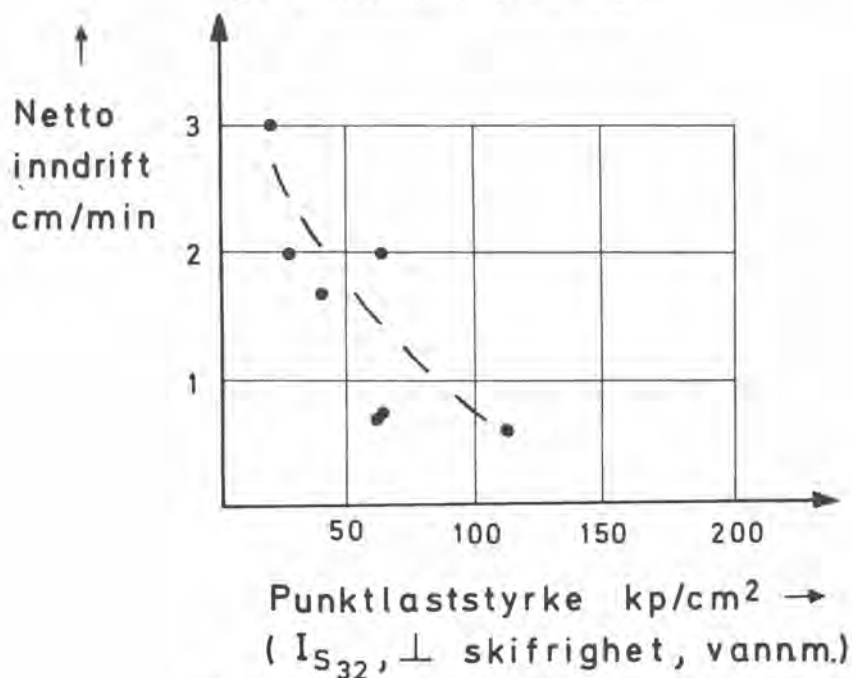


Fig. 5-5. Nettoinndrift – punktlaststyrke.

Fig. 6 viser tunnelveggen på et sted der den gjennomsnittlige stikkavstand mellom kloritt-stikkene er ca. 7–8 cm, varierende fra 5–15 cm.

Driftsretningen i forhold til skifriheten spiller også en stor rolle. Dette har en ennå ikke kunnet få noe direkte mål for idet en kun nettopp har fått prøvetatt strekninger der det er boret i andre vinkler enn tilnærmet parallelt skifriheten. Erfaringene tyder imidlertid på at selv en såvidt liten vinkel som 30° mellom borretning og skifrihetsplan har en vesentlig innflytelse på inndriften. Inndriften øker med økende vinkel mellom skifrihetsplan og borretning.



Fig. 5–6. Mørke klorittstikk er bruddanvisere.

Slitasjen på borverktøyet vil være avhengig både av styrken til bergarten og av dens sliteevne p.g.a. mineralinnhold og kornform. Særlig er innhold av kvarts av betydning. For de forskjellige grønnsteinene som opptrer langs traséen varierer styrken uttrykt f.eks. ved trykkfasthet eller punktlaststyrke sterkt. Sliteevnen uttrykt som slitasjeverdi fra slitasjeforsøk med bergartspulver mot hardmetall, varierer lite for disse bergartene da kvartsinnholdet er jevnt meget lavt. Sliteevnen mot stål varierer som nevnt antakelig i takt med variasjonen i epidotinnholdet. Variasjonene i borverktøyslitasjen langs traséen skyldes derfor både variasjon i styrken og i mineralinnholdet. En må derfor regne med at bergarter

med samme styrke, men med høyere sliteevne p.g.a. f.eks. større kvartsinnhold vil gi større slitasje. Dette er helt tilsvarende som for vanlig boreutstyr.

Det er boret gjennom mindre lag av mer kvartsrike bergarter som kvartskeratofyr og jaspis. Disse lag har kun delvis fylt tverrsnittet, eller fylt tverrsnittet over så kort strekning, at en ikke har kunnet få noe mål for verktøyslitasjen spesielt i disse bergartene.

SIKRINGSARBEIDER

Maskinen etterlater en meget jevn tunnelvegg dekket av et lag borstøv som gjør det svært vanskelig å danne seg et bilde av bergartsstrukturen. Fig. 7 viser en overgang mellom sprengt og boret vegg og illustrerer hvor lite bergartsstrukturen trer frem i den borede uvaskede tunnelveggen. Det jevne profilet er selvfølgelig meget gunstig stabilitetsmessig, f.eks. rensk har ikke vært nødvendig. Overmasser utover nødvendige små nisjer for koblingsbokser etc. forekommer nesten ikke. Der glatte klorittslepper tangerer profilet og ved enkelte åpne sprekker har en fått litt overmasser som kun utgjør brøkdeler av 1% av totalmassene.



Fig. 5—7. Bergartsstrukturen i sprengt og boret kontur.

Sikringsarbeidene er ikke ferdig vurdert for den del av tunnelen som er boret til nå. De sikringsmidler som vil bli brukt er såvidt en kan se foreløpig noe bolting under slepper med lite fall, uarmert sprøytebetong som deltalsikring i enkelte oppsprukne partier og armert sprøytebetong i knusningssoner med lavt innhold av svelleleire. Full utstøpning har ikke vært nødvendig på de strekninger der de permanente sikringsarbeidene er vurdert til nå, riktignok har en ikke påtruffet knusningssoner med høyt innhold av aktiv svelleleire.

En antar at omfanget av de permanente sikringsarbeidene for strekningen som er boret til nå i det minste blir halvert i forhold til om tunnelen hadde vært drevet på konvensjonell måte.

Det har ikke vært foretatt forinjiserings, idet faren for setningsskader p.g.a. grunnvannssenkning ikke har vært vurdert til å være særlig stor. Det er påtruffet en del partier eller sprekker som gir lekkasje og som vil bli søkt tettet. De større lekkasjene kommer konsentrert i mer eller mindre åpne sprekker. Det er videre av interesse at det også for svært små lekkasjer er lett å lokalisere eksakt hvor lekkasjen kommer fra. Mange av de mindre lekkasjene viser seg å komme fra små kanaler langs sprekker som ellers kan være fylt med f.eks. leire eller kalkspat. Den grå skyggen midt på fig. 8 er en rustutfelling som er dannet av en liten lekkasje fra en kanal langs den ellers fylte sprekken. Den lettere lokaliseringen burde gjøre det enklere å plassere injeksjonshullene riktig om det skulle være ønskelig å tette disse lekkasjene. Bergslagsfenomener har ikke forekommet i tunnelen.



Fig. 5—8. Liten lokal lekkasje.

FULLPROFILBORING SOM DRIFTSMETODE FOR TUNNELER

Fullprofilboring av tunneler er her i landet i sin spede begynnelse og en vil heller ikke regne med noen vesentlig markedsandel i den første tiden fremover p.g.a. verktøykostnadenes følsomhet for bergartsegenskapene. Med de bergartene vi har her i landet vil nok anvendelsen foreløpig komme i tettbygde strøk der ulempene med rystelser fra sprengningsarbeider kan rettferdiggjøre en høyere utvinningskostnad.

Fullprofilboring av sjakter har i løpet av kort tid blitt innarbeidet som en konkurransedyktig metode i gruvene. Boring av sjakter i f.eks. kraftanlegg, vannverk o.l. vil også være aktuelle oppgaver.

Ved et konkret prosjekt vil en entreprenør ofte være avhengig av mulige garantier fra bormaskin- og borverktøyleverandører som ofte igjen baserer seg på egne forsøk og et erfaringsgrunnlag som ikke alltid er alment tilgjengelig. En fordeling av borverktøykostnadene mellom entreprenør og leverandør synes å være vanlig, det samme er tilfelle med en fordeling av kostnadene mellom byggherre og entreprenør. Denne fordeling baserer seg enten på en registrering av de faktiske verktøykostnader eller et oppgjør etter en på forhånd fastsatt skala basert på systematisk prøvetaking og kontroll av bergartsegenskapene. Dette kan finnes rimelig da fjellforholdene innvirker på driftsresultatene i sterkere grad ved fullprofilboring enn ved konvensjonell drift.

Borverktøykostnadene kan ved konvensjonell drift av små tunneler utgjøre f.eks. 2–3% av tunnelmeterprisen. Under ekstreme forhold med sterkt slitende bergarter kan en vel nærme seg 10%. Ved fullprofilboring vil kostnadsandelen for borverktøyet snarere utgjøre fra 10% og oppover i de bergarter vi har her i landet. Som nevnt ligger andelen i Trondheim antydningvis på ca. 30% som et gjennomsnitt. På de mest slitende partiene har borverktøykostnadene alene vært av samme størrelse som eller endog høyere enn de øvrige kostnadene ved tunneldriften.

Dette er forhold en kjenner til også fra utlandet. Ved et anlegg i Sveits som ble fullprofilboret i en gneisformasjon lå borverktøykostnadene på ca. 145 kroner/fm³, noe som for denne tunnel på ca. 7 m² tverrsnitt skulle gi en borverktøykostnad pr. løpemeter i samme størrelsesorden som en norsk tunnelmeterpris for utdrivingen. At fullprofilboring under slike forhold allikevel blir valgt, må skyldes de øvrige faktorerers innvirkning som bl.a. en mulig reduksjon av tverrsnittet, besparelse i de totale sikringskostnader, vanskeligheter med rekruttering av arbeidskraft til konvensjonelt drevne tunnelanlegg, samt muligens en større fortjenestemargin.

Valg av driftsmetode for tunnelanlegg vil i høy grad være avhengig av forutsetningene for det enkelte anlegg og de kostnader man kalkulerer med for sikringsarbeider, rystelsesk kontroll, mulig kortere anleggstid etc. Verktøykostnadene vil selv for de gunstigste bergartene vi har her i landet måtte antas å utgjøre en vesentlig andel av anleggskostnadene. Inndriften eller borsynken som er svært følsom for fjellforholdene vil også ha en vesentlig innvirkning på kostnadene pr. tunnelmeter. Noe almenyldig beregningsgrunnlag for innvirkningen av fjellet på driftsresultatene ved fullprofilboring finnes ikke. Her i landet har en heller ikke noe bredt erfaringsmateriale for driftsresultater fra fullprofilboring som en kan sette i relasjon til tidligere erfaringer med vanlig boreutstyr eller kjente bergartsparemetre. Erfaringene fra anlegget i Trondheim og fra de sjaktene som er boret i gruvene vil forhåpentligvis kunne gi et visst utgangspunkt.

På neste side følger en oppstilling av noen karakteristiske data fra fullprofilboring av en del tunneler i Sveits i tillegg til et ekstrakt fra boringen i Trondheim før forsterkningen av maskinen. Ved siden av er også oppstilt resultatene fra analyser på bergartsprøver etter

metoder som er vanlige å bruke her i Norge i forbindelse med borbarhetsundersøkelser. På grunn av prøvetakingens enkle og raske utførelse kan ikke disse resultatene oppfattes som fullstendig representative for egenskapene til bergartene på de steder som driftsdataene refererer seg til. Resultatene må snarere oppfattes som karakteristiske for bergartstypen på stedet.

Bergart	Diam. m	Netto- inn- drift cm/min.	Bor- verk- tøy- kost- nad kr./fm ³	Punkt- last- styrke kp/cm ²	Slitasje- verdi	Stikk- avstand cm
Gneis	3,0	1,5	145	63	20	20
Kryst. skifer	3,6	2,7	6	13	8	—
Kalkstein	5,1	3,8	13,50	22	1,0	5–10
Kalkstein	3,7	2,6	3	26	1,5	5–10
Kalkstein	4,2	4,0	11	22	0,5	3– 5
Kalkstein	3,8	3,9	30	68	1,0	2– 3
Kalkstein	3,8	5,0	—	20	2,0	1– 3
Kvartskeratofyr	2,3	0,6 ²	—	113	18	5–10
Grønnstein	2,3	0,7 ²	400	62		50
Grønnstein	2,3	0,7 ²	—	61	3	10–20
Grønnstein	2,3	2,0	105	63	2,5	5–10
Grønnskifer	2,3	1,7	75	40	3	5
Grønnskifer	2,3	3,0	45	20	3	5–10

1 Punktlaststyrke vinkelrett skifrihetsplan, vannmettet.

2 Boret med for lavt matertrykk.

En sammenstilling av disse data fra tunneler som drives med forskjellige maskiner med ulike diametre, varierende matertrykk, utforming av verktøy, samt driftsretning i forhold til bergartsstrukturen, er en sammenligning av resultater oppnådd på høyst forskjellige premisser. En brutal sammenstilling i diagramform bekrefter dog at utvinningsforholdene ved fullprofilboring i prinsipp ikke er vesensforskjellig fra annen boring idet visse tendenser i sammenhengen mellom driftsdata og bergartsegenskaper trer frem. Fig. 9 gir en antydning av sammenhengen mellom nettoinndrift og bergartenes styrke. Den midlere stikkavstand spiller en markant rolle. Se f.eks. for bergartene med en punktlaststyrke mellom 60 og 70 kp/cm² hvor den gjennomsnittlige stikk- eller sprekkeavstand varierende fra ca. 50 cm ned til 2–3 er en vesentlig årsak til den store variasjonen i inndrift. Her må også bemerkes at de laveste

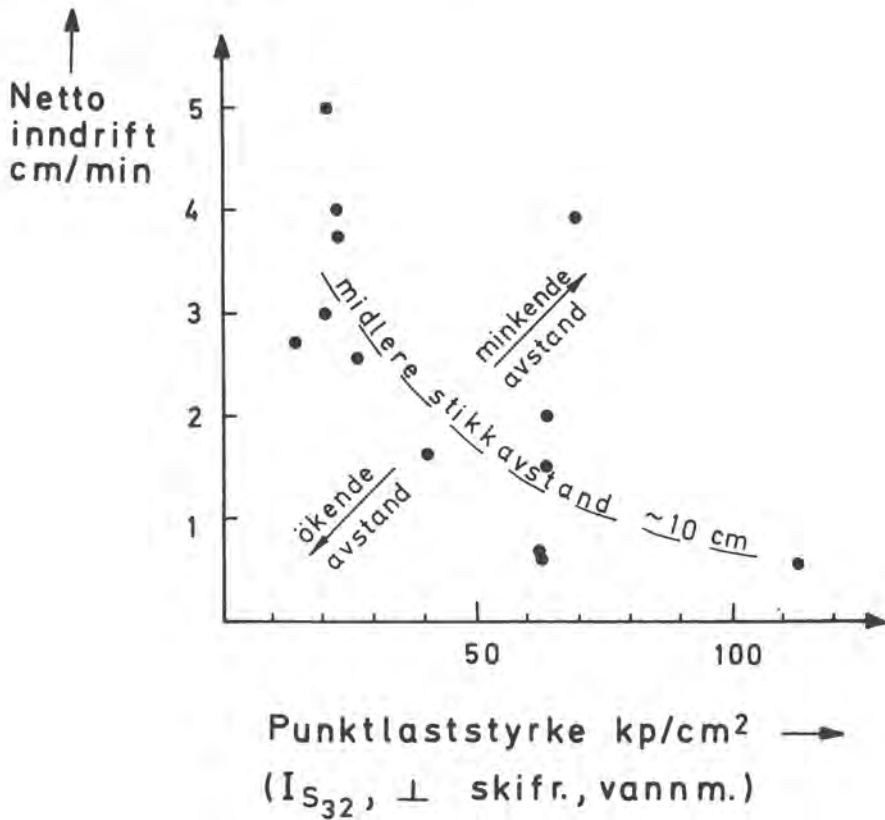


Fig. 5—9. Inndrift, styrke og stikkhyppighet.

inndrifter (mindre enn 1 cm/min.) refererer seg til prøvesteder hvor tunnelbormaskinen i Trondheim boret med et for lavt matertrykk, og at slike bergarter nå bores med et vesentlig bedre resultat.

Fig. 10 antyder at borverktøykostnadene både er avhengige av de egenskaper som virker inn på inndriften som styrke og stikkhyppighet, og av bergartsmaterialets sliteevne p.g.a. den mineralogiske sammensetningen.

Jeg vil ikke anbefale noen å anvende disse diagrammer til ukritiske overslag. De maskinelle faktorer som bl.a. matertrykk og rotasjonstall må heller ikke glemmes i dette bildet. Mer systematiske undersøkelser er nødvendige for å sortere ut de enkelte faktorerers innvirkning. Imidlertid antyder diagrammene hvilke forhold en må ta med i betraktningen ved forundersøkelser for fullprofilboring, og ved oppfølging av driftsdata for etablering av et erfaringsgrunnlag for denne metode.

Videre aner vi hvilke bergarter der boring synes interessant for norske forhold, og det synes mulig å sortere ut hvor det i det hele tatt har noen hensikt å overveie fullprofilboring.

OPPSUMMERING

1. Fullprofilboringen av hovedkloakktunnelen i Trondheim ventes nå fullført uten spesielle vanskeligheter. Maskinen har ved økning av materkraften og tilpasning av borverktøyet oppnådd akseptable inndrifter selv i de hardeste partiene. Borverktøykostnadene ser

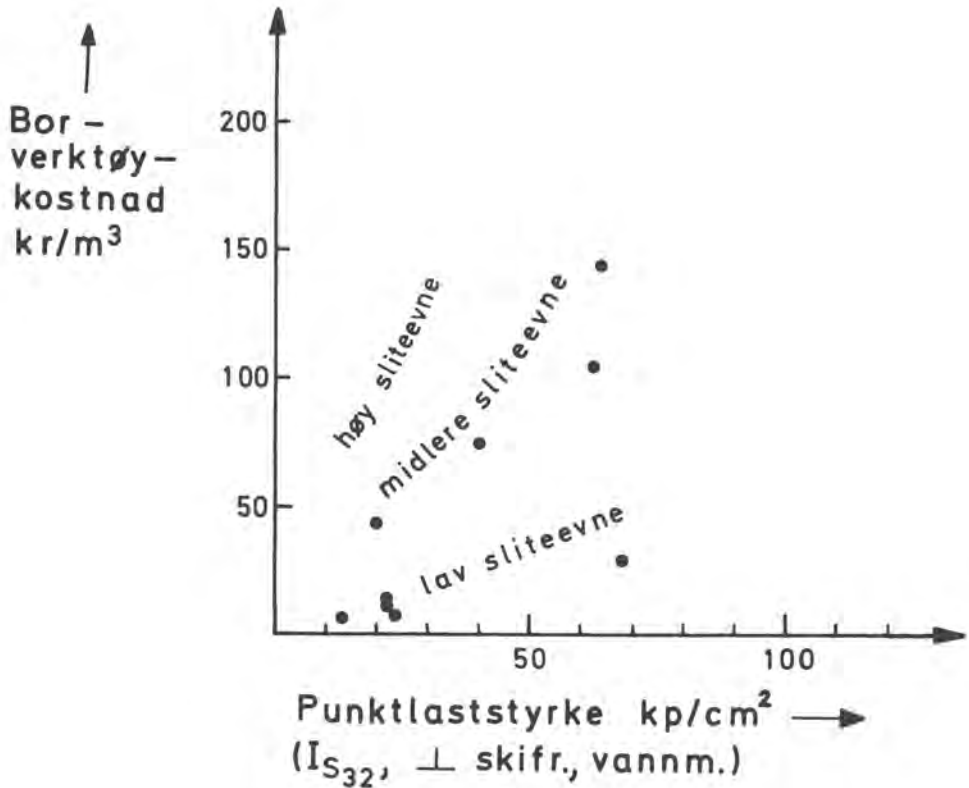


Fig. 5-10. Borverktøykostnad, styrke og sliteevne.

også ut til å havne på et akseptabelt nivå totalt sett. Det endelige resultat vil først kunne avklares etter at tunnelen er ferdigboret og sikringsarbeidene er utført i løpet av våren 1974.

2. En har fått samlet noe erfaring for hvilke fjell- og bergartsegenskaper som er vesentlige for driftsresultatene og en aner en del forhold i samspillet mellom fjellet og maskinen. En systematisering og gjennomarbeiding av erfaringene synes å kunne gi et bedre grunnlag for valg mellom de forskjellige driftsmetoder. Fullprofilboring er så forskjellig fra vanlig tunneldrift at en ikke bare bør vite hvordan fjellet skal bores, men også i høy grad om man i det hele tatt bør velge fullprofilboring. Et moment her er at for konvensjonell tunneldrift kan det være tilstrekkelig å kjenne de midlere bergartsegenskaper for en tunnelstrekning, mens for fullprofilboring er en også avhengig av å kjenne de ugunstigste forholdene da selv korte strekninger kan være utslagsgivende for økonomien.
3. Mulighetene ved fullprofilboring er etter undertegnede oppfatning i dag slik at en for ethvert tunnelanlegg med små tverrsnitt under tettbygde strøk bør overveie fullprofilboring. Om en finner at forholdene synes å ligge til rette f.eks. for alternative anbud for fullprofilboring og konvensjonell drift, er det viktig at spesifikasjoner og driftsplaner tar hensyn til at hele tunneldrivingssystemet er forskjellig for de to

metodene. F.eks. vil kurveradier og arbeider i tunnelen som injisering, sikring etc. være avhengige av driftsmetoden.

4. For sjaktboring av kortere sjakter med pilothull og opprømming er fullprofilmetoden generelt allerede så etablert at anbud kan innhentes. Utover dette antar en at boring av lengre skråsjakter uten pilothull er den anvendelse av metoden som vil bli først aktuell her i landet utenom områder der en vil unngå rystelsesproblemet.

DATASTYRT BORRIGG

Sivilingeniør K. O. Dahl, Ingeniør K. O. Dahl

SAMMENDRAG

Datastyring av borrhigg er i prinsippet løst og patentsøkt. Utgangspunktet er en konvensjonell borrhigg som utstyres med elektronisk styring som tilleggsutstyr. Muligheten for manuell styring beholdes. Utprøving i praktisk tunneldrift planlegges.

Den datastyrte rigg vil gi fordeler i form av redusert betjening, større nøyaktighet og bedre arbeidsmiljø.

INNLEDNING – HISTORIKK

Det utviklingsprosjekt som er temaet for dette innlegg, gjelder hydrauliske tunnelborrigger av de typer som brukes i dag, og som her i landet nå står for en meget høy prosent av alle underjordiske sprengningsarbeider.

Disse riggene hadde som så mye annet anleggsutstyr sin første utvikling i USA og kom til Norge omkring 1960. Anleggene var noe senere ute enn gruvene. — Den første anleggsrigg kom omkring 1960 —, til Brødrene Hauge som drev en del av tilløpstunnelen ved Tunnsjødal Kraftanlegg.

Som vi har fått varsel om de aller siste år, kommer ikke denne totale dominansen til å vare svært lenge. Fullprofilmaskinene som gjorde sin første entré ved Oahe-anlegget i USA i 1954, og som lenge holdt seg i de bløtere bergarter, er nå for full fart på veg inn i fjell av våre vanlige typer. Det satses sterkt på utvikling av disse maskinene, og det antas at de kan komme til å overta en betydelig del av tunneldrivingen for de små tverrsnitts vedkommende også her i landet.

Videre har andre driftsmetoder som ikke baserer seg på boring og sprengning, i noen tid vært framme i form av patentskrifter og små notiser i fagpressen. Det kan nevnes høytrykks vannstråle, plasmotronstråle, ultralyd, kanonkuler etc. Disse metoder befinner seg riktignok foreløpig på et rent eksperimentstadium.

Når det gjelder de hydrauliske borrhiggene, har de gjennom de ca. 10 år vi har brukt dem her til lands, vært gjenstand for en rekke konstruktive forbedringer, og nye typer har sett dagens lys. Det dreier seg imidlertid om detaljforbedringer. Riggene er i bunn og grunn de samme. Hovedidéen er at mannen skal slippe å løfte og holde maskinen. Når det gjelder ting som presisjon og automatisering av boreprosessen, har der ikke skjedd noe avgjørende.

DATASTYRT BORING

Spørsmålet er da om det foreligger muligheter for en videreutvikling av borrhiggene av en slik art at bore- og sprengningsmetoden som helhet får et puff framover som virkelig monner.

Det som da umiddelbart faller en inn, er datamaskinstyring av boreprosessen. Tanken har sikkert streift mange. Teoretisk gjennomførbart ville det vært allerede for 15 år siden. Spørsmålet er når det er praktisk og økonomisk gjennomførbart. Bak dette innlegg ligger troen på at tidspunktet nå er inne. Denne tro baserer seg på følgende fakta.

For det første har det nå i noen år vært alment erkjent at omfanget av underjordsarbeider må økes vesentlig i de kommende år, blant annet ut fra naturvern hensyn.

For det annet er ikke arbeidsforholdene under jord på noen måte tilfredsstillende etter dagens krav, og rekrutteringen til yrket er på litt lengere sikt bekymringsfull.

For det tredje har datateknikken nå avansert så sterkt innen andre anvendelsesområder at tilstrekkelig robuste og samtidig rimelige elektronikk-komponenter til en datastyrt borrygg kan finnes på det åpne marked. Det ville ikke vært tilfelle for noen år siden.

PROSJEKTARBEIDET

Disse momenter førte til at arbeidet med utvikling av en datastyrt tunnelborrygg for alvor ble tatt opp i 1972 ved Sentralinstitutt for Industriell Forskning her i Oslo.

Bak prosjektet står Norges Geotekniske Institutt og foredragsholderen.

Prosjektets fase 1, som ble avsluttet for 3 måneder siden, gikk ut på å utprøve de grunnleggende prinsipper for datastyring av borrygger. Det maskinelle utstyr som ble benyttet var laget av Andersens Mek. Verksted, Flekkefjord for Ingeniør Thor Furuholmen A/S, som lånte det ut til formålet. Datamaskin med tilbehør var av Kongsberg Våpenfabrikk's fabrikat. Det elektroniske utstyr forøvrig var satt sammen ved Sentralinstituttet, vesentlig av standard komponenter. Kort fortalt dreide det seg om en 1-boms rigg.

Videre ble det utført feltnmålinger ved en rekke tunnelanlegg for å skaffe et begrep om hvilke mulige påvirkninger datastyringsutstyret må tåle.

Metoden og anordningene er patentsøkte.

Fase 2, som nå er under forberedelse, går ut på å bygge en eller flere 3- eller 4-boms prototyper for arbeid på stoff. Det forhandles om bygging av en slik til Statskraftverkene. Selve riggen vil i såfall bli bygd ved Andersens Mek. Verksted, og styringssystemet ved Sentralinstituttet. Levering vil i såfall finne sted i 1975, og første arbeidssted etter en prøveperiode i nærheten av Oslo vil formodentlig bli Eidfjordanlegget.

FUNKSJONSKRAV OG GRUNNLEGGENDE FORUTSETNINGER

Hovedidéen bak prosjektet er å ta utgangspunkt i konvensjonell og velprøvet teknikk. Det er altså ingen ny metode som lanseres. Følgende punkter ble lagt til grunn for utviklingsarbeidet.

1. Målet er å utstyre borryggen med datastyring som et rent tilleggsmoment. Den manuelle styring skal samtidig kunne funksjonere som vanlig, dels for å kunne overta om datastyringen svikter, og dels fordi det vil være praktisk å ha muligheten for manuell styring ved tilfeldig boring hvor borplan mangler. Styringssystemet skal kunne tilpasses alle typer og fabrikata av borrygger. Det tar således også sikte på rotabommen, men det er den konvensjonelle bomtype som får den største fordel. Den beholder nemlig sin overlegenhet i frihetsgrader.
2. Operasjon av riggen og vanlig forekommende driftsreparasjoner skal være så enkelt lagt opp at tunnelmannskap som er vant med konvensjonelt utstyr skal klare overgangen med vanlig instruksjon på anlegget.
3. Inn- og utkjøring av riggen skal skje med manuell styring, og oppstillingen foran stoffen skal være vilkårlig innenfor vanlig øyemål, slik som det nå praktiseres for de fleste konvensjonelle rigger. Boringen skal skje med stor presisjon uavhengig av hvorledes det stilles opp og uavhengig av tunnelsålens ujevnheter.

4. Posisjonsbestemmelsen av riggen før datastyrt boring kan starte, skal foretas av operatøren selv raskt og uten noen form for tallavlesning.
5. Datastyringsutstyret skal være montert på selve riggen. Det skal altså ikke være noen form for løst tilleggsutstyr. Det sees da bort fra retningslaseren, som vil være fast montert til tunnelveggen. Det tas sikte på å oppnå samme grad av driftssikkerhet for styringssystemet som for riggens mekaniske deler.
6. Riggens enkelte bommer skal kunne samarbeide optimalt slik situasjonen tilsier for hver enkelt salve, som om de ble manuelt styrt. Fordelingen av hullene mellom de enkelte borbommer skjer i overensstemmelse med et regelverk som er innprogrammert i dataskjermens hukommelse. Dette regelverk skal ta hensyn til den aktuelle situasjon som oppstår for hver enkelt salve, for eksempel at en av bormaskinene kan ha fått driftstans.
7. Det tas sikte på å bruke bare 1 operatør på riggen, slik som det praktiseres i gruveindustrien. De skjerpede sikkerhetskrav som da vil bli stilt regnes å bli oppfylt ved at operatøren normalt ikke skal behøve å forlate styrehuset under boring. De vanligste årsaker til at dette er nødvendig i dag er: kronebytting, innsikting av bor og inspeksjon av stoffen. Disse må derfor erstattes med automatiske rutiner.
8. Det regnes foreløpig ikke med lading samtidig med datastyrt boring. Som et fjernere arbeidsmål tenkes i stedet på datastyrt lading, enten fra borryggen eller fra en spesialrigg.

DET GEOMETRISKE PROBLEM OG NAVIGASJONSSYSTEMET

Rent generelt kan problemet formuleres slik:

Det skal fjernes en fjellpropp hvis teoretiske overflate kan tenkes beskrevet ved at en lukket tverrsnittskurve beveger seg langs tunnelaksen, som er en romkurve med kjent likning i det ytre geografiske koordinatsystem. Tverrsnittskurvens form er igjen en kjent funksjon av aksekurvens lengdemål, fig. 1.

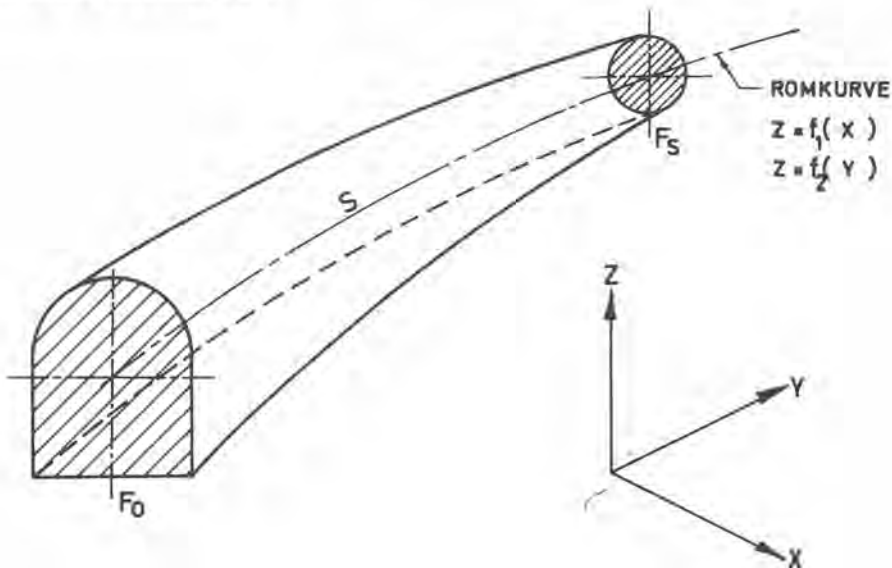


Fig. 6-1

For å fjerne fjellproppen bores et stort antall hull etter et mønster som er valgt i forhold til tunneltverrsnittet. Hullene kan da oppfattes som vektorer med variable, men kjente koordinater i det geografiske koordinatsystem, fig. 2. Hullene frambringes av bormaskiner som beveges av en borrhigg med kjent geometri og kjente kinematiske egenskaper. Hullvektorene kan derfor også defineres matematisk i et indre koordinatsystem som fastlegges i forhold til riggens chassis, og som heretter kalles medføringssystemet. Etter at oppstilling og stabilisering av riggen er foretatt, regnes chassiset for ubevegelig. Det vil si at medføringssystemet ligger fast i forhold til det geografiske koordinatsystem, men foreløpig med ukjent posisjon og orientering.

Bortsett fra meget omfattende beregninger er altså det geometriske problem redusert til å finne sammenhengen mellom de to koordinatsystemer. Til dette trenger en 6 tall. De hjelpemidler som vil bli brukt for å framskaffe disse er retningslaser, elektronisk helningsmåler, samt avstandsmåler. Laseren flyttes etter behov innover i tunnelen og stilles opp i innmålte polygonpunkter.

Samtlige avlesninger er elektroniske og overføres til datamaskinen ved at operatøren trykker på knapper. På grunnlag av disse data beregner så datamaskinen for hver ny oppstilling hvorledes den skal dirigere bommene i forhold til medføringssystemet for å utføre den oppgitte borplan. Dette "navigasjonssystem" som er av sentral betydning for metoden, er nå utviklet.

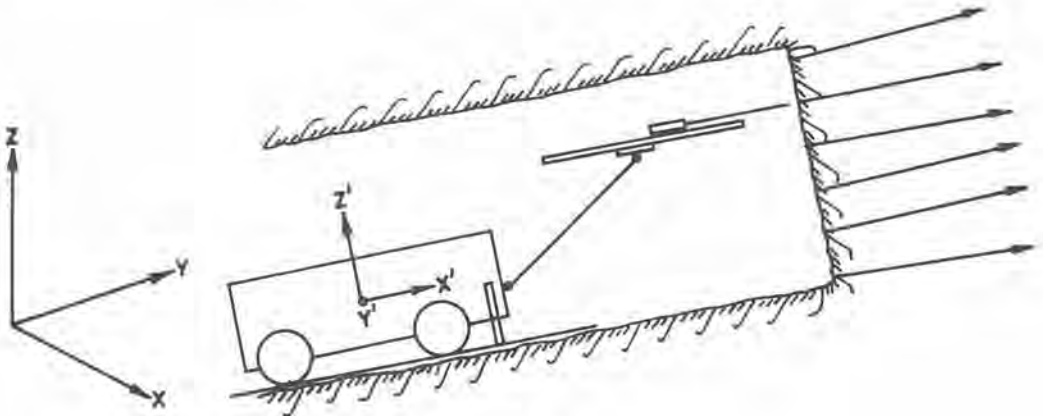


Fig. 6-2

STYRINGSSYSTEMETS VIRKEMÅTE

Som tidligere nevnt kan bevegelsesmønstret til den enkelte bormaskin beskrives matematisk i forhold til medføringssystemet for enhver riggtype, når dennes geometri og kinematiske egenskaper er kjent. Bormaskinens bevegelser er sammensatt av vinkeldreininger i leddene, lengdeendring av hovedbommen, og relativ translasjon mellom materinnstiller og materbjelke samt mellom materbjelke og bormaskin. Alle disse bevegelser måles med elektroniske elementer. Via kabler sendes så elektriske signaler til datamaskinen, fig. 3. Datamaskinen sammenligner under bevegelsen fra ett hull til et annet kontinuerlig de målte verdier med de beregnede, og styrer magnetventilene i hydraulikksystemet slik at verdiene bringes til å stemme overens. Hydraulikksystemet er det samme som benyttes til manuell styring.

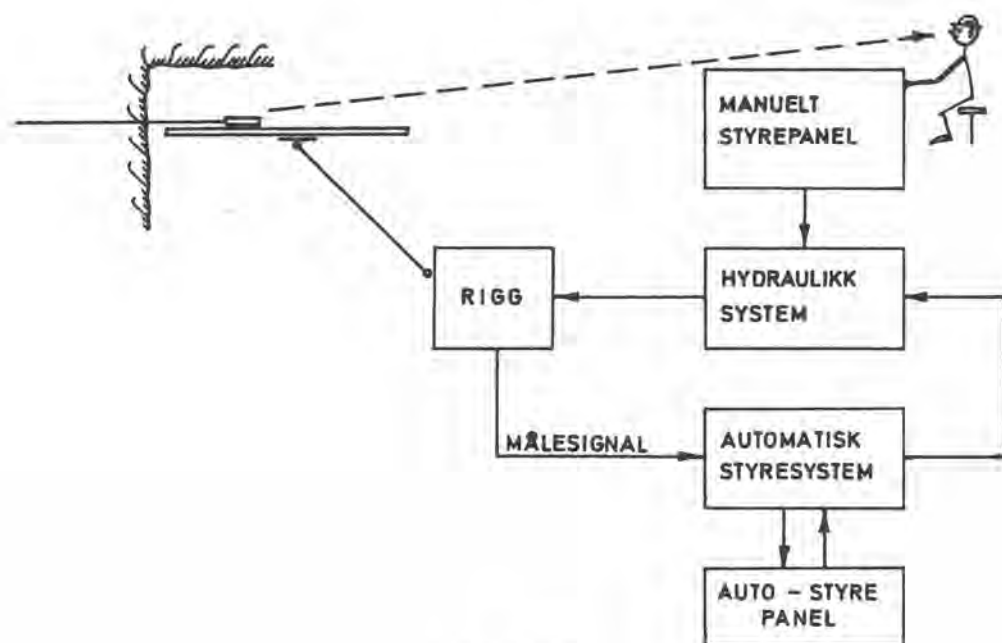


Fig. 6-3

Styringssystemet, som består av en liten datamaskin og tilpasningselektronikk for måle- og styresignaler, Fig 4, monteres på plattformen bak operatøren. Utstyret vil bli lufttett innkapslet for å skjerme det mot støv, kondens og oljetåke. Styrepulten får som før et sett spaker eller knapper for hver bormaskin for manuell styring. I tillegg kommer et panel for automatisk styring.

Et problem som dukker opp når samtlige maskiner flytter seg automatisk, er at operatøren mister den oversikt over arbeidets gang som han og kollegaen hadde ved manuell styring, og desto mer hvis han står inne i et styrehus. For å hjelpe på dette installeres på manøverbordet en oscilloskopskjerm som viser borplanen geometrisk riktig, samt hvorledes de enkelte bormaskiner arbeider.

AUTOMATISK KRONEUTSKIFTING

Den alt overveiende del av boring i tunneler og underjordsgruver foregår som kjent med løse kroner som tas av for sliping etter et visst antall bormeter. Denne operasjon foretas nå for hånd. For datastyrt boring forekom det å være nødvendig å få automatisert denne prosessen, og det er derfor konstruert en hydraulisk operert vrimekanisme til å feste på hver borborm sammen med et revolverende magasin for eksempelvis 6 kroner. I sin enkleste form er den halvautomatisk. Det vil si at kronebyttingen fjernstyres fra styrepulten. Den avhenger da av operatørens hukommelse og skjønn som før. Når datamaskinen kobles inn, kan en i første omgang gå over til automatisk bytte etter et visst antall hull. Dernest kan det programmeres inn mer avanserte kriterier, som for eksempel at bytte skal skje når borsynken under gitte bestemte arbeidsforhold faller under en viss verdi.

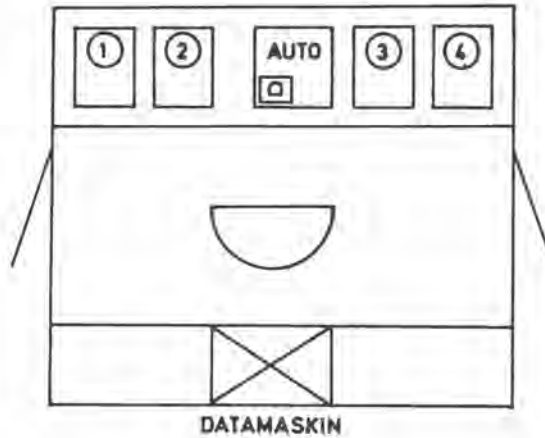


Fig. 6-4

DIVERSE RUTINER

Selve bormaskinens arbeid er allerede i dag langt på veg fullautomatisert. Det kan nevnes automatisk stopp og tilbakegang og optimalisering av forholdet mellom matetrykk og rotasjonshastighet. Operatørens oppmerksomhet kreves særlig ved ansett av nytt hull og boring av den første halve meter. Ansettpunktet bedømmes først visuelt. Hvis borkronen ved ansett ikke får feste, flytter operatøren bommen, eller prøver en annen angrepsvinkel. Så snart feste er etablert, korrigeres retningen. Etter at hullet har fått en viss lengde, må så enten hullretningen godtas, og bommen rettes opp slik at stangen ikke står i bend, eller hullet må oppgis.

Alle disse forholdsregler kan imidlertid også programmeres inn i datamaskinen slik at den griper inn når den får signal om at det er nødvendig. Dette signal vil den kunne få på flere ulike måter, som ikke skal beskrives i detalj.

Ved tegn til fastboring kan på samme måte de vanlige motforholdsregler være innprogrammert. Signalet gis da ved at rotasjonshastigheten avtar.

Dersom disse automatiske rutiner ikke fører fram, eller andre feil, som driftsstans, stangbrudd eller lignende oppstår, må operatøren overta med manuell styring. De problem som er forbundet med å ta en bom ut av sitt program, og føre den tilbake igjen ved manuell styring samtidig som de øvrige bomber arbeider videre, er også løst i prinsipp.

Videre har det vist seg mulig å kompensere tilstrekkelig nøyaktig for borrhogens elastiske utbøyninger ved å innføre relativt enkle korreksjoner i datamaskinprogrammene.

Begrepe kroneskifting, ansett, fastboring, driftsstans og riggdeformasjoner har sikkert for de fleste som kjenner arbeidet på tunnelstøff, virket som uoverstigelige hindringer for innføring av datastyrt boring. Til det kan på det nåværende tidspunkt bare svares at prinsipielle løsninger er funnet, som en mener også vil la seg gjennomføre i praksis.

FORDELER I FORHOLD TIL KONVENSJONELL BORING

Her skal bare kort nevnes en del punkter uten nærmere begrunnelse:

- ★ Innspart arbeidstid under boring.
- ★ Bedre arbeidsmiljø.

- ★ Nøyaktigere boring av kontorhullene reduserer sikringsarbeidene og øker tverrsnittets vannledningsevne. For utstøpt tverrsnitt spares betong.
- ★ Nøyaktigere boring av de øvrige hull skulle muliggjøre en viss reduksjon av hullantallet og dermed sprengstofforbruket.
- ★ Nøyaktigere boring muliggjør også sammen med teleskopisk mateskinne en vesentlig økning av salvelengden for de større tunneltverrsnitt.
- ★ Det forhold at en har den virkelig utførte borplan matematisk beskrevet, og ved hjelp av datamaskinen lett kan endre den etter ønske, muliggjør planmessig søkning i retning av optimum under alle forhold.
- ★ Stikningsarbeidet i tunnelen reduseres praktisk talt til bare å føre fram laserpolygondraget. Tunnelaksens og tverrsnittets form er uten betydning. Dette gir igjen større frihet i valg av trasé, og til variasjon av tverrsnittet.

VIDERE UTVIKLINGSMULIGHETER

Det har hittil vært tale om datastyring av én enkelt borrhogg. Derifra er det bare et lite skritt over til å styre to rigger som står ved siden av hverandre ved hjelp av samme datamaskin. Den ene riggen er da blindmann.

I neste omgang kan en tenke seg overvåking og overordnet styring av et større antall borrhogger, ved hjelp av et sentralt dataanlegg. Det tenkes på enheter som større underjordsgruver og kraftverk. På riggene kan det da monteres mindre datamaskiner enn de det hittil har vært tale om til å ta seg av de enklere oppgaver.

Det sentrale dataanlegg ville ta seg av ting som valg av trasé, tverrsnittsform og borplan på basis av den strøm av data som løper inn fra hver enkelt salve. Det tenkes da på data såvel fra boring som fra sprengning. Hvorledes dataoverføringen kan skje er en sak for seg. Dagens teleteknikk byr på flere muligheter.

Det antas videre at datastyring av boreprosessen vil medføre at lading, lasting og transport etterhvert også kan bli gjenstand for en liknende utvikling.

PRESENTASJON AV HÄGGLOADER LASTEMASKIN

Ingeniør Johan Kongsgaarden, Tunaal & Co. A/S

SAMMENDRAG

AB Hägglund & Sønner har utviklet en ukonvensjonell lastemaskin til bruk i kombinasjon med skyttelvaggar, og en variant til lasting i mindre trucker. Maskinen som er aktuell i mindre tverrsnitt, har stor kapasitet og gir godt arbeidsmiljø. Den er luft- eller elektrisk drevet.

AB Hägglund & Sønner har i en årrekke levert transportutrustninger for små og middelstore tunneltverrsnitt.

Det ble etterhvert et problem å finne en lastemaskin som kunne fylle vognene effektivt og fremfor alt utnytte skytteltogets evne til kontinuerlig fylling av vognene. På samme tid gjaldt det å finne en lastemaskin som arbeidet med full effekt uavhengig av takhøyden. Dette er noen av grunnene til at Hägglund har konstruert og bygget HÄGGLOADER.

Ved konstruksjonen av HÄGGLOADER har man gjort alt for å imøtekomme de strenge miljømessige krav som i dag stilles til all utrustning for moderne tunnel- og gruvedrift.

HÄGGLOADER har intet tilfelles med den konvensjonelle kastlastemaskin. Den har grave- og fangarmer istedet for skuffe og transporterer istedet for å kaste. Maskinen arbeider kontinuerlig og rolig istedet for periodevis og rykkvis.

HÄGGLOADER blir bygget i to versjoner — den skinnegående 8 HR som er beregnet for bruk sammen med forskjellige typer skinnegående transportvogner, fig. 1 og 9 HR som er beltegående og bygget for å arbeide i bergrom og i skinneløs ort- og tunneldrift i forbindelse med mindre trucker, fig. 2.

Maskinen består av tre hovedkomponenter: Chassis, conveyor og graveaggregat. Den har to armtyper: Gravearmer og fangarmer, begge manøvrert ved hjelp av hydrauliske sylindere. Hydraulikken ble på de første maskiner styrt av et trykkluftsystem, men pga. diverse svakheter ved dette, har man gått over til et hydraulisk styresystem. Gearkassen med luftdrevne hydraulikkpumper og hydraulisk motor for fremdrift, er montert på chassiset. HÄGGLOADER kan drives enten med luft eller med elektrisitet.

Conveyoren er montert på chassiset slik at lastehøyden kan varieres. For å oppnå tilstrekkelig klaring under transport og for å kunne foreta sålerensk, kan også fronten på conveyoren heves og senkes.

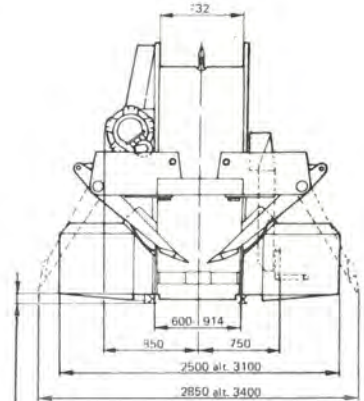
Conveyorkjedet er dobbeltleddet og drives av en luftmotor via kardangaksel og snekkeveksel. Conveyorbanen kan leveres med bakre del svingbar 30° til hver side, slik at man kan laste i krappe kurver og få god fylling også i brede lastekasser.

Gravearmene er montert på conveyorbanen og mater conveyoren. De er bevegelige opp og ned, ut og inn, samt sideveis og arbeider i en 180°s sektor. Armene arbeider normalt synkront, men kan også arbeide individuelt for grøfting etc.

Arbeidsprinsippet er at maskinen skyver massen foran seg med fangarmene i hele driftsbredden. Gravearmene mater conveyorkjedet mens maskinen hele tiden beveger seg

Häggloader 8 HR

Track	600–900 mm
Travelling speed (own power)	35 m/min
Maximum permitted speed (towing)	15 km/h
Minimum permitted curve radius (towing)	12 m
Minimum permitted curve radius for loading with hinged conveyor	12 m
Weight, complete	8000 kg
Capacity of hydraulic oil reservoir	100 litres
Air motors—hydraulic	2 × PA 23
Air motors—conveyor	1 × PA 23
Wheel base	1400 mm
Loading capacity	2 m ³ /min
Air consumption	20–25 m ³ /min
Required air pressure	6 atg
Air inlet pipe size	1 1/2"



max 150 under gathering arm

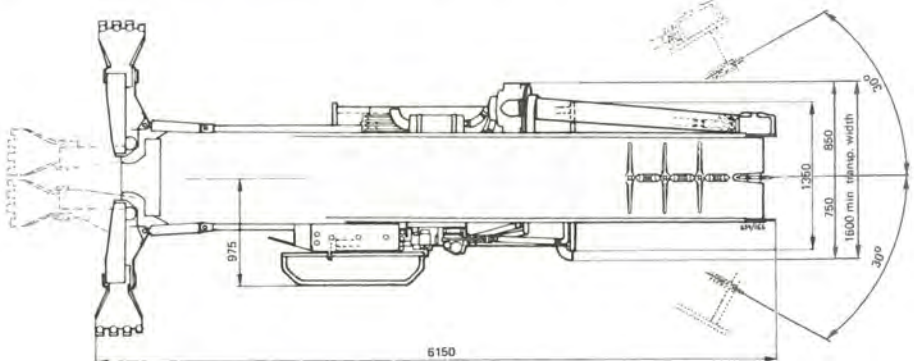
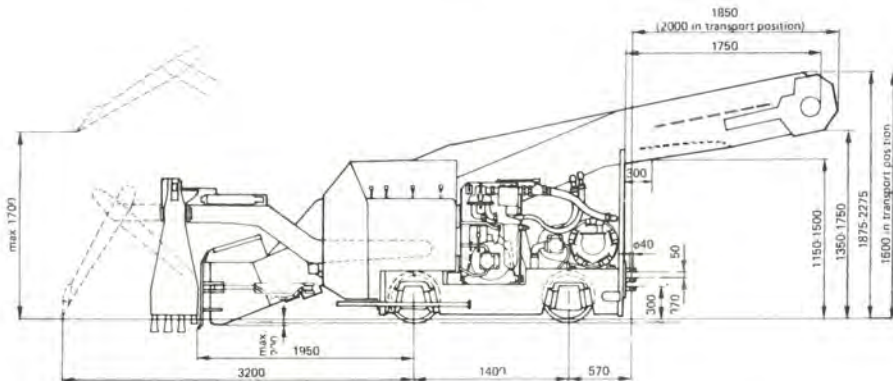


Fig. 7-1

Häggloader 9 HR

Travelling speed (own power)	0–3 km/h
Weight complete	9000 kg
Capacity of hydraulic oil reservoir	50 l
Air motors, pump and conveyor	2 × PA 23
Air motors, track	2 × PA 23
Length of track on ground	1100 mm
Loading capacity	2 m ³ /min
Air consumption	20–25 m ³ /min
Required air pressure	6 atg
Air inlet pipe size	1 1/2"

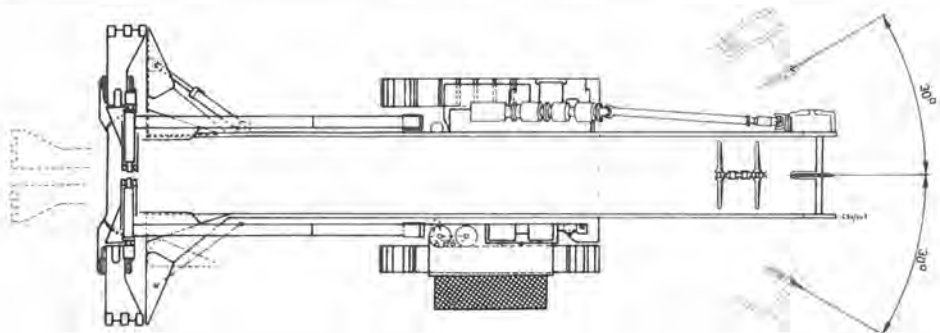
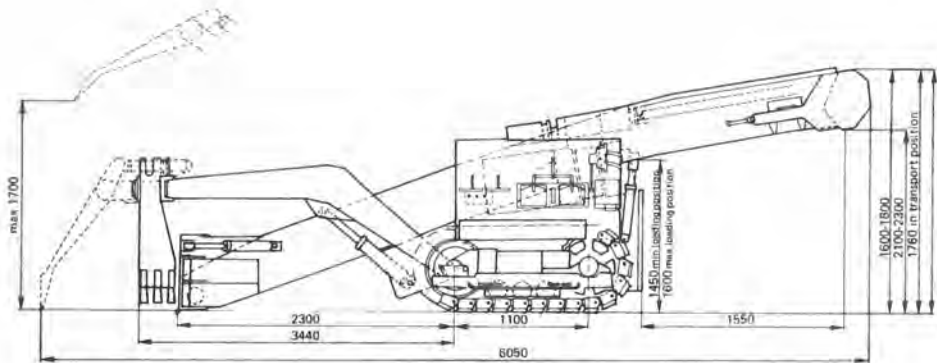
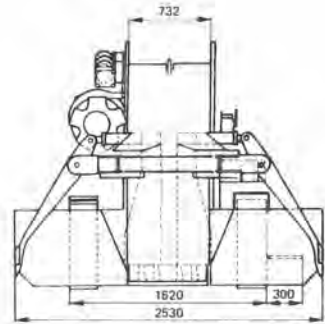


Fig. 7–2

fremover. Etter hvert som maskinen arbeider seg inn i "røysa" og høyden på denne øker, brukes armene i større utstrekning til å få massen til å rase ned mot conveyoren.

8 HR har en rekkevidde på ca. 3 m foran skinnene og den normale gravedybde er 250–300 mm under skinnetopp. Imidlertid kan maskinen også leveres for større gravedybde. Det er nylig levert 2 stk. 8 HR spesialbygget for "retracking" med en gravedybde på 850 mm. Maskinen kan arbeide effektivt i tunneler med en bredde på 2,2 til 3,4 m, og har en kapasitet på ca. 2 m³ løs masse pr. min. Maskinen utfører en effektiv sålerensk og jevner underlaget godt for skinnelagging.

Risikoen for avsporing under lastning er minimal. Skulle dette allikevel forekomme, kan maskinen løftes tilbake på skinnene ved hjelp av gravearmene.

En ikke uvesentlig fordel er at maskinen tilbyr mannen som kjører den en langt større grad av sikkerhet og trivsel under lastning enn konvensjonelle kastelastere.

Maskinkjøreren er ikke utsatt for risikoen for skader som følge av nedfallende stein. Han er også spart for fysisk påkjenning pga. sterkt aksellerende og retarderende bevegelser. Han behøver heller ikke frykte for at maskinen skal velte pga. avsporing eller uforsiktig manøvrering. Han står på en solid plattform, hvorfra han har god oversikt over arbeidsfeltet. Opplæringstiden er kort og maskinkjøreren lærer fort å utnytte maskinens muligheter til å utføre en effektiv lastning. Det stilles heller ikke spesielt store krav til fysisk styrke og reaksjonsevne.

HÄGGLOADER har nå vært på markedet i ca. 1 1/2 år, og her er i Norge er det levert 5 stk. 8 HR.

Maskinen har uten tvil vist sin berettigelse. I samarbeide med brukerne arbeides det med fortsatt utvikling og forbedring av maskinen, slik at den sammen med Häggglunds skyttelvogner og skytteltog vil vise seg å gi bedre fremdriftsøkonomi og et bedre arbeidsmiljø enn tidligere utrustninger.

ERFARINGER MED HÄGGLUND-LASTEREN I GLITREVANN-TUNNELEN

Sivilingeniør Gunnar Aas — Ingeniør F. Selmer A/S

SAMMENDRAG

Ingeniør F. Selmer A/S skal drive 11,5 km 7,4 m² tunnel for Glitre Vannverk ved Drammen og har satset på Hægglund-lasteren i kombinasjon med Hægglund skyttelvaggar.

Foredraget beskriver utstyr, bemanning og driftsopplegg.

Foreløpig konklusjon bekrefter at lasteren har stor ytelse og gir godt arbeidsmiljø. Innkjøringsproblemer og reservedelskostnader er betydelige.

Utvikling pågår i samarbeid med leverandør. Gode inndrifter ventes.

For Glitre Vannverk, som er et interkommunalt andelslag i Drammensområdet, skal Ingeniør F. SELMER A/S utføre ca. 11,5 km tunnel med 6,1 m² teoretisk tverrsnitt.

Ved dette anlegget har vi valgt å satse på såvel Hægglund-lastemaskiner som Hægglund-vaggar, og jeg skal da redegjøre litt for de erfaringer vi hittil har gjort på anlegget.

Fig. 1 viser beliggenheten. Tunnelen skal føre drikkevann fra Glitrevann til Drammen og Nedre Eiker og med en avgrening til Lier og Røyken. Vår kontrakt omfatter ca. 11,5 km av tunnelen; ca. 7 km som skal drives fra Egga i begge retninger, og ca. 4,5 km som skal drives i én retning fra Kleivedammen mot Drammen.

Fig. 2 viser et lengdesnitt av tunnelen. Vi ser at fallet på tunnelen er særdeles lite, stort sett omlag 0,8 o/oo. Med så lange drifter som det her er tale om, over 4 km, og med ganske mye vann i fjellet, har dette lille fallet gitt oss en god del plager.

Bergartene langs tunneltracéen fremgår av figuren, og vi ser at fra Egga mot Glitrevann går tunnelen i kvartsporfyrr, fra Egga mot Eikheia er det sedimenter fra Kambro-silur, og den siste delen mot Drammen er det Drammensgranitt. Tunnelen går i et gammelt vulkan-område i utkanten av Oslo-feltet, som sikkert er interessant for geologer, men hvor fjellet sett fra anleggssynspunkt er svært varierende og temmelig ruskete.

Vi har hatt en god del støp på stuff, bore- og ladeproblemer og vanninnbrudd, og et par ganger har vi hatt støp på stuff på alle tre stuffer samtidig. Dette har selvsagt skapt problemer med å få til en jevn og rask inndrift og har også ført til at innkjøringsperioden med det nye utstyret har blitt lengre enn vi hadde regnet med.

Tilriggingen på anlegget ble startet like før jul i 1972, og i mars 1973 ble selve tunneldriften startet etter at påhuggene og ventil-kammere var lastet ut med shovel og bil. Pr. 1.11.73 var det drevet ca. 2200 m ialt fra Egga og ca. 1350 m fra Kleivdammen.

Det tverrsnittet som byggherren hadde angitt, var på 6,1 m² og så ut som på *fig. 3 a*. Det minste tverrsnitt som det var mulig å drive på grunn av maskinutstyret og ventilasjonen, så ut som på *fig. 3 b* og var på 6,1 m². Men byggherren ønsket å beholde det spissbuede profilet og en viss bunnbredde, og etter en del diskusjon endte vi opp med det profilet som er vist i *fig. 3 c*, og som er på 7,35 m² teoretisk. Det var også stilt strenge krav til hullavstander og hullantall, og på *fig. 3 c* ser vi inntegnet den borplan som brukes.

F. SELMER
GLITREVANNVERKET



Fig. 8-1 Trase for overføring av drikkevann fra Glitrevatnet til Drammen.

F. SELMER
GLITREVANNVERKET

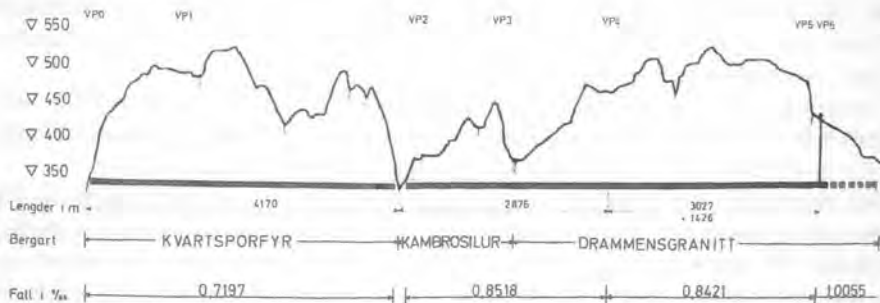


Fig. 8-2 Lengdesnitt av tunnel.

F. SELMERGLITRE VANNVERKET

Fig. 3

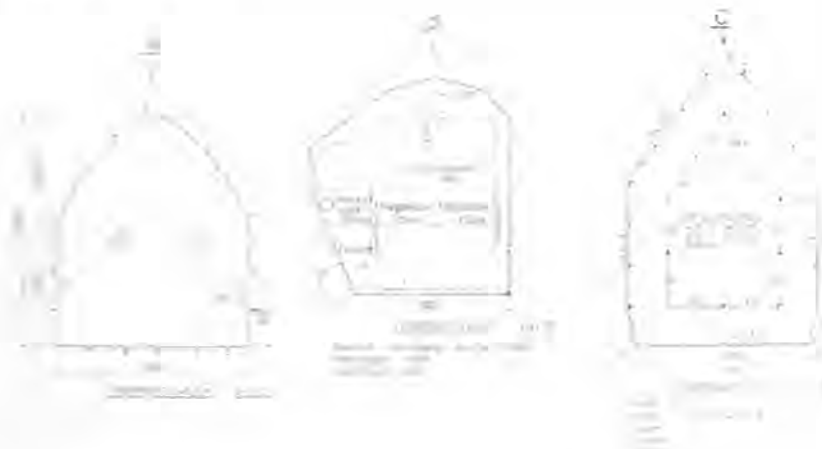


Fig. 8—3: Opprinnelig planlagt tverrsnitt (til venstre), teoretisk minste tverrsnitt for utstyr og ventilasjon (i midten), utført teoretisk profil (til høyre).

Man skal være klar over at størrelse og form på tverrsnittet og prosenten av overfjell har særlig stor betydning ved bruk av Hägglund-utstyr. Dels bør skinnegangen ligge sentrisk av hensyn til lastingen, og dels er det viktig å få kjørt ut salven på et helt antall Hägglund-vaggar. Det betyr mye for driften hvis man må inn igjen en ekstra gang for å hente de siste kubikkmetrene i en salve på grunn av for mye overfjell.

Hvis man velger å bruke en Hägglund-laster, så er det ikke bare et valg av lastemaskin, det griper inn i hele opplegget av tunneldriften og valget av alle andre maskiner. Man ender opp med et avansert og kostbart maskinutstyr som bare kan lønne seg hvis man oppnår større inndrifter eller mindre bemanning.

Opplegget på Glitre er i hovedtrekkene slik som vist på fig. 4 og 5.

Det kan nevnes at innkjøpsprisen for maskinutstyret på Egga er ca. 2,8 mill. kr. og på Kleivdammen ca. 2,1 mill. kr.

Vi skal se litt nærmere på de driftserfaringene vi hittil har gjort. Som jeg nevnte, krever det kostbare utstyret en rask og effektiv drift for å være lønnsomt, og de lange driftene gjør det ønskelig å få en noenlunde rytmisk drift slik at det ikke tapes for mye tid i matpause og skiftbytte. Ser vi først på *boringen*, så valgte vi en borrigg med 3 bomber.

Vi var klar over at man ikke fikk full effektøkning ved å gå opp fra 2 til 3 bomber, for det blir svært trangt i en så liten tunnel. Men det var ønskelig å få boretiden mest mulig ned, bl.a. for å få balanse på vekseldriften med den korte lastetiden.

Det som skjedde var at på Kleivdammen var folkene svært misfornøyd med den 3. bommen. De svor på at de skulle bore og lade salven like fort eller fortere med 2 bomber. Vi tok dem på ordet og fjernet den ene bommen, og stort sett har folkene holdt det de lovt. Men våre tidsstudier viser at i godt fjell med lite borkrangel vil 3 bomber totalt sett gi bedre resultater.

F. SELMER
GLITREVANNVERKET

Fig. 4.

UTSTYR

EGGA		KLEIVDAMMEN	
Vekseldrift (2 stuffer)		Drift på 1 stoff	
Ant.	Type	Ant.	Type
2	Hägglundlaster 8 HR (herav 1 i reserve)	1	Hägglundlaster 8 HR
3	Hägglundvagger 11,5 m ³	3	Hägglundvagger 11,5 m ³
2	Diesellok Levahn 9 tons	2	Diesellok Levahn 9 tons
1	Diesellok Demag 6 tons	1	Skinnegående traktor
1	Hydraulisk borbukk m/ 3 stk. Atlas Tunmec bom.	1	Hydraulisk borbukk m/ 3 stk. Atlas Tunmec bom
	3 stk. G.D. PR. 123 J borm.		3 stk. G.D. PR. 123 J borm.
5	Atlas ET5 kompressorer à 24,2 m ³ /min. elektrisk	3	Atlas ET5 kompressorer à 24,2 m ³ /min. elektrisk
Skinnegang :		75 cm sporvidde	
Skinner :		25 kg's	
Sviller :		Stålsviller c/c 1,0 m	
Sporforlengelse :		Skinnelenker à 10 m og Omegaskinner	
Ventilasjon :		60 cm Ventiflex	
Vifte :		Korfmann GAL 6 -30 kw	
Trykkluftør :		6" Alvenius hurtigkobl.	

Fig. 8—4: Oversikt over utstyr.

På Egga har man stort sett noe fastere fjell, mindre borsynk og mindre borkrangel, og der er man godt fornøyd med 3 bommer. Tidsgevinsten er også mer verd ved vekseldriften.

Salvelengden har selvsagt også betydning, og vi har eksperimentert endel med den. På Kleivdammen bores det nå med 13' stenger som gir ca. 3,3 m inndrift, mens det på Egga bores med 12' stenger som gir ca. 3 m inndrift.

Lastingen med Hägglund-lasteren og Hägglund-vaggene er svært effektiv, for metodekapasiteten er høy. Man klarer godt 1,5 vlm³/min. Men vi har vært atskillig plaget av barnesykdommer, innkjøringsproblemer og stor slitasje på utstyret, og særlig på vekseldriften blir det lett for lite tid til løpende vedlikehold og småreparasjoner.

Helt i starten hadde vi endel problemer med sylindermene på fangarmene, med frysing i luftmotorene og med ventilene for kjøring av lastemaskinen. Drivkjeden på conveyorbeltet er selvsagt svært utsatt for slitasje, og bergarten på Glitre sliter sterkt på utstyret.

Reservedelsforbruket på lastemaskinen har ligget for høyt, og det har vært for mye driftsavbrudd. På Egga har vi en reservemaskin, og det hjelper godt, men koster selvsagt penger. Sammen med Hägglunds egne folk og forhandleren i Norge har vi arbeidet med diverse forbedringer, andre legeringer i slidedelene osv., og dette gir stadig bedre resultater.

Hägglund-vaggene er en viktig del av hele lasteprosessen, og også her er det endel problemer man skal være klar over.

For det første krever disse vaggene en skinnegang av en helt annen kvalitet enn den svingete berg- og dalbane vi ofte så i tunnelene før. De veier fullt lastet over 38 tonn pr. vagg, og en avsporing i en minimumstunnel er ikke moro. De er også ømfintlige for variasjoner i skinnegangen i vertikalplanet, fordi midt-boggiene da kan løfte seg og spore av.

Det minimale fallet og mye vann i tunnelen fører også til mye arbeide med å få skinnegangen til å ligge i ro.

Det harde og slitende fjellet fører til stor slitasje på kjeder, kjedehjul og medbringere på vaggene, og disse problemene arbeider vi med.

Som nevnt tidligere, er det svært viktig at salven kan kjøres ut på det planlagte antall vagger, slik at man ikke må inn igjen en ekstra gang for å hente "slumpen". Riktig boring, minst mulig overfjell, riktig overlasting med god pakking av vaggene; eventuelt tilpassing av salvelengden, er derfor av stor betydning.

Hittil har vi kjørt med dels 2, dels 3 Hägglund-vagger, og salven kjøres da ut på 5 vagger totalt, dvs. 2 eller 3 turer.

I disse dager har vi tilført 2 Hägglund-vagger fra et annet anlegg, slik at vi nå får 4 vagger på hvert driftssted. Etter hvert som vi får lengre kjørestrekning, vil vi overveie f.eks. å korte ned salvelengden noe slik at hele salven kan kjøres ut på 4 vagger, dvs. i ett togsett uten skifting.

F. SELMER

GLITREVANNVERKET

FIG. 5.

BEMANNING

<u>EGGA</u> Vekseldrift (2 stuffer) <u>3 skifts drift</u>	<u>KLEIVDAMMEN</u> Drift på 1 stuf. <u>3 skifts drift</u>
<u>PÅ HVERT SKIFT</u>	<u>PÅ HVERT SKIFT</u>
2 MANN - LASTER	2 MANN - LASTER OG BORER
2 MANN - BORER	
1 MANN - STUFFREPARATØR	1 MANN - STUFFREPARATØR
<u>PÅ DAGTID</u>	<u>PÅ DAGTID</u>
2 MANN - VENT, VANN, LUFT.	1 MANN - VENT, VANN, LUFT.
1 MANN - REPARATØR	1 MANN - REPARATØR
1 MANN - MED TRAKTOR (leiet) ETC.	1 MANN - GRØFTER ETC.
<u>TOTAL BEMANNING</u>	<u>TOTAL BEMANNING</u>
5 x 3 = 15 MANN	3 x 3 = 9 MANN
+ 4 x 1 = 4 MANN	+ 3 x 1 = 3 MANN
<u>19 MANN</u>	<u>12 MANN</u>

Fig. 8-5: Oversikt over bemanning.

En viktig ting i forbindelse med lastning og utkjøring er tipparrangementet. På Kleivdammen var det forsvåvidt greit; der var det ikke plass til noen tipp, — all massen måtte kjøres vekk. *Fig. 6.*

På Egga var det forutsatt en tipp, ca. 350 m fra tunnelpåhuggene. Men vi fant at så lang kjøring med vaggene og til dels på en lav tipp, ikke var økonomisk og valgte å lage en tipp-bro og laste opp massene med shovel og kjøre med bil til tippen.

Det er klart at et slikt arrangement koster endel penger, og vi fant det dessuten gunstig at vi kunne lagre såpass masse at vi bare behøver å laste vekk på dagen.



Fig. 8—6: Tipparrangement Kleivdammen.

Men et godt og rasjonelt tipparrangement er helt nødvendig hvis man skal kunne utnytte Hägglund-utstyret. Særlig om vinteren vil direkte tipping på en lav tipp være plagsom. Man skal også huske på at det kreves et opplegg for 17–18 m³ luft pr. min. til tippingen av vaggene.

Fig. 7: Bildet viser en skinnegående traktor vi har bygget om til "kippkjøring" for reparatører, luft- og ventilasjonsfolk etc.

En normalisert driftssyklus for vekseldriften på Egga ser slik ut. *Fig. 8.*

Vi ser at lastingen og utkjøringen tar kortere tid enn boringen, og med de tiltak jeg har nevnt før, vil dette være tilfelle temmelig langt innover.

Planen viser at med 15 skift (16 ÷ ett renskeskift) pr. uke skulle den gi ca. 155 meter pr. uke. Vi har snaut nok hatt én uke om gangen uten å ha ett eller annet problem med fjellet og dertil endel maskinproblemer, så vi har ikke klart mer enn 133,5 m som beste ukeinnndrift hittil. Men de skiftene da alt går godt, viser det seg at det ikke er noen problemer med å klare 4 salver på skiftet, men da er det selvsagt så godt som ingen tid til reparasjoner og annen stopp.

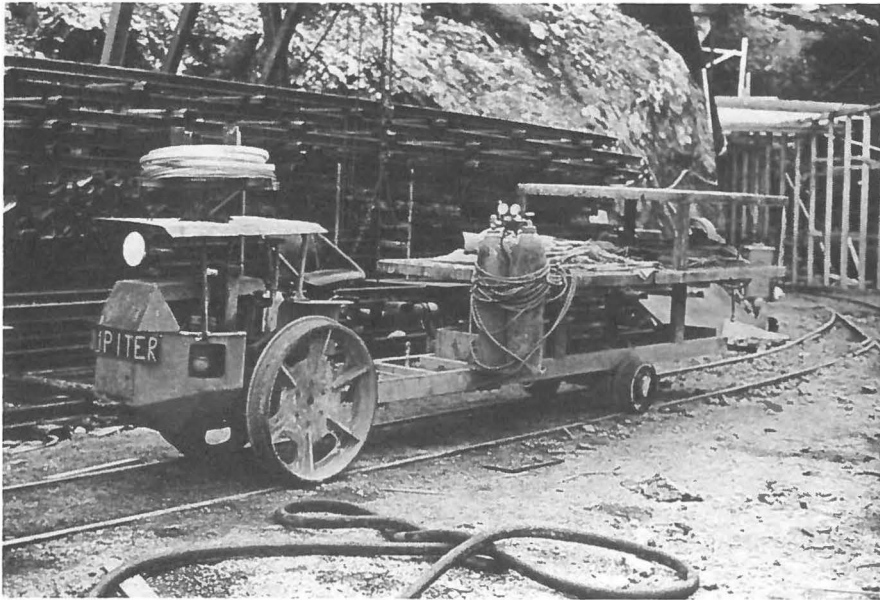


Fig. 8—7: Skinnegående traktor for lette transporter.

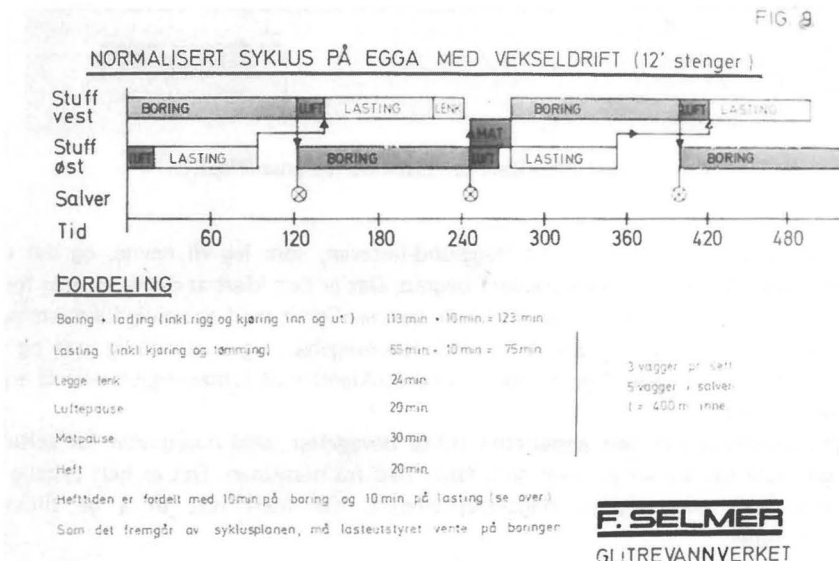


Fig. 8—8: Normalisert driftssyklus for vekseldrift ved 2 stuffsdrift.

En tilsvarende driftssyklus for én stuffs-driften på Kleivdammen er vist i *Fig. 9*.

Med 2 salver pr. skift skulle den gi ca. 90 m pr. uke. Fjellet har stort sett vært enda dårligere her enn på Egga, bl.a. med atskillig borkrangel, og vi har hittil ikke klart mer enn 83,5 m pr. uke.

Men med litt mer finpussing av metoder, visse forbedringer på lastemaskin og vagger, skulle henholdsvis 140 og 90 m pr. uke være fullt oppnåelige tall i uker uten særlige driftsforstyrrelser.

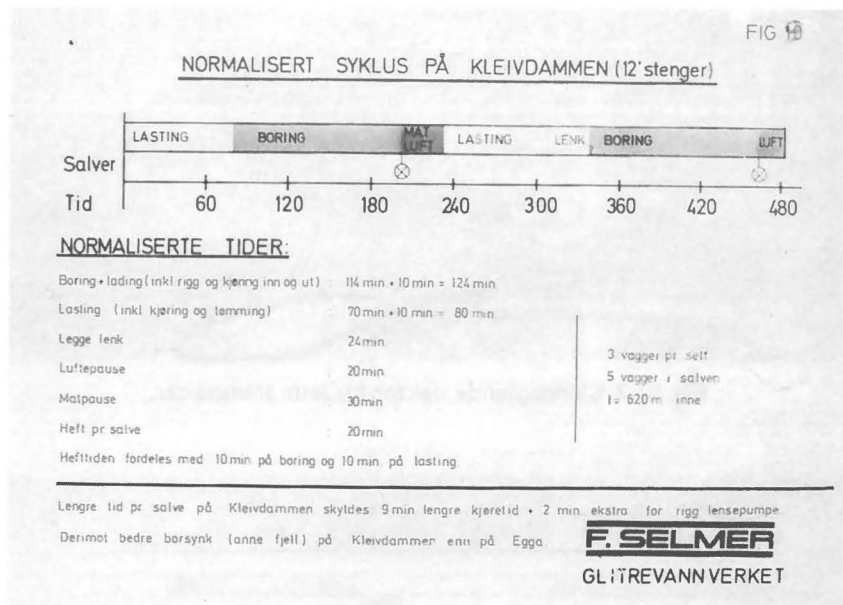


Fig. 8—9: Normalisert driftssyklus for enstuffsdrift.

Til slutt er det ett moment ved Hægglund-lasteren, som jeg vil nevne, og det er det miljøvernmessige, for å bruke et populært begrep. Det er helt klart at det er en stor forskjell for han som laster å stå på en Hægglund-laster sammenlignet med en vanlig kastlastemaskin. En kastlastemaskin har svært støtvisse og rykkete bevegelser, og er temmelig ustø og farlig, særlig når skuffen er i toppstilling, og faren for å bli klempt mot tunnelveggen eller få en stein på seg er ikke så liten.

Hægglund-lasteren har helt annerledes rolige bevegelser, små muligheter for velting, og det er ingen fare for skader av stein som faller ned fra maskinen. Det er helt tydelig at de folkene som har vent seg til Hægglund-lasteren, har liten lyst til å gå tilbake til kastlastemaskinene.

Det at man slipper den stadige vaggskiftingen og rangeringen med vanlige vagger, må også sies å være en miljøvernmessig og sikkerhetsmessig forbedring.

Konklusjonen på dette innlegget må bli at Hægglund-utstyret er et avansert og kostbart utstyr. Hittil har vi ikke oppnådd noen lavere pris pr. løpemeter tunnel enn med konvensjonelt utstyr. Reservedelsforbruket er for høyt, det er mange driftsavbrudd, og det har vært mange innkjøringsproblemer, dels med selve utstyret og dels med å få folkene til å bruke det nye utstyret riktig. Men det er gjort atskillige forbedringer, og det er mange

detaljer i hele driftsopplegget og arbeidsmetodene som fortsatt kan forbedres. Derfor regner jeg med at totalresultatet skal bli atskillig bedre etter hvert.

I omtrent 30 år har kastlastemaskinen faktisk vært den eneste lastemaskin i småtunneler, og Hägglund-lasteren er i alle fall et interessant, nytt steg i den tekniske utviklingen.

MEKANISERT RENSK I TUNNELER

Bergingenør Øistein Smemo, A/S Norcem, Avd. Dalen.

SAMMENDRAG

Renskearbeidet har ikke fulgt med i den alminnelige mekanisering. Rensk for hånd hører til det tyngste og mest tidkrevende arbeid i tunneldrift.

Ved Norcem's gruve i Brevik har en med godt resultat satt inn en renskemaskin i regulær drift. Det er en hjulgående gravemaskin som er påmontert en hydraulisk brekker, den er fjernstyrt.

Rensk for hånd er vel et av de tyngste og mest tidkrevende arbeider i en gruve i dag. De siste årene er det flere steder utviklet og forsøkt forskjellige varianter av mekaniske utrustninger for rensking med vekslende hell. Noe "sesam-sesam" er ennå ikke utviklet, så fortsatt er det plass for idéer og praktiske forsøk på dette felt.

Ved NORCEM's gruve i Brevik brytes årlig ca. 800.000 tonn kalksten. Den tas ut etter den såkalte panelmetoden, som nærmest ligner mellomortsbrytning med tverrortslasting. Gruven ble åpnet etter rom- og pilarmetoden, men på grunn av forekomstens mektighet — 40 m — og relativt dårlig fjell med mye rensk, ble brytningsmetoden lagt om til panelmetoden.

Rensk utføres fra hydrauliske arbeidsplattformer montert på lastebil eller truckchassis. Vi har i dag to plattformer med 12 m høyde, en 16 m og en 23 m. Den siste brukes bare i høye rom. Samtlige er av Herbert Bronders konstruksjon.

For vel et år siden ble det foretatt en prøve med en hydraulisk brekker montert på en gravemaskin. Forsøket falt heldig ut, og det ble besluttet å anskaffe en slik enhet og sette den inn i regulær drift.

Før det foretas en nærmere redegjørelse for erfaringene, kan det være av interesse å beskrive rutinen for renskearbeidet ved gruvedriften. Etter innføring av paneldriften er det kun orter og tverrslag som må sikres. De 40 m høye rom etter strossedriften skal aldri besøkes, og kan derfor overlates til seg selv uten rensk.

RENSK I FORBINDELSE MED ORTDRIFT

Etter skyting av en ortsalve, lastes det til det gjenstår ca. 3,3 m, dvs. den siste salvens inndrift. Rensken starter alltid 12 m fra stoffen, og det renskes inn til stoff (takrensk).

I gjennomsnitt bruker 2 mann (= 1 renskelag) et skift på dette. Etter utlasting renskes det resterende av veggene og stoffen. Medgått tid for dette er 0,5 skift for 2 mann. Totalt utgjør dette 24 manntimer/salve.

ETTERRENSK

I hovedtransportortene og boreorter blir det foretatt etterrensk etter behov.

MEKANISK RENSK

Utstyret består av en Atlas gravemaskin type 1602, utstyrt med en Montabert hydraulisk brekker type BRH 501. Maskinen er utstyrt med fjernstyring. Selve bommen har et vridbart ledd. Maskinen ble tatt i bruk i juli 1973, og er fortsatt i bruk.

Hva har så maskinen gjort under disse 4 måneder?

Det den gjør best og raskest, er stuffrensk. Rensk av tre stuffer pr. skift klarer den lett, iblant fire. Den stengmengde den tar ned er vel det dobbelte av hva håndrenskerne klarer. Arbeidsplassen er dermed blitt sikrere, og arbeiderne som skal bore neste salve, er fulle av lovord om hvor godt det er rensket.

Takrensk går ikke like lett. Det nåes for lite takfelt fra samme oppstilling. Her skulle en teleskopbom være til stor hjelp. Medgått tid er 1–1 1/2 skift. Med noe mer trening, kan vi regne med 1 skift/salve. Totalt utgjør dette 11 manntimer/salve.

Utstyret har ikke vært forsøkt på etterrensk.

Det er rimelig at det blir hard belastning på utstyret under arbeidet. Det blir dels vibrasjoner fra brekkeren som slår og dels kraftige slag når piggen glipper fra fjellveggen. En vant kjører vil klare å eliminere de siste belastningene en god del. Det må utvises omhyggelig arbeide med å gå over utstyret med jevne mellomrom, særlig da tiltrekking av løse bolter og forbindelser.

En del avbrekk på grunn av reparasjoner har det selvsagt vært, men ikke avskrekkende mye.



Fig. 9–1 Renskemaskin

Fjernstyringen er ikke blitt brukt i større utstrekning. Dette skyldes at bevegelsene på maskin og brekker blir senere og også noe forsinket i forhold til manøvrering av hendlene. Operatøren får ikke den samme følelsen overfor de forskjellige bevegelser. Det har også vist seg å bli en noe hardere belastning på understellet av den grunn.

Fjernstyringen ble anskaffet da man mente det ville bli for stor belastning på operatøren sittende i maskinen.

ØKONOMISKE BETRAKTNINGER

Utstyret koster nytt ca. kr. 390.000,—. Er det så verdt sin pris?

Vi sparer i dag 13 manntimer pr. salve. Dette utgjør på årsbasis kr. 230.000,—. Selv om dette utstyret skulle kreve noe høyere reparasjonsutgifter enn de vanlige hydrauliske arbeidsplattformer, kan det allikevel regnes med en nedbetalingstid på 2,5–3 år, hvilket får anses som brukbart.

Dette "eksperiment" som vi her har utført, viser at mekanisk rensk lar seg utføre i praksis. Med en bedre egnet bomkonstruksjon, slik at takrensk kan foregå lettere, vil en renskemaskin bli ennå mer anvendelig.

STEINPRODUKSJON – YTELSE OG KOSTNADER

Dosent Odd Johannessen, Institutt for anleggsdrift, NTH

SAMMENDRAG

Dagbruddsdrift er analysert. Nødvendig boring som funksjon av borhulls-diameter, pallhøyde og fjellets sprengbarhet. Ytelse og kostnader ved slagboring og rotasjonsboring med forskjellig diameter. Sprengstofforbruk og -kostnader. Ytelse og kostnader for lasting som funksjon av mekaniseringsgrad (utstyrets størrelse). Det samme for transport ved varierende transportlengde.

0. GENERELT

Prosjektgruppen

Som et ledd i særkursundervisningen ved Institutt for anleggsdrift, NTH, ble det dannet en prosjektgruppe med oppgave å analysere steinproduksjon i dagbrudd. Gruppen besto av studentene Svein Balkøy, Aage Josefsen og Olaf Melbø, instituttingeniør Torbjørn Herre, samt dosent Odd Johannessen. Et bidrag fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har gjort arbeidet mulig.

Målsetting

Analysen skal gi en samlet vurdering av kostnader og ytelser ved steinproduksjon til bruk ved prosjektering, kostnadsberegning og som generell bakgrunn for valg av drive-metode og utstyr. Analysen er også et ledd i instituttets arbeid med å ajourføre undervisningen.

Følgende arbeidsoperasjoner er analysert:

1. Boring, lading, skyting.
2. Lasting.
3. Transport.

De forhold som er variert er:

1. Pallhøyde.
2. Fjellets egenskaper (sprengbarhet, borbarhet og slitasjeforhold).
3. Produksjonsvolum.
4. Utstyr.
5. Transportlengde.

Grunnlag.

1. Rapporter fra NVE-Statskraftverkene, arbeidsstudier og etterkalkyler.
2. Hovedoppgaver ved Institutt for anleggsdrift, NTH.
3. Referater fra årlige konferanser i fjellsprengningsteknikk, Oslo.

4. Protokoller fra årlige diskusjonsmøter i Bergsprängningskommitten, Stockholm.
5. Opplysninger fra gruveselskap og dagbrudd i Norge.
6. Opplysninger fra maskin- og utstyrsleverandører.
7. Annen litteratur.

Gruppen har foretatt studiebesøk ved en rekke dagbrudd og hos produsenter av utstyr og sprengstoff. Vi har møtt stor åpenhet overalt.

Arbeidsmåte.

Konklusjonene i rapporten er basert på generelle beregninger og vurderinger forankret i tilgjengelige data fra utførte arbeider.

Det er lagt avgjørende vekt på de best underbygde resultater, men alle tilgjengelige data er vurdert før endelig konklusjon er gjort. En ren statistisk behandling av de innsamlede driftsdata fører ikke fram, da både de ytre forhold og registreringene er svært varierende.

Rapporten.

Dette innlegg er et sammendrag av den fullstendige rapport som kan fås ved NTH.

Rapporten vil bli bearbeidet videre blant annet for å utvikle regnemaskinprogram for optimalisering av lasting og transport.

1. BORING, LADING, SKYTING

1.1. NØDVENDIG BORING

1.1.1. Langefors' ladningsformler

Med utgangspunkt i Langefors' ladningsformler har en beregnet antall kubikkmeter utsprengt masse pr. bormeter ved varierende borhulldiameter, pallhøyde og bergkonstant.

Resultatene avviker vesentlig fra det som benyttes i praksis, særlig ved store diametre og store pallhøyder.

Avvikere skyldes vesentlig at Langefors tar som utgangspunkt at nødvendig ladningsmengde (eller utboret volum) er uavhengig av sprengstoffets fordeling i pallen og derved uavhengig av borhulldiameteren.

Av denne grunn har en valgt å gå utenom Langefors' formler ved beregning av nødvendig bormetertall.

1.1.2. Nødvendig boring.

Fig. 1 gir nødvendig utboret bolum pr. fast kubikkmeter som funksjon av borhulldiameter og fjellets sprengbarhet. Pallhøyden er satt til 12 meter.

Kurvene er basert på registrerte data, beregninger og skjønnsmessige vurderinger.

Fjellet er gruppert i fire med hensyn til sprengbarhet.

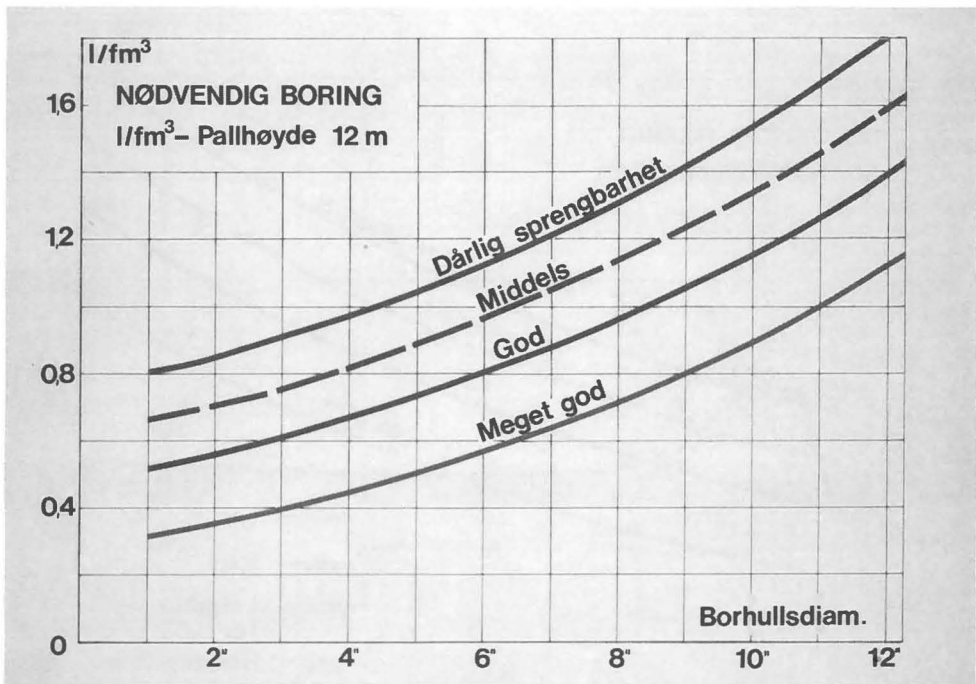


Fig. 10-1

Dårlig sprengbarhet.

Metamorfe bergarter med skifrig struktur, oftest med høyt glimmerinnhold og liten trykkstyrke. Eks. krystalline skifre i Rana-området.

God sprengbarhet.

Grovkornige, homogene granitter, syenitter og kvartsdioritter. "Svensk granitt".

Middels sprengbarhet.

Bergarter som med hensyn til sprengbarhet ligger mellom det som her er betegnet som god og dårlig.

Meget god sprengbarhet.

Kalkstein i dagen.

Inndelingen er grov og forenklet, men har likevel vist seg nyttig i praksis. Samarbeid vil bli etablert med ingeniørgeologene for å knytte inndelingen til mer eksakte kriterier.

Alt tilgjengelig materiale er sammenholdt med kurvene, og det er funnet rimelig overensstemmelse. Det understrekes at det er behov for ytterligere data, og at disse kan føre til revisjon av kurvene.

Det er grunn til å merke seg at nødvendig boring i forskjellige bergarter varierer mer i åpne brudd enn i tunnel. Årsaken til dette er dagfjellets innvirkning, og at en i tunnel får modifikasjoner på grunn av kutt og kontursprengning.

På fig. 2 er tegnet inn verdier beregnet etter Langefors' formel, tall hentet fra sprengstoffhåndboken (Norsk sprængstoffindustri A/S) og fra Konferanse i Fjellsprengningsteknikk 1970, foredrag nr. 3.

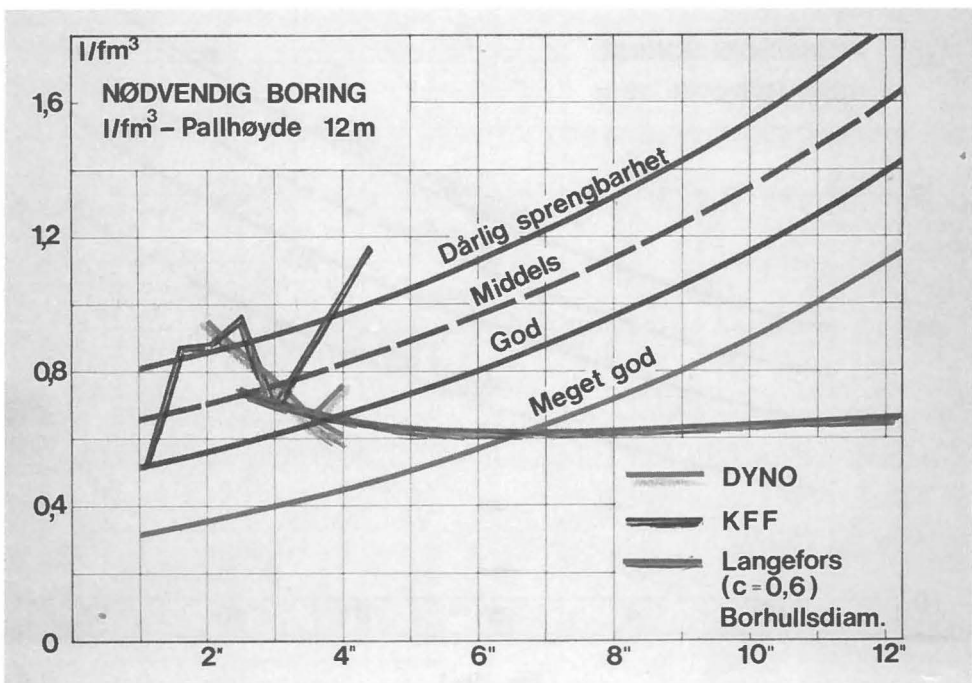


Fig. 10-2

1.13. Utsprengte faste kubikkmeter pr. bormeter.

Fig. 3 er utledet av kurvene for nødvendig utboret volum, (Fig. 1).

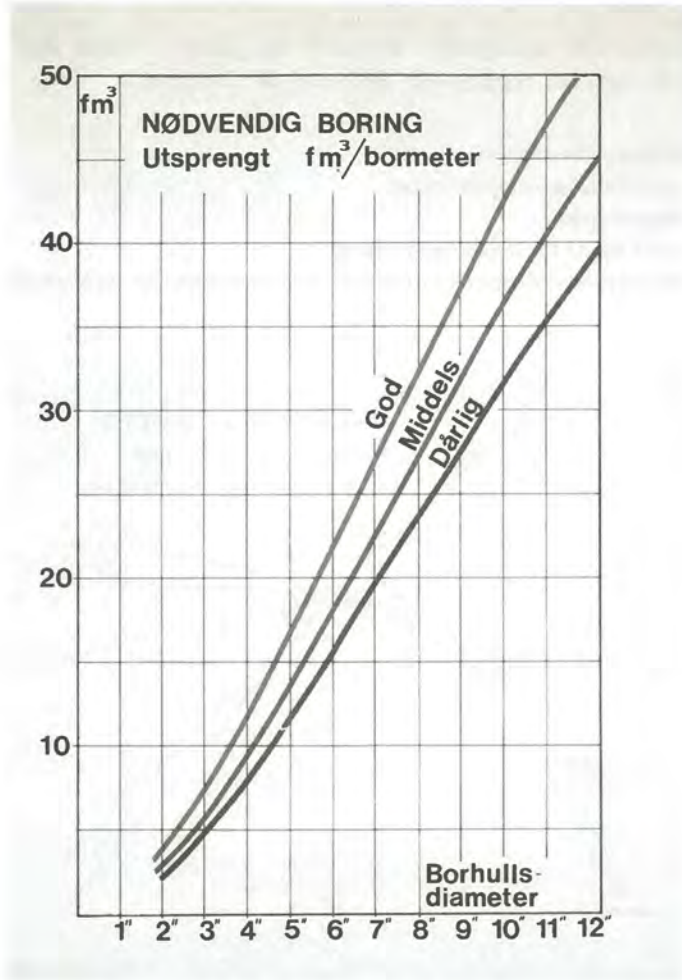


Fig. 10-3

1.14. Korleksjon for varierende pallhøyde.

Feilboring bestemmer hvor mye forsetningen må reduseres med økende pallhøyde. Beregnet korleksjonsfaktor er vist i fig. 4. Feilboringen er større ved lett borutstyr og små hulldiametre enn ved tungt borutstyr og grovhull.

1.2. SPRENGSTOFF OG TENNMIDLER

1.20. Generelt.

Nye sprengstoff.

Det foregår for tiden en rivende utvikling når det gjelder sprengstoff i forbindelse med dagbruddsdrift.

I de konvensjonelle sprengstoff, dynamitt og geomitt, består den aktive delen, følsomhetsgiveren (også kalt ryggrad eller sencitizer) av nitroglyserin.

Ønsket om

- økt sikkerhet i fremstilling og i bruk
- bedre utnyttelse av utboret volum
- billigere sprengstoff
- sprengstoff egnet for mekanisert lading
- og endelig sprengstoff som kan tilpasses fjellets egenskaper og borhulldiameteren

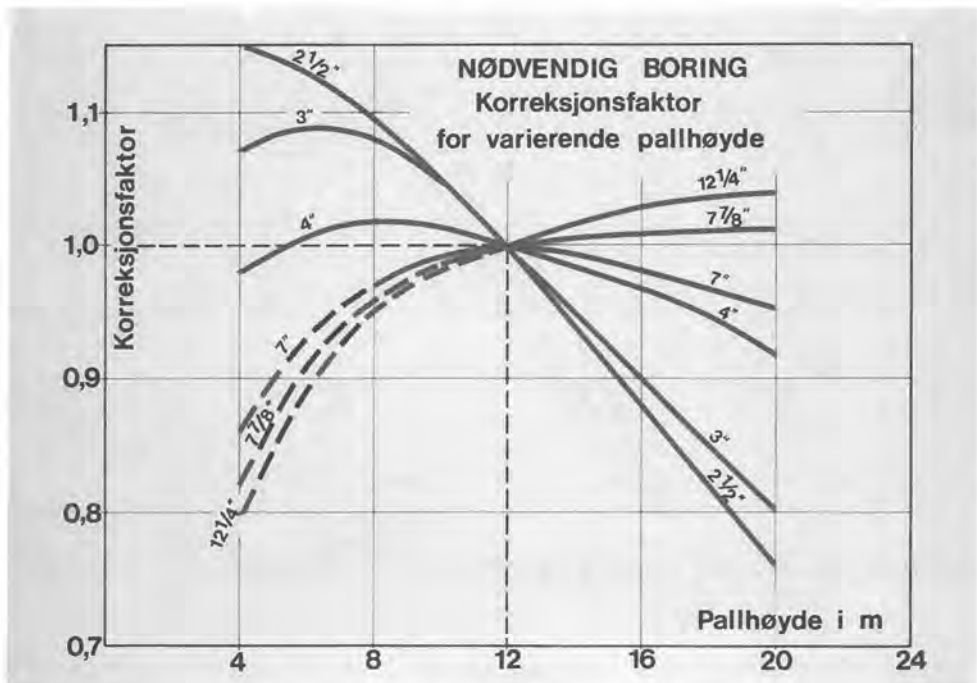


Fig. 10—4

har ført til nye sprengstoff hvor følsomhetsgiveren består av TNT og/eller aluminiumsoksyd. Disse sprengstoff, kalt slurry, har en tilnærmet flytende konsistens og fyller hele det utborede volum. De kan pumpes i borhullet. Mengden av følsomhetsgiveren bestemmer prisen på sprengstoffet.

I tillegg nyttes ANFO (ammoniumnitrat + dieselolje) særlig som pipeladning.

Tilpassing til fjell og borhulldiameter.

Den energi som frigjøres når et sprengstoff detonerer, overføres til fjellet i to former, støtbølgeenergi og gassenergi. Støtbølgeenergien avhenger av sprengstoffets detonasjonshastighet som igjen avhenger av følsomhetsgiveren.

Et sprengstoff karakteriseres ved

- det totale energi-innhold
- fordelingen på de to energiformene.

En søker å tilpasse sprengstoffet til fjellets egenskaper og til den aktuelle borhulldiameter, slik at den energi sprengstoffet inneholder kan nyttiggjøres effektivt. Målsettingen er å oppnå ønsket sprengningsresultat til lavest mulig kostnad.

Små borhulldiameterer stiller større krav til følsomhetsgiveren enn store diameterer. Dette gir dyrere sprengstoff.

Fjellets minste lydgjennomgangsevne gir en grov rettleiding for valg av sprengstoff, selv om denne evne varierer med fuktigheten i fjellet.

I fjell med lav minste lydgjennomgangsevne vil normalt et sprengstoff med stor gassenergi og liten støtbølgeenergi være best egnet. (Eks. fjell som foran er karakterisert som dårlig sprengbart). Dette gir billig sprengstoff.

Fjell med høy lydgjennomgangsevne stiller større krav til støtbølgeenergien. Det gir dyrere sprengstoff. (Eks. fjell som foran er karakterisert som godt sprengbart).

1.21. Kostnader – forutsetninger.

Av punkt 1.20 vil en forstå at det er store variasjonsmuligheter med hensyn til sprengstoff. For den videre analyse har en vært nødt til å gjøre visse forutsetninger om valg av sprengstoff og tenningsopplegg.

Sammensetning av sprengstoff.

Hulldiameterer større enn 4" forutsettes ladet med slurry i bunn og ANFO i pipe. Den prosentvise fordeling er satt til 30% slurry og 70% ANFO. I praksis vil fordelingen være avhengig av hvor mye vann det er i borhullene. Uladet del av borhull er satt til 3 m.

Alternativt er undersøkt ladning utelukkende med slurry.

I hull med diameter mindre enn 4" er beregningene basert på bunnladning av dynamitt til en lengde av 1,3 ganger forsetningen. Som pipeladning brukes ANFO eller glynit med henholdsvis 3,0 og 3,5 meter uladet på toppen.

Tenningsopplegg.

Hull med dynamitt i bunnen initieres med 2 stk. HU-tennere og 20 meter skyteledning pr. hull. Hull med diameter fra 4" til 7 7/8" initieres med 2 stk. 360 grams primere, 20 m detonerende lunte pr. hull og 1 forsinker med 6 meter detonerende lunte pr. 7 hull. For diameter over 7 7/8" brukes dobbel detonerende lunte i hullene.

Priser.

Kostnadene er basert på 1973-priser fra Dyno Industrier A/S. Ved bruk av slurry i store kvanta kan det oppnås vesentlige rabatter. Prisen på slurry er basert på levering direkte i borhullet. Beregningene er gjennomført med 0,20 og 40% rabatt på slurry.

I alternativet med ren slurryladning er prisen variert med borhulldiameter og fjellets egenskaper.

Sprengstoffmengde.

Undersøkelser av utførte arbeider, samt beregninger viser at forbruket av sprengstoff pr. liter utboret volum varierer lite og ligger på ca. 0,8 kg pr. liter utboret volum for alternativet slurry - ANFO.

Dynamit - ANFO gir et noe lavere forbruk. Ved bruk av glynit som pipeladning vil en på grunn av patroneringen oppnå bedre utnyttelse av hullet og dermed økende forbruk med økende hull diameter.

Ren slurryladning gir høyere forbruk, fra 1,0 til 1,15 kg pr. liter utboret volum avhengig av slurrykvaliteten. Fig. 5.

Sprengstofforbruket i kg/m^3 finnes ved å kombinere fig. 1 og fig. 5.

Kostnader.

Kostnader for sprengstoff og tenmidler i kroner pr. liter utboret volum er vist i fig. 6. Pallhøyden er satt til 12 meter. Ved å benytte diagrammet sammen med fig. 1 og fig. 4, kan sprengstoffkostnadene i kroner pr. kubikkmeter utsprenget masse bestemmes for varierende borhulldiameter, pallhøyde og sprengbarhet.

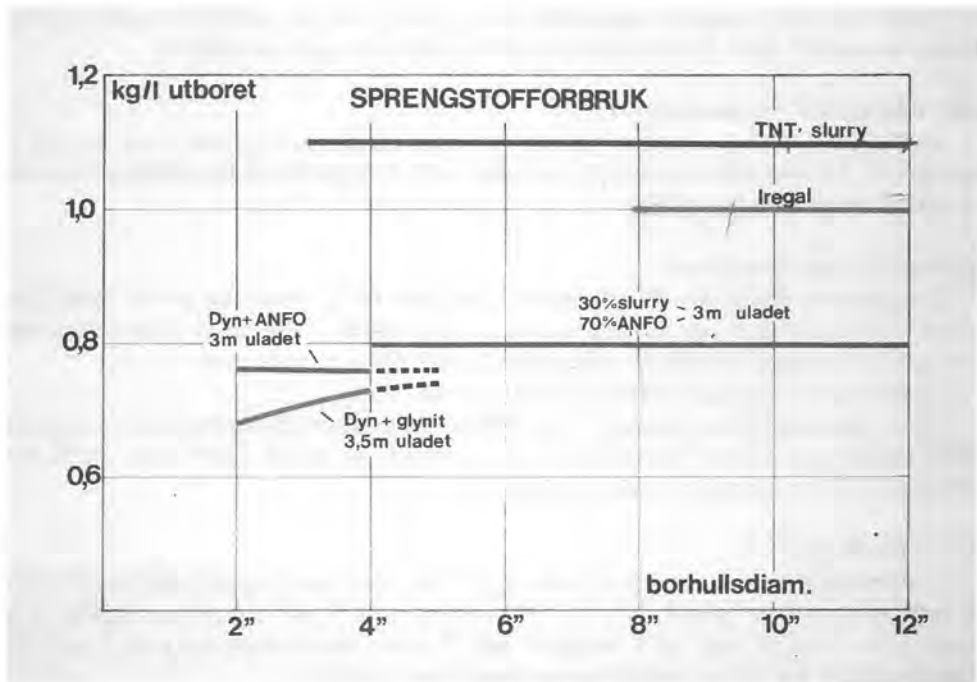


Fig. 10-5

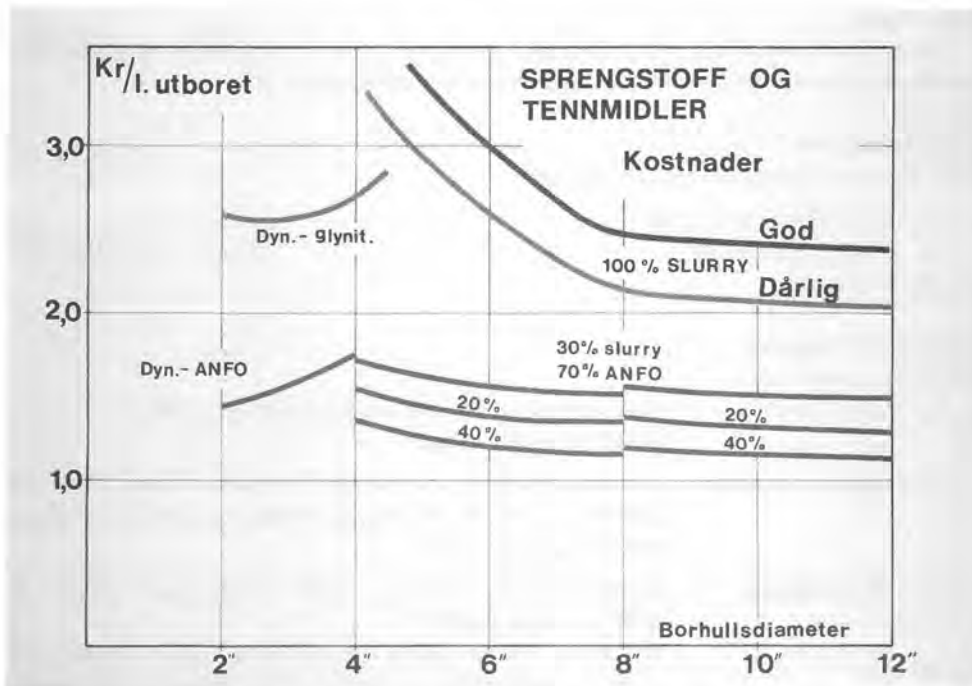


Fig. 10-6

1.3. BORING – YTELSE OG KOSTNADER

1.30. Generelt.

Fjelllets egenskaper (sprengbarhet, borbarhet og slitaseforhold) er avgjørende for

- hvor mye det må bores
- borytelsen
- kostnader ved boringen

Nødvendig boring er behandlet under pkt. 1.11. I dette avsnittet blir det gjort rede for hvordan ytelse og kostnader varierer med fjelllets egenskaper, med pallhøyde og borhulldiameter (utstyr).

1.31. Borhulldiameter – utstyr.

Følgende borhulldiameter og utstyr er lagt til grunn.

3" – Gardner Denver	m/PR 123 J-4 1/2"
beltegående borvogn	drifter med uavhengig rotasjon – slagboring.
5" hull – Gardner Denver	m/RR 143 J-5 1/2"
	drifter med uavhengig rotasjon. Slagboring.
7 7/8" – Bucurus Erie 40-R	Rotasjons-bormaskin.

En har valgt disse borhulldiameter med tilhørende utstyr fordi de er representative, og fordi en har de mest omfattende og presise ytelses- og kostnadsdata for disse kombinasjoner.

1.32. Ytelser.

Beregning av ytelser er basert på detaljerte arbeidsstudier av forskjellige utstyrskombinasjoner under varierende fjellforhold. Resultatene er normaliserte.

Variable faktorer.

Virkningen av følgende variable er analysert:

1. Borhulldiameter, utstyr
2. Fjellets egenskaper
3. Pallhøyde

Kapasitet, definisjoner.

Følgende begrep nyttes:

1. Netto borsynk: Ren, momentan borsynk pr. tidsenhet i cm/min. Eksklusive alle tapstider.
2. Brutto kapasitet: Inkluderer flytting av maskin fra hull til hull, innretting, påskråming, boring, skjøting av stenger og opptrekk av stenger. Regnes i meter pr. time.
3. Skiftkapasitet: Gjennomsnittlig ytelse pr. skift á 7,5 timer. Regner 5,5 effektive timer i skiftet. Inkluderer foruten tidene i brutto borekapasitet, personlig tid, smøring, vedlikehold og driftstekniske tapstider som maskin-stopp osv.

Fjellets borbarhet.

I en slik generell analyse har en ikke funnet det hensiktsmessig å arbeide med de detaljerte borbarhetskriterier som ingeniørgeologene i dag bruker. En har valgt følgende grove inndeling:

Borbarhet	Netto borsynk, 1. stang ved 6,5–7,0 ato lufttrykk, utstyr som foran nevnt.	
	3" hull	5" hull
God	70 cm/min.	56 cm/min.
Middels	55 cm/min.	44 cm/min.
Dårlig	40 cm/min.	32 cm/min.

Lengden av borhullet, innvirkning på borytelser.

Ved slagboring avtar borsynkten betydelig med økende borhullslengde, idet en del av støtbølgeenergien går tapt i stangskjøter og i friksjon mellom stang og fjellet.

Fig. 7 viser hvordan netto borsynk avtar med økende hullldybde. Borsynken er oppgitt i prosent av netto borsynk for den andre stangen. Diagrammet gjelder for 10' stenger. Det kan imidlertid med god tilnærming også brukes for 20' stenger ved å sette en 20' stang lik 2–10' stenger.

Det er vanlig å anta at antall skjøter er bestemmende for energitapet. Diagrammet (7) som er basert på arbeidsstudier, sammenholdt med andre data kan imidlertid tyde på at det er den samlede lengde av borstangen som er avgjørende.

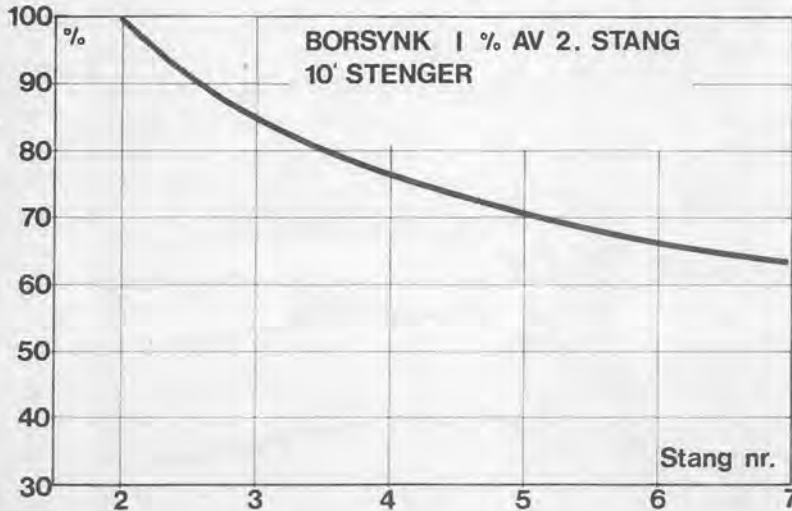


Fig. 10-7

Stang nr. 2 er valgt som referanse for å eliminere virkningen av overdekking, dagfjell og påskråming. Netto borsynk for stang nr. 1 er i beregningene antatt å være 20% større enn for stang nr. 2.

Fig. 8 viser brutto borekapasitet som funksjon av hulldybde og borbarhet for 3" hull.

Fig. 9 viser sammenhengen mellom netto borsynk for første stang og brutto borekapasitet.

Fig. 10 viser brutto borekapasitet som funksjon av hulldybde og borbarhet for 5" hull og 20' stenger.

Ved rotasjonsboring er energitapet vesentlig mindre enn ved slagboring, og netto borsynk avtar ikke nevneverdig med de borhullslengder som er aktuelle i denne sammenheng. Fig. 11 viser hvordan brutto borekapasitet varierer med hulldybde og borbarhet ved rotasjonsboring. Tilgjengelige data indikerer at borsynk og brutto borekapasitet er tilnærmet uavhengig av borhulldiameteren (7 7/8", 9 7/8" og 12 1/4") ved rotasjonsboring med de tre maskinstørrelser av Bucurus Erie som er i drift her i landet. Maskinens ytelse (trykk og rotasjon) avpasses altså etter den borhulldiameter de er beregnet for.

1.33. Borutstyr – levetider og kostnader.

Levetider på utstyret er anslått ut fra det erfaringsmateriale som foreligger. En har gjort den forenklete forutsetning at god borbarhet gir liten slitasje på borkronene og dårlig borbarhet gir stor slitasje.

Tabell 1 gjengir de priser og levetider som er lagt til grunn for de videre beregninger. Levetidene er knyttet til en borhullslengde på 15 m.

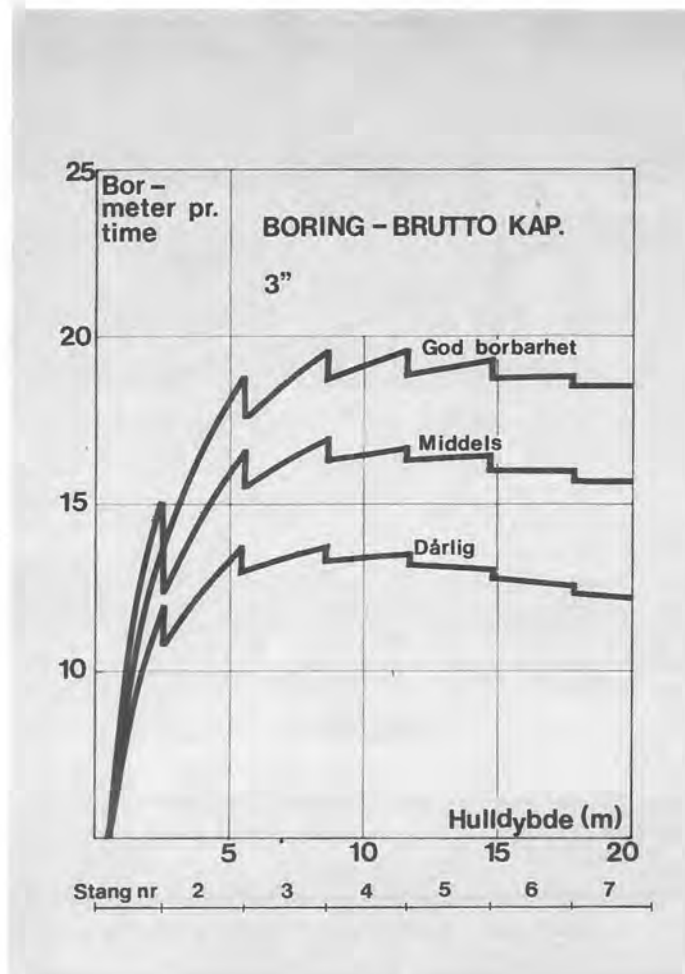


Fig. 10-8

Levetidens avhengighet av borchullslengden.

Levetiden på borutstyret er avhengig av lengden på borchullene (pallhøyden) fordi borsynken avtar med økende borchullslengde. Sammenhengen kan ikke påvises statistisk ut fra det foreliggende materiale.

En har gjort den antakelse at levetiden for stenger, hylser og borkroner varierer med halvparten av variasjonen i effektiv boretid. Eller med andre ord, 50% av slitasjen er avhengig av antall bormeter og 50% er avhengig av effektiv boretid. Det betyr at når gjennomsnittlig borsynk går ned med 50%, så går levetiden for utstyret ned med 25%.

For nakken er slitasjen antatt direkte proporsjonal med antall slag som overføres. Levetiden på nakken vil derfor være proporsjonal med borsynken.

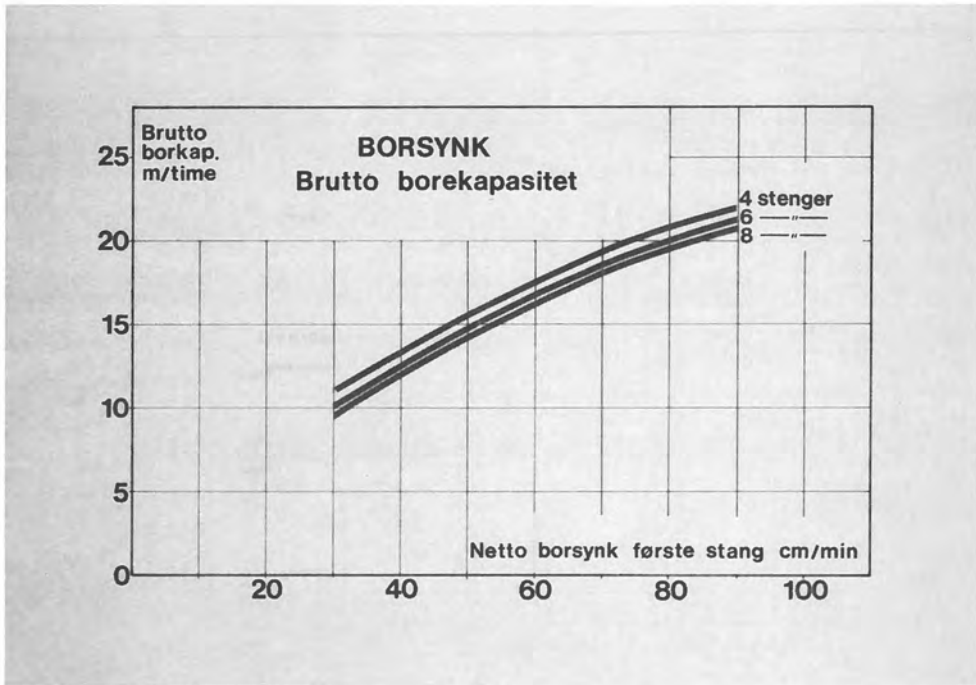


Fig. 10-9

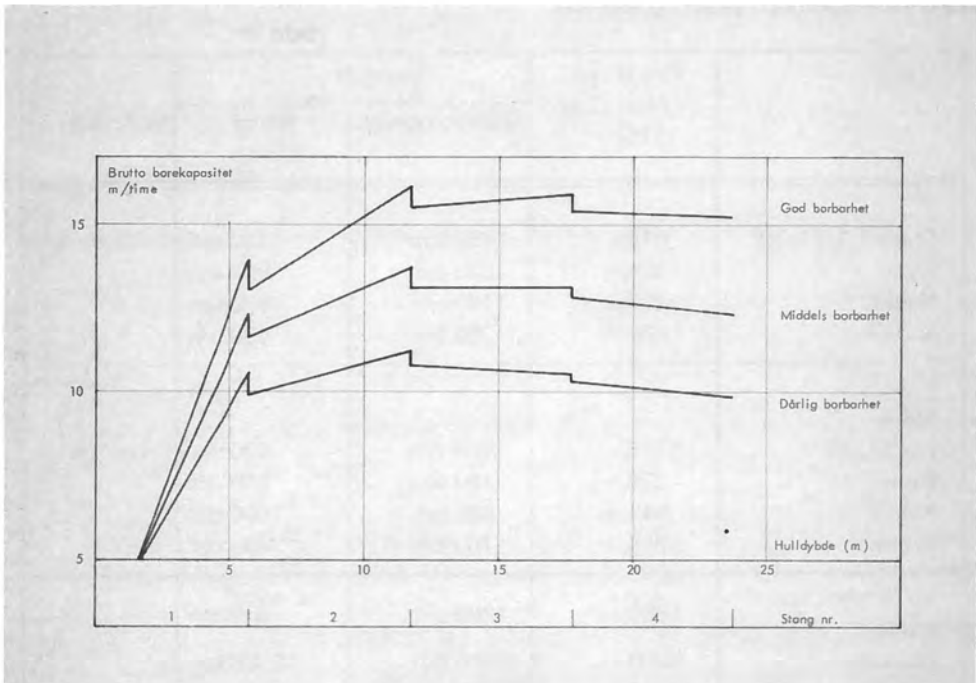


Fig. 10-10

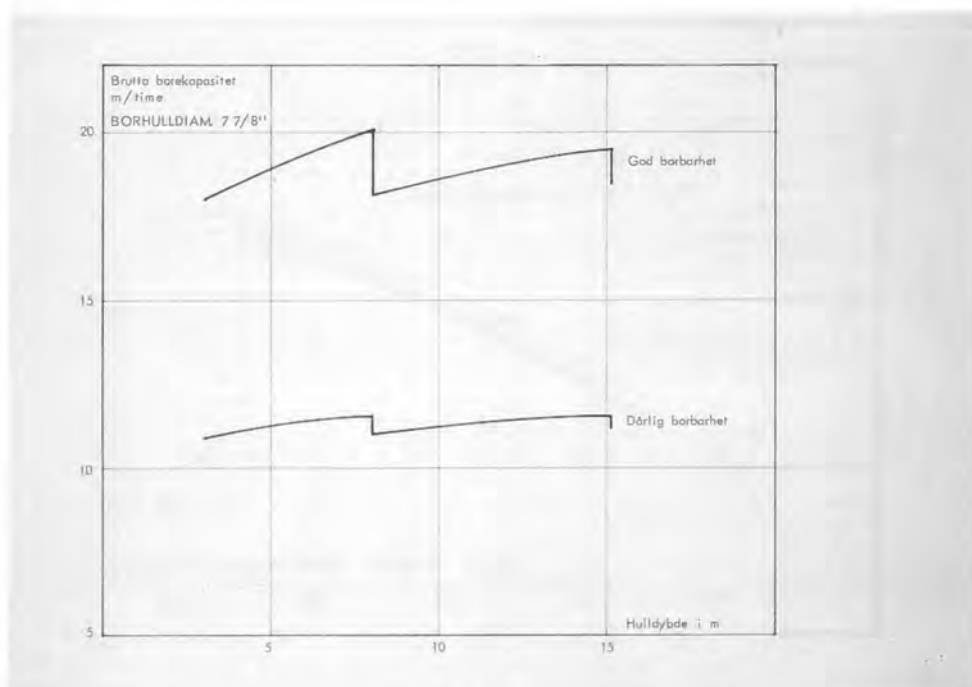


Fig. 10-11

Tabell 10-1 Borutstyr, priser og levetider.

Utstyr	Pris pr. stk. (Atlas Copco 1973)	Levetider		Merknader
		God borbarhet	Dårlig borb.h.	
3" Stang 1 1/2", 10' Hylse Nakke Krone	616,— 124,— 217,— 469,—	1450 stm 1035 stm 1140 bm 700 bm	1100 stm 890 stm 775 bm 400 bm	Dobb.gjenge
5" Stang 1 3/4", 20' Hylse Nakke Krone	1375,— 225,— 545,— 1218,—	600 stm 800 stm 880 bm 700 bm	500 stm 600 stm 600 bm 400 bm	Enkel gjenge
7 7/8" Rot.bor. krone Reamer Stang	6800,— 5000,— 6900,—	1200 bm 15000 bm 15000 bm	680 bm 12000 bm 12000 bm	

Tabell 10-2 Borekostnader, 3", 5" og 7 7/8" hullidiameter, borhullslengde 15 m.

Hullidiameter	Borbarhet	3"		5"		7 7/8"	
		god	dårlig	god	dårlig	god	dårlig
1. Innkjøpspris	1000 kr.	178		383		1322	
3. Salgspris	1000 kr.	30		50		100	
4. Avskrivningsgrunnlag	1000 kr.	148		333		1222	
5. Brukstil, totalt, 1000 bormeter		150	100	176	120	250	150
pr. år 1000 bormeter		40	27	33,8	22,5	50	30
6. Avskrivninger	kr./borm.	0,99	1,48	1,90	2,80	4,89	8,15
7. Renter, forsikringer	kr./borm.	0,17	0,26	0,65	0,96	1,42	2,37
8. Kapitalkostnader 6+7	kr./borm.	1,16	1,74	2,55	3,76	6,31	10,52
9. Bor-utstyr	kr./borm.	2,23	3,19	4,50	6,44	6,46	11,00
10. Reparasjoner	kr./borm.	1,07	1,60	2,14	3,20	3,00	4,30
11. Smøremiddel	kr./borm.	0,20	0,30	0,30	0,45	0,30	0,43
12. Andre materialer	kr./borm.	0,40	0,40	0,60	0,60	0,30	0,30
13. Trykkluft 3", 5", El.kraft 7 7/8"	kr./borm.	1,20	1,50	2,00	2,50	0,30	0,50
14. Lønn boring		2,38	3,50	2,92	4,29	3,75	6,20
15. Sum kostnader	kr./borm.	8,64	12,26	15,01	21,24	20,42	33,25
16. Utsprengt masse	fm ³ /borm.	4,9	7,25	11,7	16,7	23,2	32,0
17. Borekostnader	kr./fm ³	1,76	1,69	1,28	1,26	0,88	1,04

Levetidens avhengighet gav fjellets borbarhet.

En har gjort samme antakelse som ovenfor for å finne forholdet mellom levetider i fjell med god og dårlig borbarhet.

Totale borekostnader.

Tabell nr. 2 viser de samlede borekostnader for de valgte utstyrskombinasjoner.

Merknader til tabell 2.**1. Innkjøpspris.**

1973-priser inklusiv 10% rabatt og 13% investeringsavgift.

3. Salgspris.

Salgspris, brukstil og reparasjonskostnader er sett i sammenheng. Skjønn basert på erfaringstall.

5. Brukstil.

Den totale brukstil er anslått ut fra erfaringstall. Den er satt noe lavt for rotasjonsmaskinen. Brukstiden er variert med fjellets borbarhet og satt proporsjonalt med brutto borekapasitet.

7. Renter, forsikringer.

10% av uavskrevet kapital, fordelt på årlig produksjon. Denne er satt relativt høyere for de største maskiner.

10. Reparasjoner.

Inkluderer også lønn, basert på erfaringstall.

13. Trykkluft/elektrisk kraft.

Trykkluftkostnader satt til 4 øre/m³ kraftpris 8 øre/kWh.

14. Lønn boring.

1 manns betjening ved 3" og 5" hull. 1,5 mann ved 7 7/8". Lønnen er satt til 25 kr./h + 35% sosiale utgifter og fordelt over den effektive skifttid.

Fig. 12 viser borekostnader for 3", 5" og 7 7/8" hull ved forskjellige pallhøyder.

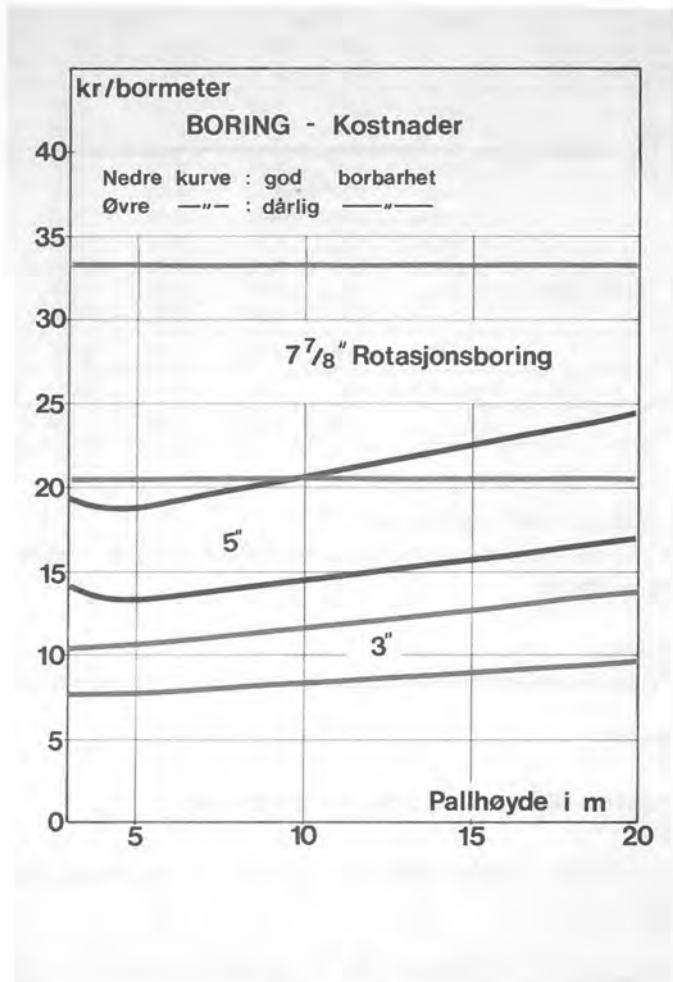


Fig. 10—12

Borekostnader i kr./m³ utboret volum.

For å få et tilknytningspunkt til fullprofilboring er kostnadene pr. utboret kubikkmeter tegnet opp i fig. 13.

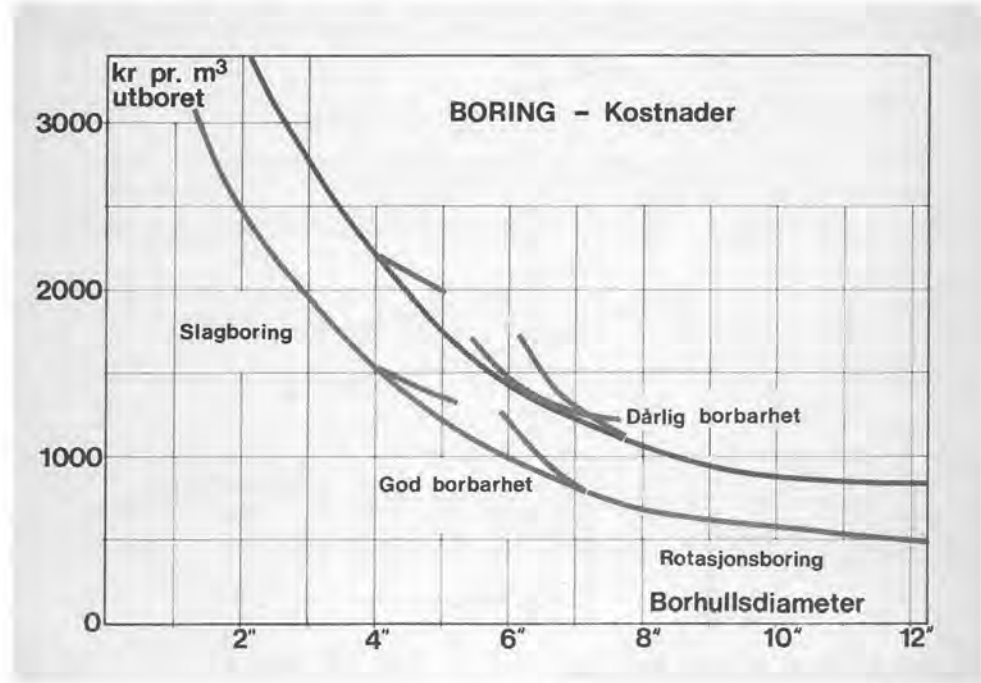


Fig. 10-13

De to kurvene kan oppfattes som omhyllingskurver for kurver for bestemte kombinasjoner av boremaskiner og borhulldiameter. Dersom bormaskinene anvendes utenfra sitt optimale arbeidsområde (diameter) vil kostnadene ligge over kurvene.

Senere opplysninger kan tyde på at kombinasjonen slagboring – 5" borhull ligger i utkanten av økonomisk bruksområde (antydnet på diagram). Det samme gjelder rotasjonsboring med mindre diameter enn 7 7/8".

1.34. Kostnader for boring og sprengning.

Ved å sammenholde fig. 12, Borekostnader og fig. 6, Sprengstoffkostnader, får en de samlede kostnader for boring og sprengning.

For å få en oversiktlig fremstilling har en gjort den forenklete antakelse at fjell som har god sprengbarhet, har dårlig borbarhet og er slitende på borutstyret. Denne antakelse har begrenset gyldighet, men er dekkende for de undersøkte arbeider når en ser bort fra kalksteinene.

I tabell 3 og fig. 14 er de samlede kostnader for boring og sprengning satt opp under angitte forutsetninger.

Fig. 15 viser de samlede bore- og sprengningskostnader ved bruk av 3", 5" og 7 7/8" borhull som funksjon av pallhøyden. 3" hullene er forutsatt ladet med dynamitt og ANFO.

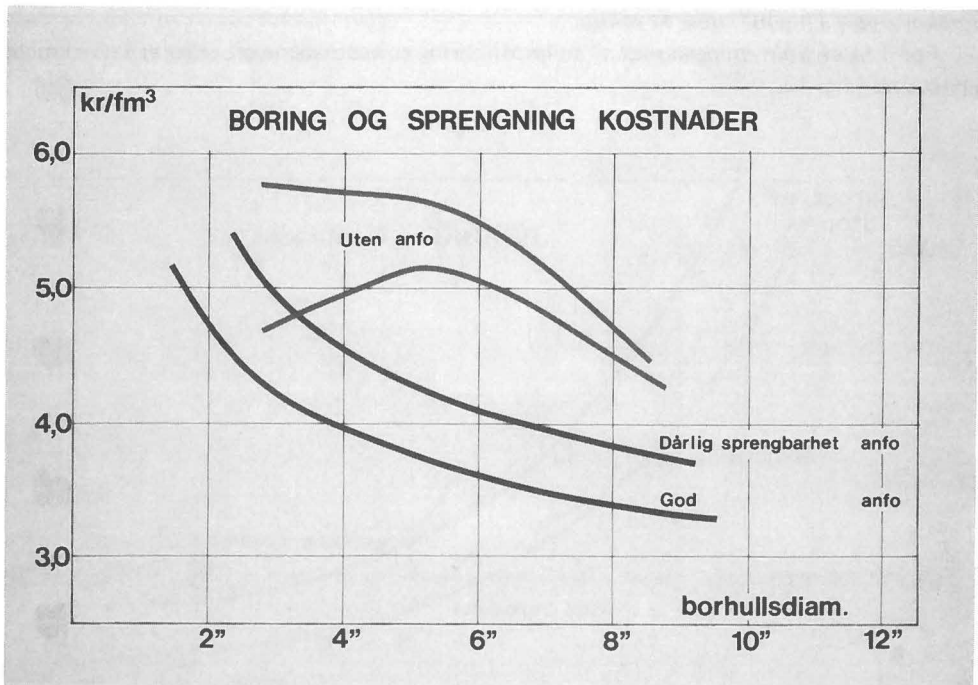


Fig. 10-14

Tabell 10-3 Boring - Skyting - Kostnader

Kr./fm ³	3''		5''		7 7/8''	
Borbarhet	God	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig
Sprengbarhet	Dårlig	God	Dårlig	God	Dårlig	God
Boring	1,76	1,69	1,28 (1,43) [★]	1,26 (1,44) [★]	0,88	1,04
Sprengstoff - Tennmidler	1,44 (2,34) ^{★★}	0,97 (1,57)	1,52 (3,07)	1,07 (2,57)	1,62 (2,69)	1,20 (2,47)
Andre kostnader	1,73	1,54	1,53	1,43	1,35	1,18
Inkl. spretting	(1,63) ^{★★}	(1,46)	(1,33)	(1,15)	(1,05)	(0,90)
Sum med ANFO	4,93	4,20	4,33	3,76	3,85	3,42
Sum uten ANFO	5,73	4,73	5,83	5,16	4,72	4,51
Brutto kapasitet fm ³ /h	93	94	181	176	449	362
Livslengde bormaskin Mill. m ³	0,7	0,7	2,0	2,0	5,7	4,7

★) Senere undersøkelser har vist at antatt levetid for borkroner kan være vanskelig å oppnå med 5'' kroner. Tallene i parantes er justert anslag.

★★) Gjelder ladning bare med slurry.

Ved små pallhøyder øker kostnadene sterkt. Dette skyldes at forsetningen ikke bør være større enn halvparten av pallhøyden, og en får derfor forholdsvis mye boring ved lave paller.

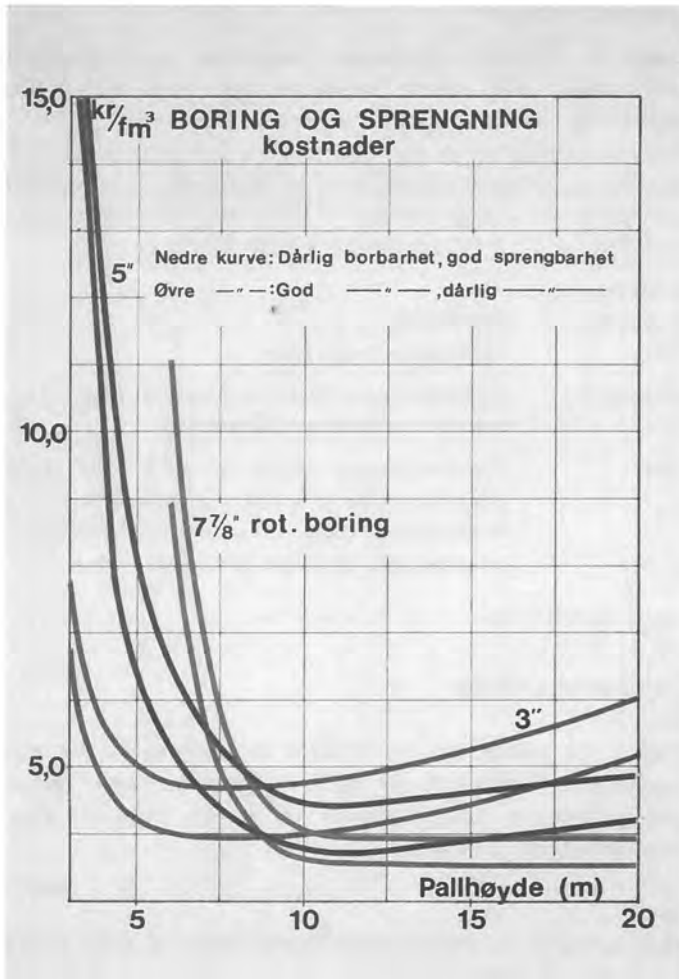


Fig. 10-15

2. LASTING

2.0. GENERELT

Lasting forutsettes utført med

- frontlastere på hjul
- wirestyrte gravemaskiner

Gravemaskinene var tidligere enerådende i dagbrudd. Hjullasterne ble først satt på mindre arbeider og har gradvis erobret betydelige deler av markedet. Ved de helt store dagbrudd er imidlertid de wirestyrte gravemaskiner ennå dominerende.

Når det gjelder hjullastere har en lagt Caterpillars maskiner til grunn for analysen. Dette fordi en har det beste grunnlagsmateriale i form av registrerte ytelser og kostnader for disse maskiner. Resultatene antas å kunne overføres til tilsvarende maskiner av andre fabrikat.

For gravemaskinene er det ikke lagt noe spesielt fabrikat til grunn.

Definisjon av kapasitetsbetegnelser:

1. Netto lastekapasitet: Ren lasting.
(øse-kapasitet) Eksklusiv alle tapstider.
2. Brutto lastekapasitet: Inkluderer ren lastetid pluss normal rangering (bytte av kjøretøy) samt trimming av røys.
3. Skiftkapasitet: Gjennomsnittlig ytelse pr. skift á 7,5 timer. Regner 5,5 effektive timer i skiftet. Inkluderer foruten tidene i brutto lastekapasitet også personlig tid, smøring, vedlikehold og driftstekniske tapstider som maskinstopp osv.

Alle lastekapasiteter oppgis i faste m^3 pr. time (fm^3/h).

2.1. LASTING MED HJULLASTER

2.11. Kapasiteter.

Lastekapasiteten for lastere fra 11 til 62 t er beregnet ut fra data i Caterpillar Performance Handbook. Resultatene er justert slik at de faller sammen med godt underbygde data for enkelte maskinstørrelser fra norske dagbrudd. Fig. 16 gir brutto lastekapasitet som funksjon av maskinvekt.

2.12. Lastekostnader.

Kostnadene er beregnet pr. effektiv maskintime (svarer til tiden som inngår i brutto lastekapasitet).

Timekostnad dividert på brutto lastekapasitet gir derfor kostnad pr. fast m^3 .

Beregningen er basert på erfaringstall.

Resultatet er gjengitt i tabell 4.

Merknader til tabell 4.

1. Innkjøpspris, inkl. rabatt og investeringsavgift.
1973-priser.
2. Salgspris.
Salgspris, brukstid og reparasjonskostnader er sett i sammenheng og basert på erfaringstall.

7. Renter, forsikringer.

Antatt 10% av uavskrevet kapital.

Driftstiden er satt til 3000 timer pr. år.

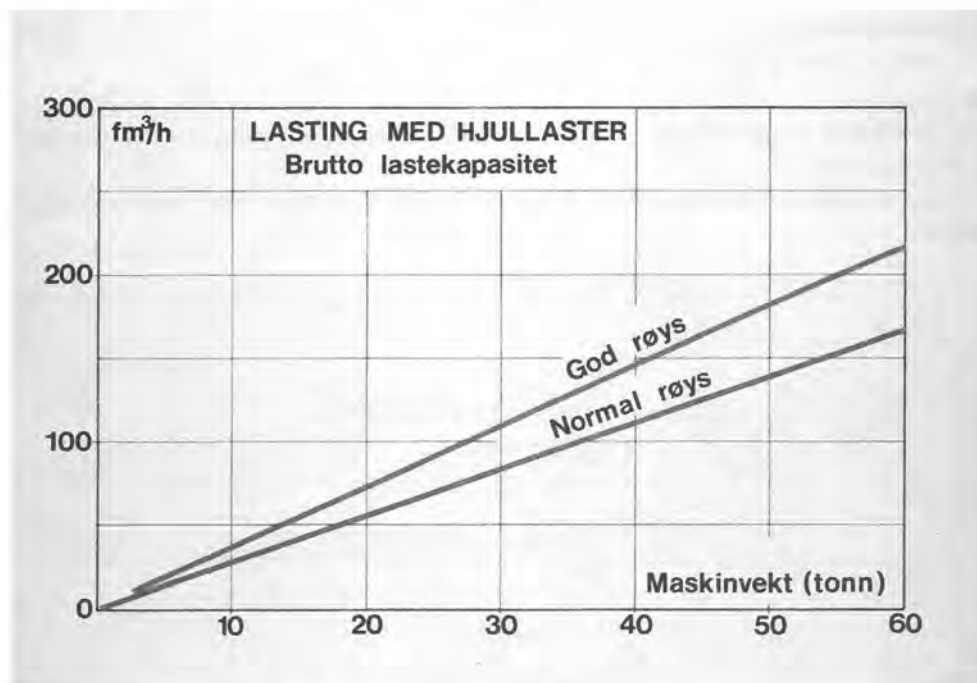


Fig. 10-16

Tabell 10-4 Lastekostnader for lasting med hjullaster.

Maskinvekt		(Cat 930) 11 tonn	(Cat 950) 13 tonn	(Cat 966) 18 tonn	(Cat 980) 27 tonn	(Cat 988) 38 tonn	(Cat 992) 62 tonn
1. Innkjøpspris ÷ 2% rabatt + 13% investeringsavgift	1000 kr.	250	341	441	559	807	1350
2. Dekk	1000 kr.	11	16	21	47	62	101
3. Salgspris	1000 kr.	63	85	110	140	200	300
4. Avskrivningsgrunnlag	1000 kr.	176	240	311	372	545	949
5. Brukstid (effektive timer)		5000	5100	5280	5600	6000	6900
6. Avskrivning	kr./h	32,50	47,06	58,09	66,43	90,83	137,54
7. Renter, forsikring 3000 timer/år	kr./h	5,22	7,10	9,20	11,65	16,78	27,50
8. Kapitalutgifter	kr./h	40,44	54,16	68,10	78,08	107,61	165,04
9. Brennstoff 25,4 øre/l	kr./h	3,66	5,00	6,56	7,80	10,57	16,89
10. Smøremiddel, batteri, filter m.m.	kr./h	2,16	3,12	4,00	5,83	9,20	15,50
11. Dekk	kr./h	15,00	20,46	26,52	33,54	48,52	81,00
13. Kjørerlønn ($25 \cdot 1,35 \cdot \frac{7,5}{5,5}$)	kr./h	46,00	46,00	46,00	46,00	46,00	46,00
14. Sum kr. pr. time	kr./h	130,51	161,07	193,67	217,25	279,00	400,93
15. Brutto lastekapasitet	fm^3/h	30	44,3	60,7	74	104	170
16. Kostnader	kr./ fm^3	4,21	3,64	3,19	2,93	2,68	2,35

9. Brennstoff-forbruk.

Oppgavene er hentet fra Caterpillar Performance Handbook (M) som vider god overensstemmelse med registrerte forbruk.

Prisen på brennstoff (25,4 øre/l) svarer til den pris NVE betaler. (1973)

11. Dekk-kostnader.

Dette er erfaringstall fra praktisk drift.

13. Kjørerlønn.

Timelønnen er satt til 25 kr. pr. time pluss 35% sosiale utgifter. Timelønnen er omregnet til effektive timer.

Fig. 17 viser hvordan delkostnadene ved lastning med hjullaster varierer med størrelsen på lasteren.

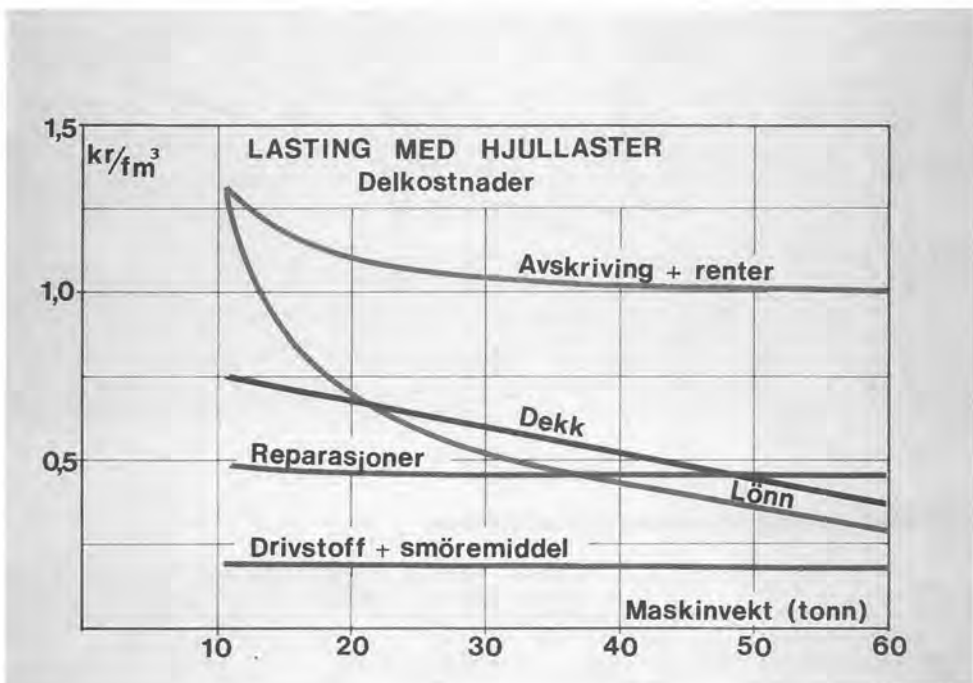


Fig. 10-17

Fig. 18 viser de samlede lastekostnader som funksjon av hjullasterens brutto lastekapasitet.

2.2. LASTING MED GRAVEMASKIN

2.21. Kapasiteter.

Utgangspunktet er registrerte kapasiteter fra steinbrudd i Norge supplert med oppgaver fra "The Power Crane and Shovel Association". Brutto lastekapasitet som funksjon av skuffestørrelsen er fremstilt i fig. 19.

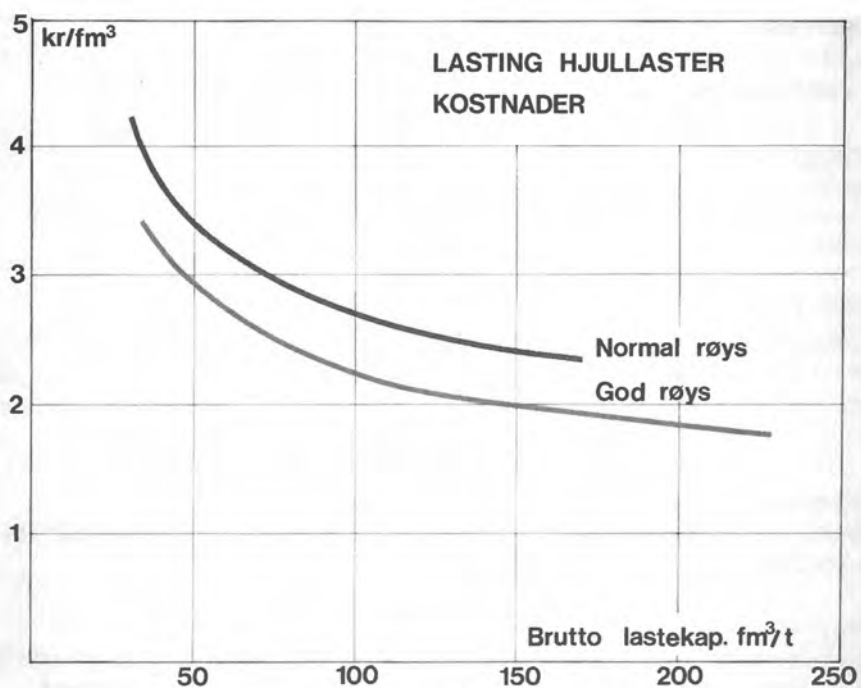


Fig. 10-18

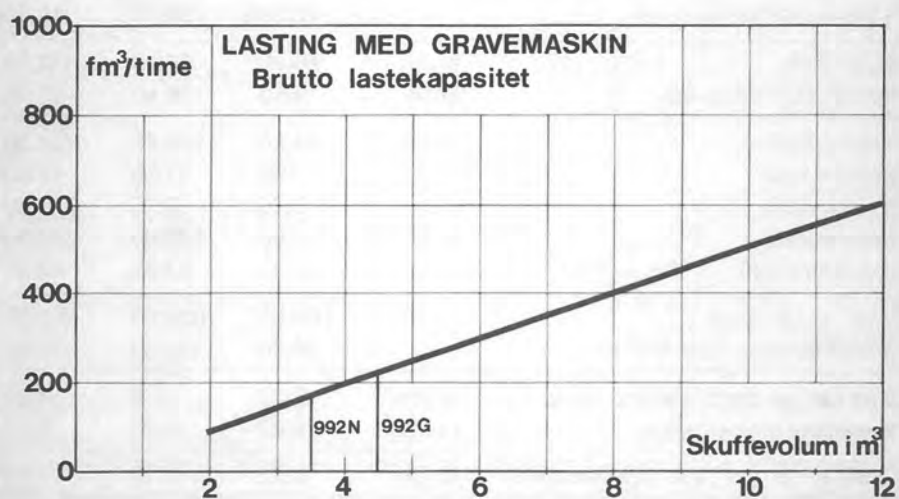


Fig. 10-19

2.22. Kostnader.**Kfr. 2.12.**

Tabell 5 viser lastekostnadene for 3 gravemaskinstørrelser.

*Merknader til tabell 5.***5. Brukstil.**

Gravemaskinene forutsettes brukt inntil skrotning, idet markedet for brukte gravemaskiner i denne størrelsesorden er meget begrenset.

7. Renter, forsikring.

Kfr. merknad i pkt. 2.12.

Driftstiden er økt til 3300 timer pr. år. Dette skyldes at det i middel er forutsatt 1,5 mann pr. maskin, noe som resulterer i en økning av effektive timer fra 5,5 til 6,0 timer pr. skift.

9. Kraftforbruk.

Kraftprisen er satt til 8 øre/kWh. Forbruket er i samsvar med oppgaver fra "The Power Crane and Shovel Association".

12. Reparasjoner.

Kostnadene må ses i sammenheng med den lange avskrivningstid. Vi har antatt 150% av avskrivningskostnaden etter å ha vurdert oppnådde resultater ved norske dagbrudd.

Tabell 10-5 Lastekostnader for gravemaskin.

Skuffevolum i m ³		1.9	3.4	11.4
1. Innkjøpspris inkl. investeringsavgift	1000 kr.	960	2.400	5.500
5. Brukstil (effektive timer)		20.000	30.000	40.000
6. Avskrivning	kr./h	48.00	80.00	138.00
7. Renter, forsikring, osv.	kr./h	14.50	36.40	83.30
8. Kapitalutgifter	kr./h	62.50	116.40	221.30
9. Kraftforbruk	kr./h	7.50	13.50	49.00
10. Smøremiddel	kr./h	3.75	6.75	24.50
12. Reparasjoner	kr./h	72.00	120.00	207.00
13. Kjørerlønn $(25 \cdot 1,35 \cdot \frac{7,5}{6,0}) \cdot 1,5$	kr./h	63.25	63.25	63.25
14. Sum i kr. pr. time	kr./h	209.00	320.00	565.00
15. Brutto lastekapasitet fm ³ pr. time		90.00	170.00	570.00
16. Sum i kr. pr. fm ³	kr./fm ³	2.32	1.88	0.99
17. Kostnader hjelpemaskin	kr./fm ³	0.40	0.25	0.10
18. Sum i kr. pr. fm ³ inkl. hjelpemaskin	kr./fm ³	2.72	2.13	1.09

17. Hjelpemaskin.

Ved gravemaskinlastning kreves hjelpemaskin for å samle røys. Kostnadene er basert på erfaring. Det er i praksis sammenheng mellom gravemaskinstørrelse og salvestørrelse. Kostnaden for samling av røys i kr. pr. m^3 avtar derfor med gravemaskinstørrelsen.

Lastekostnadene for gravemaskin som funksjon av brutto lastekapasitet er vist i fig. 20. Tilsvarende for hjullaster er inntegnet for normal og god røys.

De fordeler hjullasteren har p.g.a. sin større mobilitet kommer imidlertid ikke til uttrykk i kostnadstabellen.

Alt i alt synes det neppe aktuelt å velge wirestyrt gravemaskin under ca. $5 m^3$ skuffevolum.

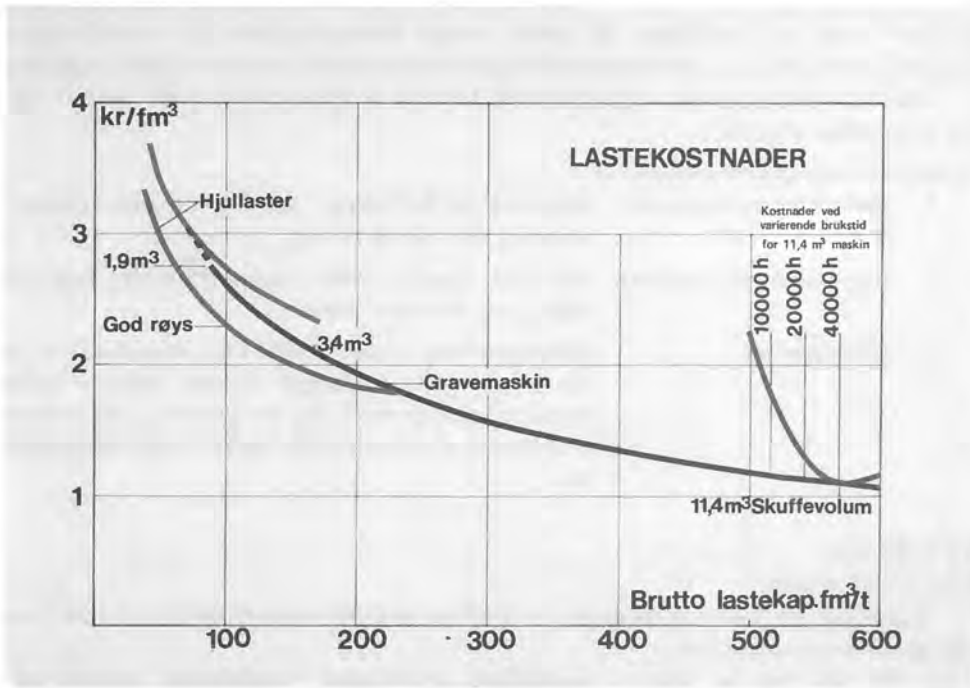


Fig. 10—20

3. TRANSPORT

3.0. GENERELT

Hovedvekten av analysen er lagt på truckstørrelser fra 18 til 45 tonn, men det er også regnet trucker på 78 og 155 tonn for å få fram kostnadsforløpet.

Ytelser og kostnader er beregnet for varierende

- transportlengde
- stigningsforhold (bare ytelser)
- truckstørrelse.

Beregningen forutsetter en kjørestrekning i brudd og på tipp på tilsammen 300 meter. Denne fastholdes gjennom hele beregningen.

Transportkapasiteten er forutsatt dimensjonert slik at det ikke oppstår venting for laster. Gruppen tviler på riktigheten av denne vanlige fremgangsmåten. En revurdering er nødvendig, men det er et omfattende arbeid som faller utenfor rammen av denne oppgaven.

Med dette utgangspunkt er truckantallet bestemt av lastekapasiteten når lasteren går i den bedre delen av røysa.

Definisjoner av kapasitetsbetegnelser:

1. Netto transportkapasitet: Inkluderer tid for lasting, rangering ved laster, transport, rangering ved tipp og tipping.
2. Brutto transportkapasitet: Inkluderer tidene i netto transportkapasitet, stopp for møting, og venting på laster.
3. Skiftkapasitet: Gjennomsnittlig ytelse pr. skift å 5,5 effektive timer i et 7,5 timers skift. Inkluderer foruten tidene i brutto transportkapasitet også tap for personlig tid, smøring, vedlikehold og driftstekniske tapstider som maskinstopp osv.

3.1 YTELSER

3.11. Kjørehastighet.

Grunnlaget for kjørehastighetene er registrerte data fra transportstudier supplert med hastighet/motorkraftdiagram.

I *fig. 21* har vi søkt å normalisere resultatene. Hastighetene varierer med transportstrekning og stigningsforhold. Den øverste kurven gjelder for tilnærmet horisontal kjøring og for kjøring i fall inntil 5%. Her er veibanen avgjørende for hastigheten. Hastighet/motorkraft-diagram gir høyere hastigheter enn det oppnås i praksis.

I samsvar med registreringene har en satt at hastigheten øker med økende transportlengde, vesentlig p.g.a. bedre vegforhold.

For kjøring i stigning over 5% blir motorkraften avgjørende. Hastighet/motorkraft-diagram er da lagt til grunn for kjørehastighetene.

Rullemotstanden er satt til 4% av vekten av truckene.

Det er forutsatt at motorkraften økes i takt med truckens lasteevne, slik at hastighetene blir uavhengig av truckstørrelsen.

Kurvene gjelder for kjøring utenfor brudd og tippområde.

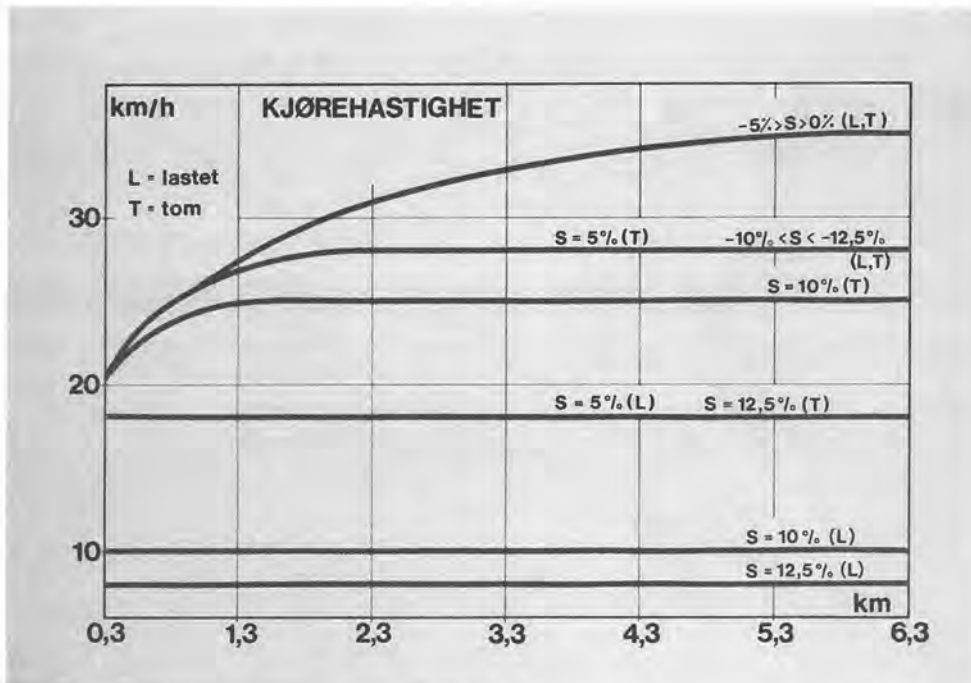


Fig. 10-21

3.12. Tidsforbruk – syklustider.

Fig. 22 er basert på fig. 21 og viser kjøretiden som funksjon av transportlengde og stigningsforhold. (Ekskl. kjøring i brudd og på tipp). Dette er ren kjøretid. Dertil kommer lastetid og faste tider.

Faste tider er alle tider som er uavhengig av transportlengde, lastetid og antall trucker. (Rangering, kjøring i brudd og på tipp og tipping).

Sum faste tider er beregnet til 5,40 min. pr. syklus.

Bruk av flere trucker samtidig gir tapstider som varierer med truckantall og med transportlengde.

Det er forutsatt veg med en kjørebane og møteplasser hver 300 meter.

Ved bruk av n trucker antas $n \div 2$ møtinger pr. syklus.

Tid for møting er satt til 0,65 min.

Venting ved laster varierer med lastetid, syklustid og antall trucker.

3.12. Transportkapasitet.

Transportkapasitet pr. truck som funksjon av transportlengde er fremstilt for endel aktuelle maskinkombinasjoner i fig. 23–24. Den glatte kurven gir transportkapasitet hvis bare én truck benyttes.

Den trappeformede kurven viser transportkapasitet pr. truck når flere trucker er i drift og lasteren ikke skal ha ventetid.

Den stiplede kurven (fig. 23) angir utnyttelsesgraden av kjøretøyene.

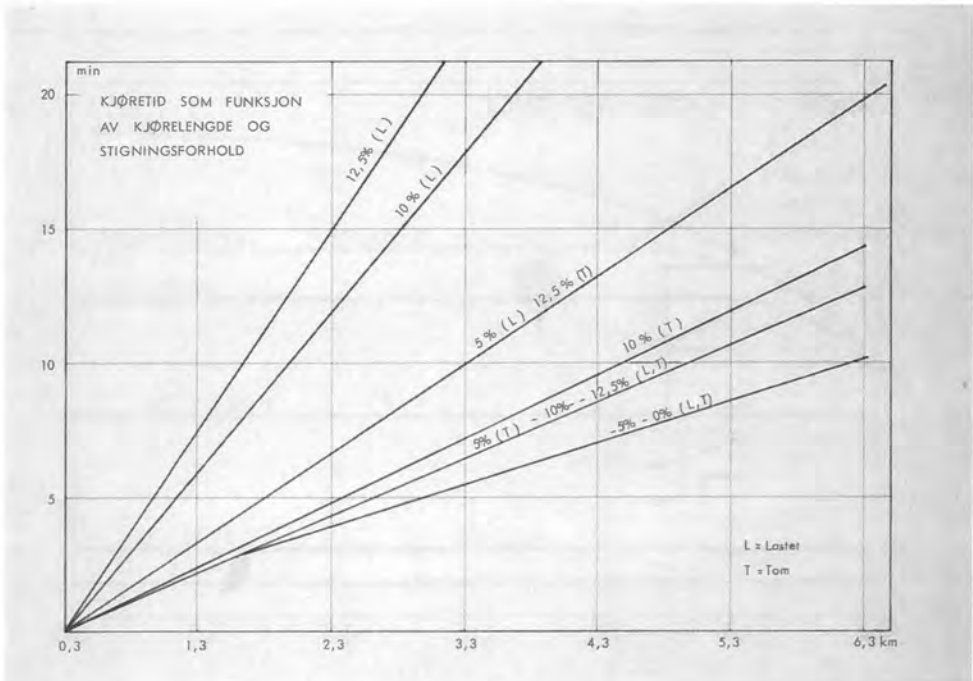


Fig. 10-22

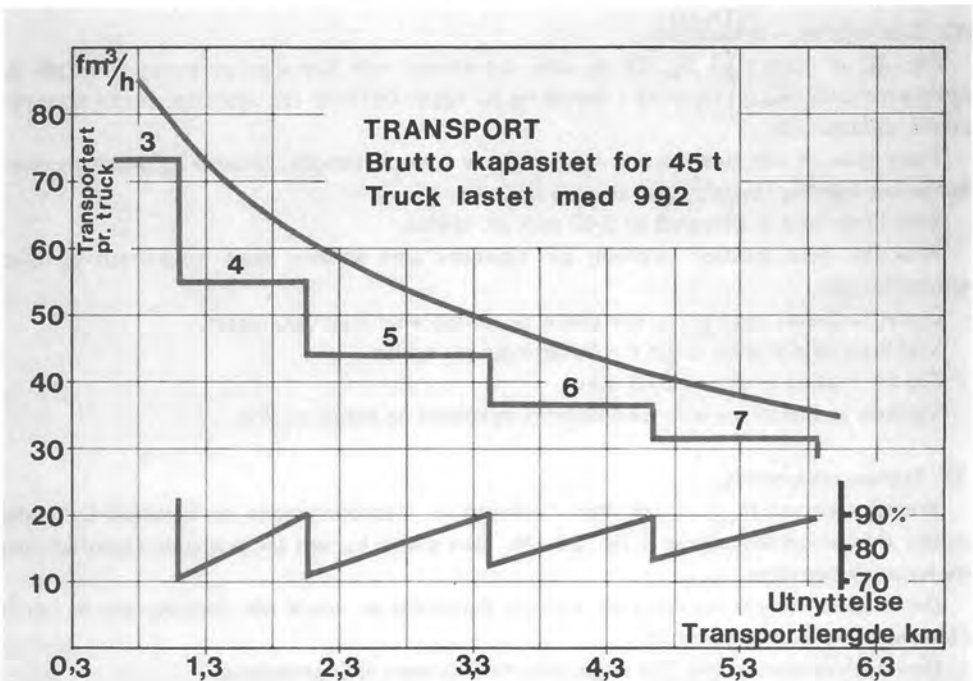


Fig. 10-23

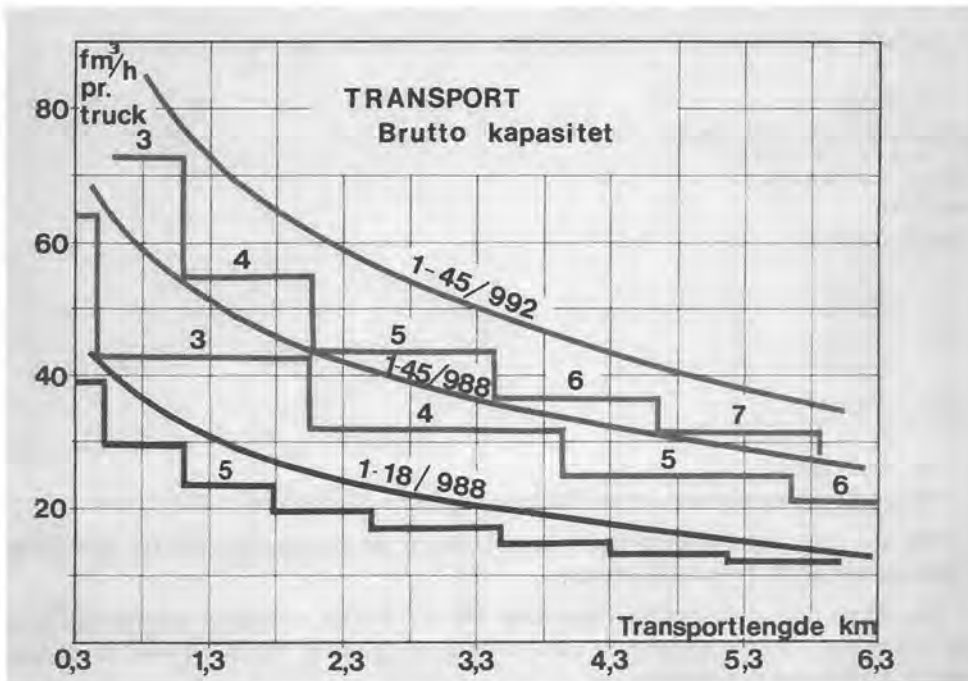


Fig. 10-24

3.2. TRANSPORTKOSTNADER

I tabell 10-6 er timekostnadene for de forskjellige truckstørrelser detaljert. Kostnadene er gitt i kr. pr. effektiv time (tilsvarer brutto transportkapasitet).

Kommentarer til tabell 6.

3. Salgsverdi.

Salgsverdien er satt til 10% av innkjøpsprisen. Den er sett i sammenheng med brukstid og reparasjoner.

5. Brukstid.

Trucker med dieselelektrisk drift skal gi mindre vedlikeholdskostnader enn vanlige trucker. I kalkylen gir det seg uttrykk i at økonomisk brukstid er satt vesentlig høyere. Ved oppnådd økonomisk brukstid er reparasjonskostnadene satt like i relative tall.

7. Renter, forsikringer.

Jfr. kommentar til pkt. 2.12.

Driftstid for de minste truckene er satt til 2400 timer pr. år.

De to største truckene har dieselelektrisk drift. Dette gir mindre vedlikehold og driftstiden settes derfor 2700 timer pr. år.

9. Brennstofforbruk.

Brennstofforbruket er satt til 200 gram/Hkh. Gjennomsnittlig forbruk er antatt til 50% av forbruket ved full last.

10. Smøremidler, batteri, filter m.m.

Kostnadene til smøremidler, batteri, filter m.m. er satt lik brennstoffkostnaden.

11. Dekk.

Dekklevetidene er erfaringstall.

Truck størrelse (tonn)	Dekklevetid (timer)
18	2000
35	2000
45	2200
78	3000
155	5000

12. Reparasjon.

Reparasjonskostnadene er satt til 0,07 o/oo pr. time av innkjøpspris ekskl. dekk.

Fig. 25 viser transportkostnadene som funksjon av transportlengden for forskjellige kombinasjoner av laste- og transportutstyr.

Fig. 26 gir (utjevnete) transportkostnader i $\text{kr./m}^3 \text{ km}$ for forskjellige kombinasjoner og viser at begrepet varierer meget med transportlengden og derfor må brukes med forsiktighet som mål for transportkostnadene.

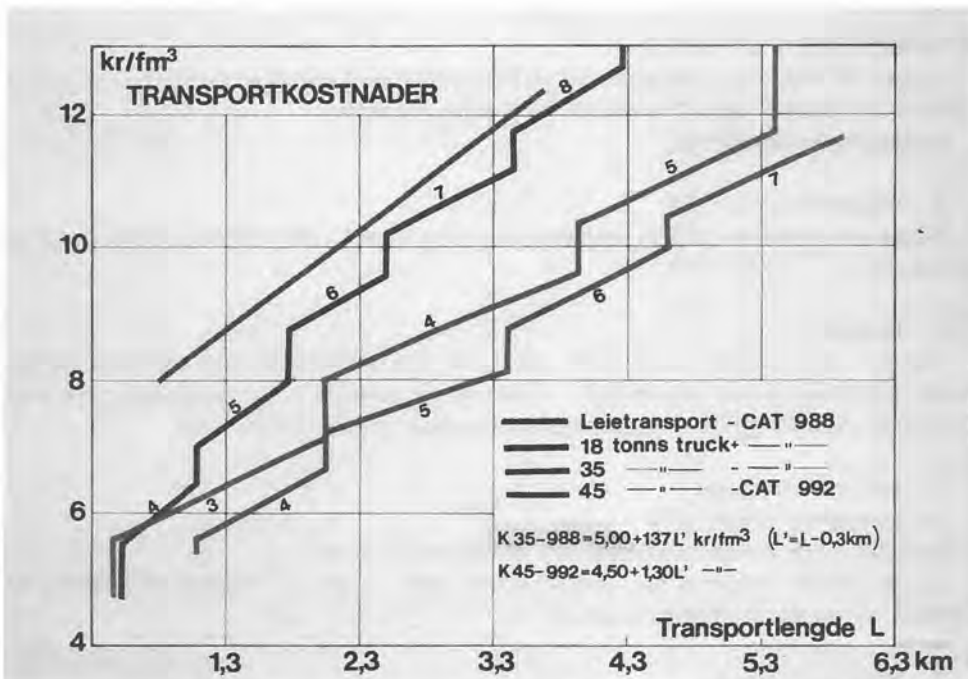


Fig. 10-25

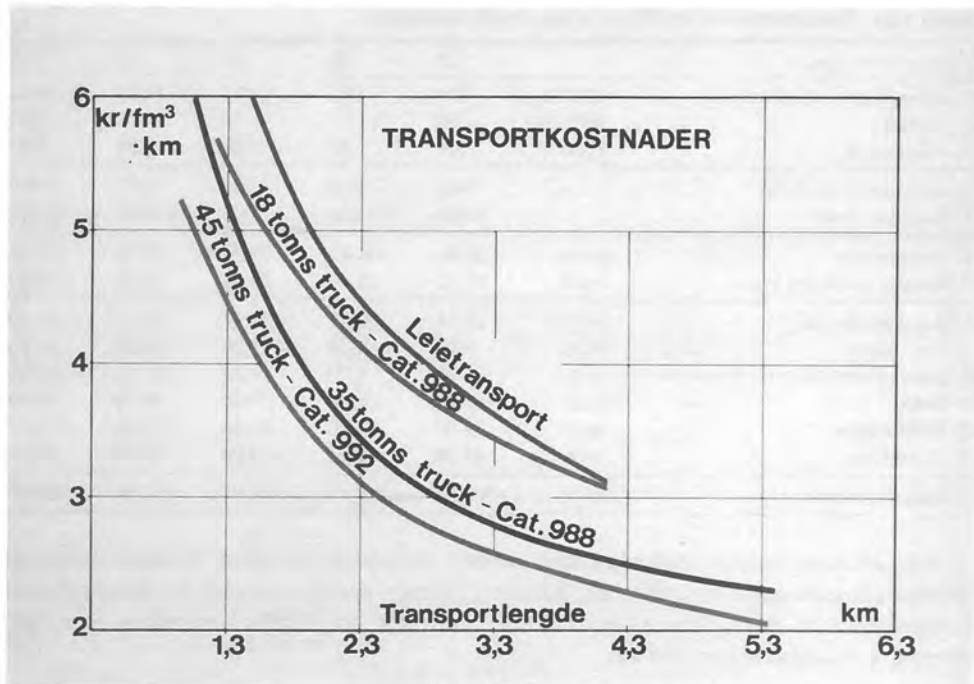


Fig. 10-26

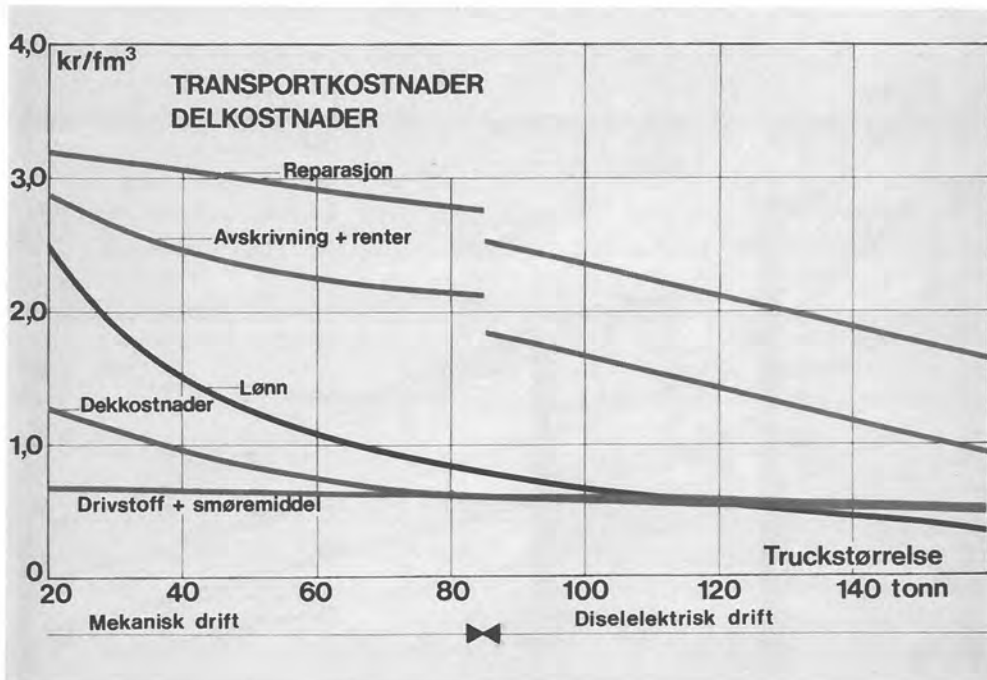


Fig. 10-27

Tabell 10-6 Timekostnader for forskjellige truckstørrelser.

Truckstørrelse tonn		18	35	45	78	155
1. Innkjøpspris inkl. invest.avg.	1000 kr.	442	861	1.087	2.000	2.933
2. ÷ Dekk	1000 kr.	50	57	70	102	300
3. ÷ Salgsverdi	1000 kr.	44	86	108	200	293
4. Avskrivningsgrunnlag		348	718	909	1.698	2.340
5. Bruktid, timer		9.000	10.500	12.000	24.000	32.000
6. Avskrivning	kr./h	38,62	68,41	75,74	70,75	73,10
7. Renter, forsikring m.m.	kr./h	10,12	19,70	24,90	33,35	48,90
8. Kapitalkostnader	kr./h	48,74	88,11	100,65	104,10	122,00
9. Brennstoff	kr./h	5,20	8,70	11,00	20,00	30,00
10. Smøremidler, batteri, filter m.m.	kr./h	5,20	8,70	11,00	20,00	30,00
11. Dekk	kr./h	25,00	28,10	31,80	34,00	60,00
12. Reparasjoner	kr./h	39,30	63,30	81,40	152,00	210,60
13. Kjørerlønn	kr./h	46,00	46,00	46,00	46,00	46,00
14. Sum kostnader	kr./h	169,34	233,21	281,85	376,10	498,60

Fig. 27 viser hvordan delkostnadene varierer med truckstørrelsen. Transportlengde og størrelse på lastemaskin er holdt fast. Spranget i kurven skyldes overgang fra dieselmekanisk til dieselelektrisk drift. Senere undersøkelser kan tyde på at dekk-kostnadene er mindre avhengig av truckstørrelsen enn vist.

Fig. 28 viser hvordan transportkostnadene varierer med størrelsen på laste- og transportutstyr.

Diagrammet viser at Cat-988 blir for liten når truckstørrelsen blir over ca. 30 t.

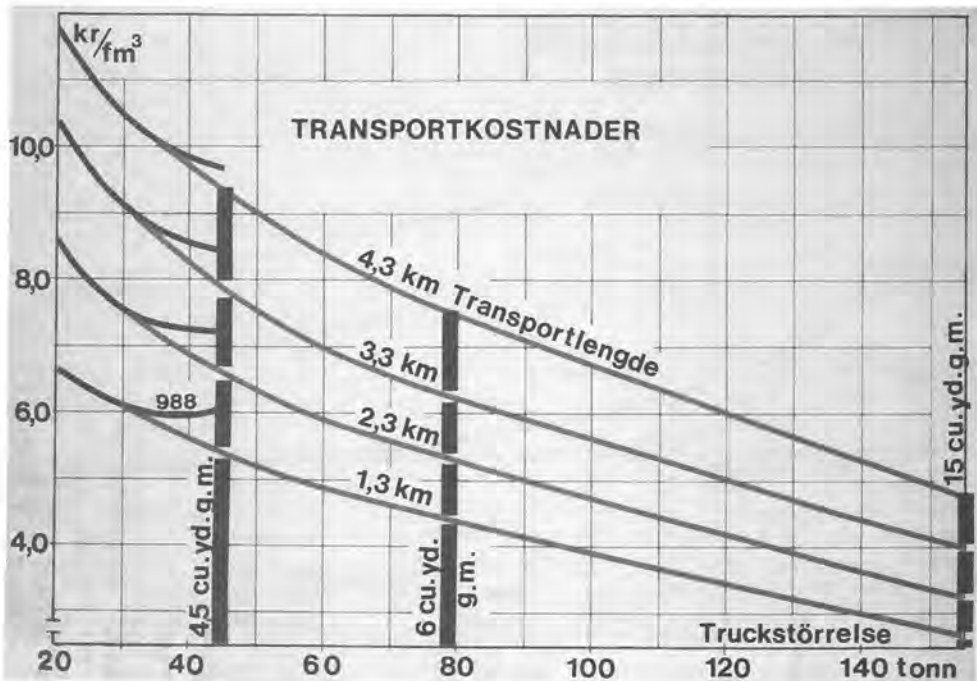


Fig. 10-28

4. SAMLEDE KOSTNADER

Eksempel på de samlede kostnader (eks. utlegging) for tre utstyrskombinasjoner:

Transportens lengde er i alle alternativ satt til 3 km pluss 300 meter kjøring i brudd og på tipp. I prisen på slurry er regnet 20% rabatt.

I tabell 7 er gjengitt de delkostnader som inngår, og fig. 29 er en grafisk framstilling av samme.

Alternativ nr.	1	2	3
Borhulldiameter	3"	5"	7 7/8"
Bormaskin	Slagboring G.D. PR 123 J – G.D. PR 143 J		Rotasj.boring RB-40R
Sprengstoff ¹⁾	Dynamit + ANFO	30% SLURRY + 70% ANFO	
Lasting	38 t	Hjullaster 62 t	Gravemaskin 6 m ³
Transport	35 t	Trucker 45 t	78 t
Produksjon i løpet av livslengde: (mill. fm ³)			
Bormaskin	0,7	2,0	5,7–4,7
Lastemaskin	0,6	1,2	9,8

¹⁾ Andre sprengstoff-kombinasjoner, se tabell 10-3.

Tabell 10-7 Samlet kostnad for stein levert 3,3 km fra brudd i kr./fm³.

Alternativ nr.	1	2	3
Sprengbarhet	God – Dårlig	God – Dårlig	God – Dårlig
Borbarhet	Dårlig – God	Dårlig – God	Dårlig – God
Boring, sprengning etc. (se tabell 3)	4,20 – 4,93	4,33 – 3,76	3,85 – 3,42
Lasting	2,68	2,35	1,50
Transport	8,75	7,85	6,30
Samlet kostnad kr./fm ³	15,58 – 16,36	13,96 – 14,56	11,22 – 11,65

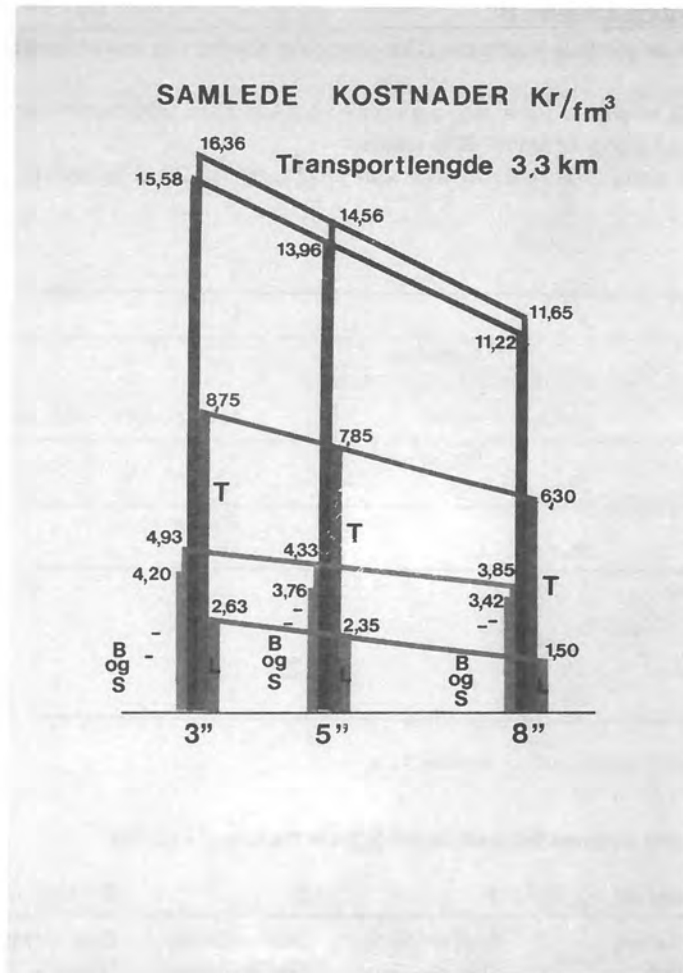


Fig. 10-29

5. SLUTTKOMMENTAR

5.1. ENHETSKOSTNADER – STØRRELSE PÅ UTSTYR

Analysen skulle gi et godt bilde av hvordan enhetskostnadene er avhengige av maskinstørrelsen.

Det må i denne sammenheng understrekes at analysen forutsetter en rasjonell utnyttelse av utstyret over den økonomiske brukstid, slik at avskrivningene i sin helhet er gjort produksjonsavhengige. Ved avtakende utnyttelse vil en del av avskrivningene måtte gjøres tidsavhengige. Det vil gi økte kostnader.

Rapporten gir grunnlag for å bestemme nødvendig produksjonsvolum for en rasjonell utnyttelse av forskjellig utstyr.

Sammenhengen mellom enhetskostnad og utnyttelsesgrad på maskinene vil bli belyst i supplerende rapport.

En vil da få et grunnlag for å vurdere hvor mye lenger til høyre på kostnadskurven det vil være riktig å gå enn det som er nødvendig av hensyn til kapasiteten.

Salg eller innbytte av maskiner etter avsluttet drift vil kunne gjøre det mulig å sette inn større og mer økonomiske maskiner enn produksjonsvolumet skulle tilsa. (En forutsetter i denne sammenheng at maskinene utnyttes effektivt når de først er i drift). Overføring til nytt arbeid gir samme virkning.

Kostnadskurvene (maskinstørrelse – enhetskostnad) endrer forløp med tiden. Lønnskostnadene stiger relativt raskere enn de andre delkostnadene. Dette forhold er søkt illustrert i fig. 30, kostnader ved lasting med hjullaster. Lønnskostnadene er økt med 50%, de

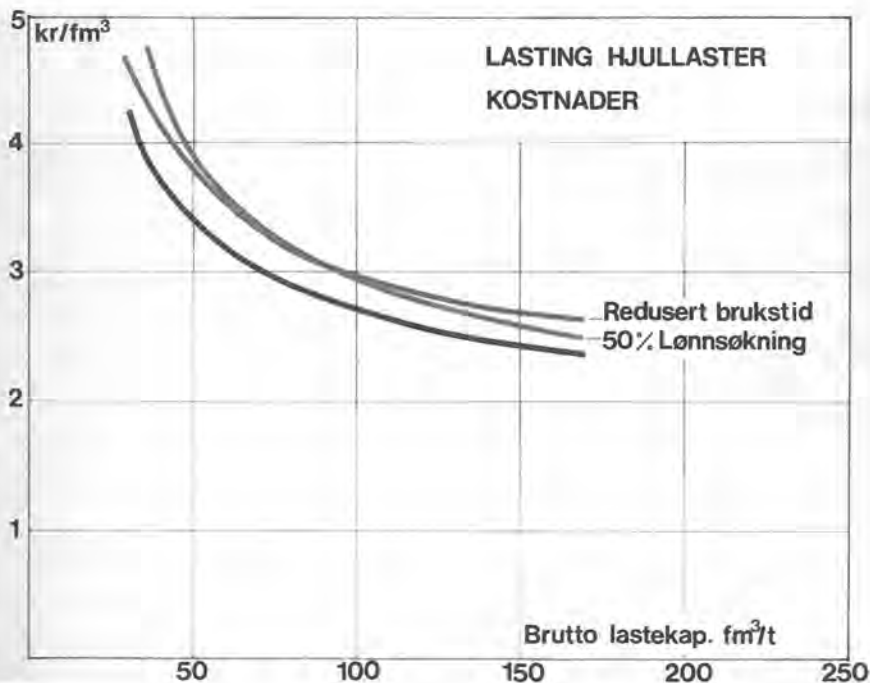


Fig. 10-30

andre delkostnader er holdt fast. Kostnadskurven forskyves slik at det p.g.a. den relative kostnadsutvikling vil være riktig å øke størrelsen på utstyret utover det dagens situasjon tilsier.

Sammenhengen mellom enhetskostnad og maskinstørrelse/produksjonsvolum er av meget stor betydning ved planlegging av dagbrudd og ved økonomisk dimensjonering av fyllingsdammer, f.eks.

5.2. UTLEGGING AV STEINMASSER

Da prosjektet ble startet, var det planen at det også skulle omhandle utlegging av steinmasser (dam- og vegbygging f.eks.). Arbeidsmengden har hindret dette. Spørsmålet vil bli behandlet i supplerende rapport.

5.3. DATAREGISTRERING

Tilgjengelige data fra drift av steinbrudd er uensartet og delvis ufullstendige. Det er behov for en standardisering på dette område for å lette utveksling av erfaringer og for å gjøre det lettere å foreta slike generelle analyser. Vi håper at denne rapporten kan være et bidrag i denne sammenheng.

5.4. SLUTTORD

Gruppen har lagt større vekt på å finne sammenheng og relasjoner enn å finne de absolutte tall. Det har vært nødvendig å gjøre forenklete forutsetninger for å kunne få frem det som har vært hovedhensikten. Dette gjelder særlig fjellets egenskaper. Arbeidet i prosjektgruppen har vært stimulerende både for studenter og instituttets folk.

INNHold

0. GENERELT	10.1
1. BORING, LADING, SKYTING	10.3
1.1. NØDVENDIG BORING	10.3
1.2. SPRENGSTOFFER OG TENNMIDLER	10.6
1.3. BORING – YTelser OG KOSTNADER	10.9
2. LASTING	10.20
2.0. GENERELT	10.20
2.1. LASTING MED HJULLASTER	10.20
2.2. LASTING MED GRAVEMASKIN	10.22
3. TRANSPORT	10.26
3.0. GENERELT	10.26
3.1. YTelser	10.26
3.2. TRANSPORTKOSTNADER	10.29
4. SAMLEDE KOSTNADER	10.33
5. SLUTTKOMMENTAR	10.35
5.1. ENHETSKOSTNADER – STØRRELSE PÅ UTSTYR	10.35
5.2. UTLEGGING AV STEINMASSER	10.36
5.3. DATAREGISTRERING	10.36
5.4. SLUTTORD	10.36

UNDERVANNSSPRENGNING I ØYEREN

Sivilingeniør Steinar Nilsen, Ingeniør F. Selmer A/S

SAMMENDRAG

Det skal sprenges og lastes opp 250.000 fm³ fjell under vann i forbindelse med flomregulering i Øyeren.

En kort anleggstid krever en betydelig innsats av utstyr som entreprenøren i stor utstrekning har utviklet og satt sammen selv.

Foredraget gir en detaljert fremstilling av utstyr og drivemetode.

INNLEDNING:

Høsten 1972 fikk Ingeniør F. SELMER A/S i oppdrag å utføre undervannssprengningsarbeidene for flomreguleringen av Øyeren. Byggherre for dette arbeidet er Staten ved Forbygningsavdelingen — Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen. Ingeniør Chr. F. Grøner A/S var Rådgivende ingeniører for det utredende og forberedende arbeide. Start-signalet ble gitt ca. 15. sept. 1972, og arbeidet skal være ferdig våren 1975. Hoveddriften vil foregå i vinterhalvåret.

Jeg vil først gi en oversikt over arbeidet og vårt maskinelle utstyr, før vi ser nærmere på selve fjellsprengningen.

ARBEIDET:

Hensikten med arbeidet er å redusere mulighetene for skadeflom i Øyeren og består i å gjøre elven dypere i en lengde av ca. 2,5 km. Dette gjøres ved å fjerne ca. 250.000 m³ fast fjell, under vann.

Gjennomsnittsdybden i elven skal da økes fra ca. 8 til 11 m over den øvre del mens kanten skal utdypes over den nedre del. Bredden av elven skal stort sett være som den er. Sprengsteinmassene skal lastes opp og tippes på angitte dypere partier i Øyeren og i elva.

Våre erfaringer fra andre undervanns-, sprengnings- og mudringsarbeider sammen med de lokale forhold som adkomstmulighetene til Øyeren med sjøredskaper, store masser og begrenset driftstid, tilsa at vi her burde satse på nytt utstyr og da en god del selvkonstruert utstyr.

RIGG OG MASKINER:

Vi valgte Årnestangen i Rælingen som riggplass. Det er i nordenden av Øyeren. Her ble det bygget en bedding og anlagt hva man godt kan kalle et provisorisk skipsverft. Alt utstyr, pontonger, maskiner, båter m.m. kom landeveien til Årnestangen, hvor hver enhet ble bygget ferdig, sjøsatt og slept over Øyeren til Mørkfoss.

Vi er meget stolte av at fra kontrakten ble inngått til hele maskinparken var på plass ferdig til bruk, gikk det bare 14 uker.

DET MASKINELLE UTSTYR BESTÅR AV:

Borflåte "TRYM II" som all undervannsboring, lading og sprengning blir utført med. Vi skal se nærmere på den senere.

Lasteapparat bestående av en Lorain 86 på flåte, fig. 1. Maskinen er en 60 tonns gravemaskin, hos oss vesentlig benyttet til peling og grabbing. Grabben er en 4-blads 5 tonns paraplygrabb og tar $1\frac{1}{2} \text{ m}^3$.

Maskinen står på en flåte av 12 stk. sammenkoblede Selmer-pontonger.

Flåten er uten bein eller "spuds", og forhaling/forankring skjer ved hjelp av 5 stk., 5 tonns krabbespill.



Fig. 11—1 Lorain 86 med grabb montert på flåte.

Vårt andre lasteapparat er "JUTUL II", som er et ferdig permanent sjøredskap, fig. 2.

Dette er en Poclain HC 300 bakgravermaskin, uten beltevoan, med svingkransen boltet til et fundament på flåten.

Graveapparatet, bom og stikke med hydraulikk er spesialbygd ved fabrikken, med ekstra lang gravearm. Den kan grave 14 m under svingkransen og løfter 3 tonn på 11 m radius. Skuffa tar 1600 l.

Denne maskinen står på en nykonstruert flåte med 3 vinsjopererte spuds og 4 forhalingsvinsjer.

Et nesten tilsvarende sjøredskap var, og er fortsatt, i bruk i Sverige, utviklet av firma Lundquist & Sønner. Vi hentet ideen til vår maskin der og inngikk en avtale om bruk av deres erfaringer. Vi vil hermed få takke for det.

Disse 2 lasteapparatene vi nå har sett, laster sprengstein i 2 stk. 150 m^3 Selmer lektene, hydraulisk opererte samt 1 selvtømmende 75 m^3 dekkstipplekter.

Lekterne slepes av slepebåten "HUGIN II", fig. 3. Slep er i denne forbindelse ikke riktig betegnelse, idet båten er rigget som "pusher" med buffertanordning montert i baugen.

"HUGIN II" er ca. 30' og utstyrt med 230 HK Caterpillar motor og er vårt firmas egen konstruksjon.

I tillegg til disse hovedapparatene har vi flåter for transport av materiell og båter for persontransport.



Fig. 11—2 Fastmontert gravemaskin på flåte.

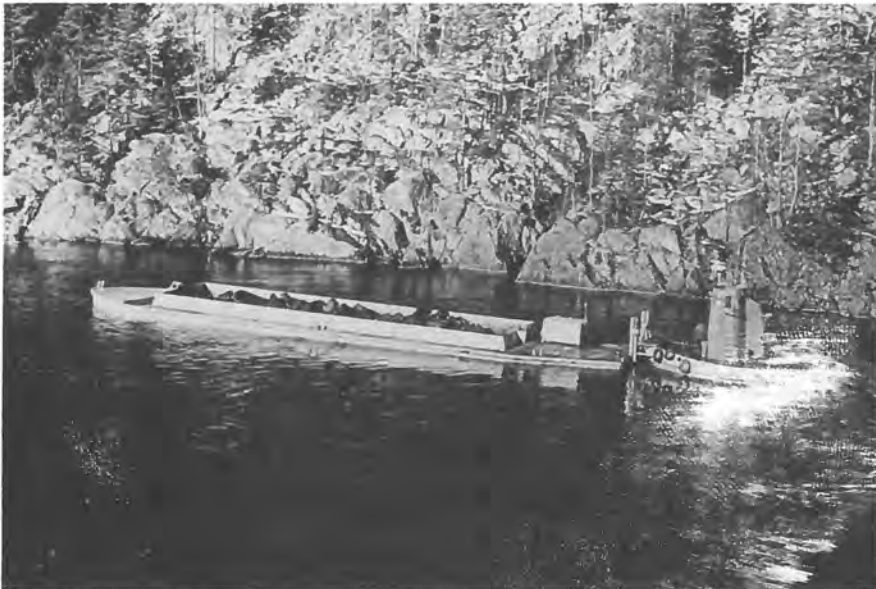


Fig. 11—3 Massen transporteres i lektre.

FJELLSPRENGNING:*Utstyr:*

La oss nå gå tilbake og se nærmere på selve borflåten og fjellsprenningsoperasjonen.

Flåten er satt sammen av spesial, "skreddersydde" pontonger, fig. 4. Under arbeid står den på 4 bein (spuds) som er hev- og senkbare med wiretrekk fra hydrauliske vinsjer. Vinsjer og spuds er sterke nok til at en vesentlig del av vekten kan overføres til spudsen og flåten stå stødig under arbeid i sjøen.

Arbeidet — boring og lading — foregår under tak idet vi har bygget et stort isolert hus på flåten. At dette er en stor fordel vinterstid, sier seg selv.

Til forhaling brukes 4 stk. hydrauliske vinsjer med 250 m 19 mm wire på hver.

På fig. 5 ser vi kompressorene, 2 stk. 34 m³ Ingersoll DXL 1200 og hus for pumper og aggregater. Brakkene er hvilebrakker med inngang innenfra.

Fig. 6 viser borflåten inne i huset. Flåten er bygd som vist her med 4 langsgående spalter med avstand 2,0 m. Spaltene er 20 m lange. Med boring i alle spalter gir dette en salve på 4 raster med lengde 20 m og forsetning 2,0 m. Ved hver spalte er en skinnegang som borrhiggen går på, eller bortårnet som vi også kaller det, det er 7,5 m høyt.

Det er således 4 bortårn som standard utrustning på flåten, laget på eget verksted.

Selve tårnet er forsviddt en vanlig geide med sleide som bormaskinen er boltet til. Tårnet er dreibart slik at de 3 fremste kan om nødvendig bore i 2 raster.

Bormaskinen er en GD PR 123 J. Matingen foregår med Atlas Copco kjedemater, type BMM 36 K 258.

Boringen har vært utført med 1 1/2" borstål (skjøteutstyr) og 3" kroner, og foregår gjennom skjøtbare foringsrør som står på fjell, eller helst skal stå på fjell.

Til oppheising av foringsrør og til handtering av skjøterør er det montert en Atlas Copco luftvinsj MHG 61 med automatbrems og fjernstyring.

Wiren fra vinsjen går over en tauslave helt i toppen av tårnet over topphulet for kjedemateren. Bortårnene kan kjøres på skinnegangen med wiretrekk fra luftvinsj.



Fig. 11—4 Pontongflåten "Trym".



Fig. 11—5 Kompressoranlegg og hvilebrakker på "Trym".

Som nevnt så kommer lufttilførselen fra 2 stk. 34 m^3 Ingersoll kompressorer, type DXL 1200.

Det er montert egne luftkjølevifter og vannutskillere, men ikke lufttanker, utenom rørledning og 200 l vanntank.

Det faktum at alle bortårnene sjelden har maksimalt luftforbruk samtidig, gjør at kompressorene ikke blir overbelastet.

Sprengningsdetaljer:

Den borplanen/salveplan vi har drevet etter hittil, er som nevnt 4 rasters salver, fig. 7. Forsetningen er låst til avstanden mellom spaltene, 2 m, og den hullavstand vi har brukt er ca. 2,50 m som tilsvarer 8 hull pr. rast. En salve får da 32 hull. Underboringen er 2 m. Sprengstoffet er kun Ekstra Gummidynamit i spesialpatroner 40 x 200. Ladingen foregår med trykkluft ladeapparater, type S40 T6 med plast ladeslange. Det blir da ladet med stor pakningsgrad og fordemming brukes ikke. Dette er jo under vann, så vi lader hullene helt opp. Sprengstofforbruket blir da vel 1 kg/fm^3 .

Tennerne er type VA OD med 25 m ledning, og vi bruker alltid 2 tennere pr. hull. En i bunnen og den neste et par meter oppe i hullet.

Tennerfordelingen er det ikke annet å si om enn at den er høyst vanlig. Vi prøver på rettet sprengvirkning og har benyttet 2 hovedtyper, fig. 8.

A. En vi kan kalle "vanlig pallsprengning"

B. og en for diagonalt fremkast når en side er fri.

Salvekoblingen foretas på koblingsflåte etter at tennerledningene er trukket ut under borflåten. Koblingsflåten ligger ved salven og borflåten forhaler vekk i sikker avstand. Skyteledningen gis ut etter som flåten fjerner seg fra salven og tennapparatet er på borflåten.



Fig. 11—6 Borriggene montert i hus på flåten.

SPESIELLE FORHOLD VED DETTE UNDERVANNSARBEIDET

I Glomma ved Mørkfoss har det ved 2 tidligere anledninger vært utført reguleringsarbeider. Disse tidligere arbeider med datidens sprengningsmetoder, brenning, grytesprengning osv. er antagelig en årsak til at bunnforholdene og fjellet i dag er meget vanskelige. Bunnen er meget variabel med en del "kratere", hull og kløfter, fylt med hardpakket elvegrus som er umulig å fjerne med grabb eller gravemaskin og må hankses med under boringen.

Ved Mørkfoss kan det være meget stri strøm alt etter vannføring og vannstand. Jeg kan nevne at, mens vi hadde arbeider igang i elven, rent lokalt målte strømhastigheter på ca. 6 knop eller vel 3 m/sek. Dette sammen med vinterdrift med isflak og en og annen tømmerstokk i elva gjør at mulighetene for at noe skal gå galt med salvene er meget store, og de økonomiske konsekvenser av en mislykket salve, dvs. at noe av salven står igjen, er som regel meget store. Disse mulighetene for uhell prøver vi da å unngå så godt vi kan, og dette er en av grunnene til den tilsynelatende konservative og sikre sprengningsteknikk.

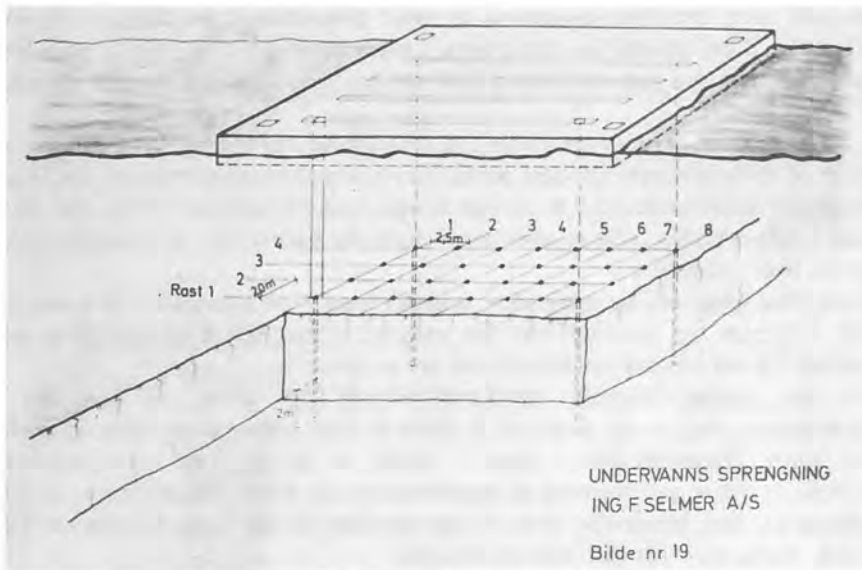


Fig. 11-7 Borplan.

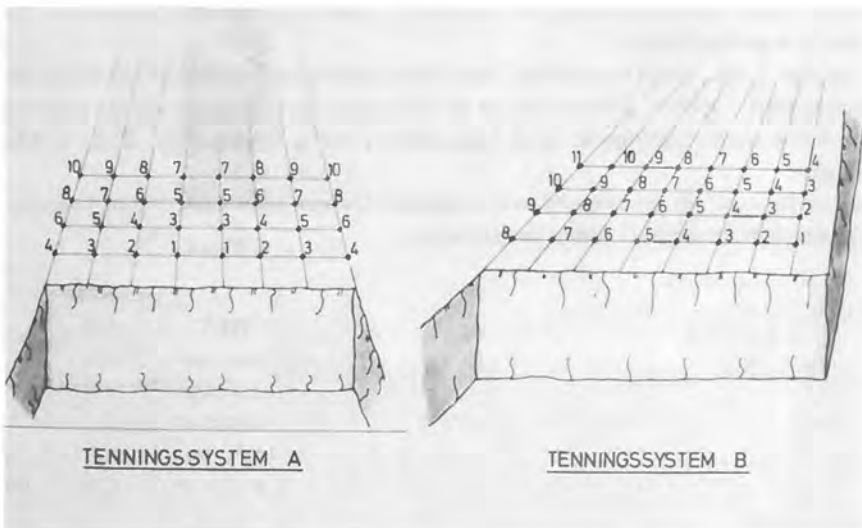


Fig. 11-8 Tennerfordeling.

FORSØK, ALTERNATIVE METODER, FORBEDRINGER M.V.

Jeg skal raskt gjennomgå de faktorer som så og si springer en i øynene som mulige å forbedre og økonomisere og hvilke tanker vi gjør oss i den forbindelse.

Vårt forbruk av borstål er meget stort og dette problemet arbeider vi stadig med. Det skyldes at stengene gjenger seg av og mistes, at man borer seg helt fast i slepper og knust fjell, at borkrone kiler seg fast av løsmasser ovenfra, og det har til og med hendt at borkroner er ødelagt ved å bore i gamle bolter o.l.

Spørsmål som, hva slags gjengetype er best? Boretteknikk, løs-slåing av gjenger osv., gjengefett eller ikke, arbeider vi stadig med. Leverandøren har også lovet å engasjere seg i dette problem, selv om han selvfølgelig ikke har noe direkte imot å forsyne oss med nytt borstål etterhvert.

Et annet problem, som nevnt tidligere, er løsmassene over fjell og dårlig fjell som vi ikke får fjernet på forhånd (dette har også sterkt innvirkning på borstålforbruket). Dette gjør det enkelte ganger meget vanskelig å få salvene ferdige med det borutstyr vi har. Her kunne en tenke seg Lindø-metoden, eller en eller annen form for boring hvor foringsrøret fulgte med ned og fikk feste i godt fjell.

Vi har ikke satset noe på dette enda, primært fordi vi er ganske sikre på at det tross alt er bedre å kjempe seg gjennom med det utstyret vi har, enn å gå over til en generelt langsommere og mer kostbar metode selv om den er sikker.

Når det gjelder borplan, sprengstoff-forbruk og lading, så kan det synes overdimensjonert, men la oss huske på at dette er noen meter under vann og selvfølgelig adskillig tyngre å sprengte enn i dagen. I tillegg er det av meget stor betydning for opplastingen at det er god brytning og fragmentering. Og vi har tidligere nevnt sikkerheten mot pilsalve o.l. Små forsøksvise avvik fra det opplegget jeg har nevnt, har resultert i økning av blokker i røysa, og vi har gått vekk fra det igjen.

Underboringen er 2 m, og fordi vi har registrert et par steder hvor det stikker opp knøler over teoretisk bunn, så tør vi ikke redusere underboringen.

Vi bruker Ekstra Gummidynamit, som er et dyrt sprengstoff. Dette benyttes først og fremst fordi det er motstandsholdig for utvasking. Ladede hull kan komme til å stå i noen tid og dette er i strømmende elv.

Vi bruker 2 stk. VAOD-tenner pr. hull. Med såpass grunne hull som her burde det være sikkert nok med 1 tenner. Eller tenner av en billigere type. Men med isflak og tømmer i elva som kan kutte tennerledningene, og så lenge dette virkelig forekommer, så tør vi ikke gjøre forandringer.

Jeg har hermed gitt en oversikt over prosjektet Øyeren flomregulering og hvordan vi har drevet undervannsarbeidene i første vintersesong.

OSET RENSE- OG PUMPEANLEGG FJELL – KONTRA DAGANLEGG

Sivilingeniør Lars K. Sæther – Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

Oset rense- og pumpeanlegg ved Maridalsvatn er lagt i fjell. Utsprengt masse er 350.000 fm³. Alternativ plassering i dagen ble undersøkt på forhånd.

Foredraget gir en detaljert beskrivelse av anlegget og av utførelsen.

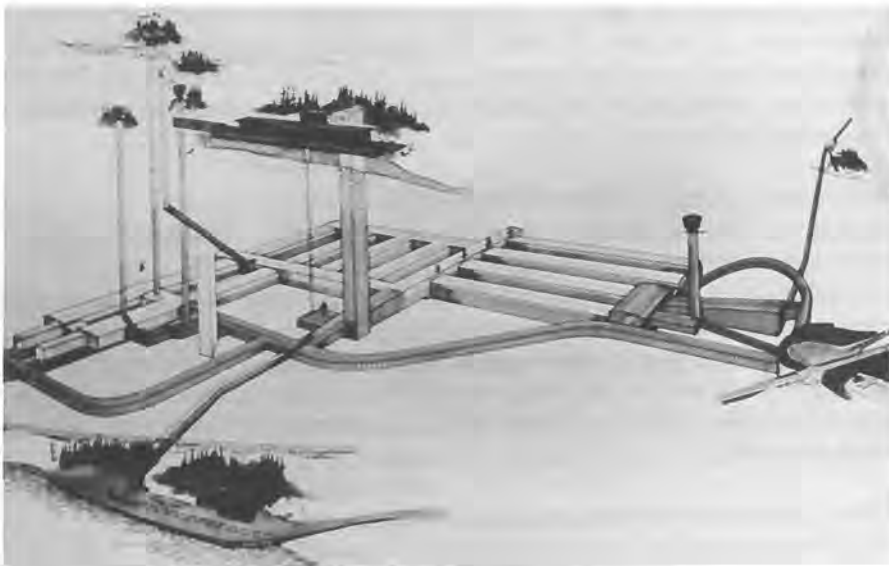
Forfatteren sannsynliggjør at anlegg i fjell ble billigere enn et antatt anlegg i dagen. Årsaken til dette er salget av stein som tilskrives sentral beliggenhet, brukbar steinkvalitet og behov for stein. Sikringskostnadene har vært moderate.

GENERELL ORIENTERING

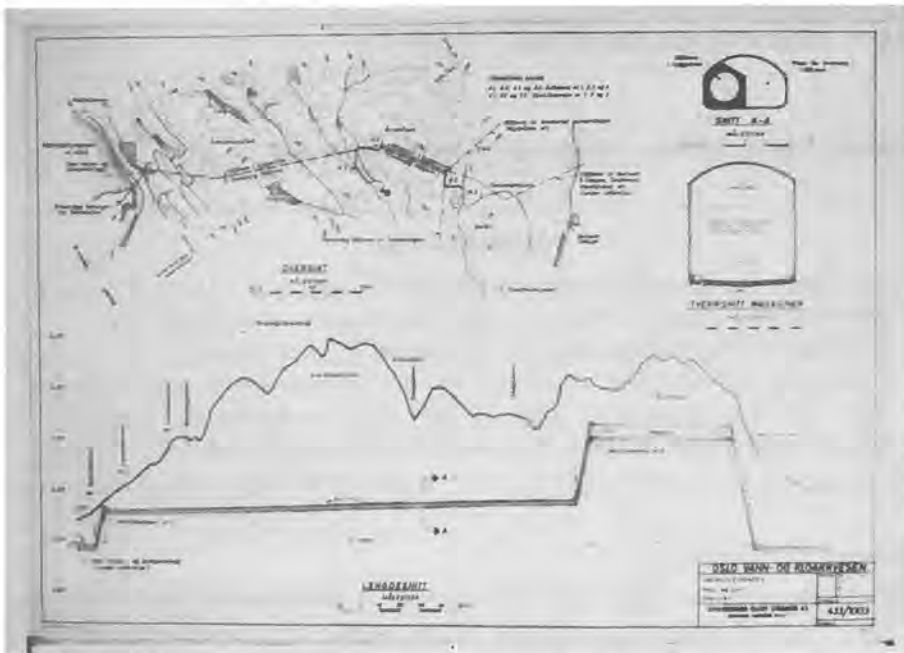
Oset rense- og pumpeanlegg ligger ved sydenden av Maridalsvannet som er det nederste vann i Maridalsvassdraget. Dette vassdrag dekker i dag 75% av Oslo's vannforbruk. Oset rense- og pumpeanlegg inngår som en del av et større prosjekt som er nødvendig for å sikre byens vannforsyning.

En større etappe i dette prosjekt ble utført i slutten av 1960-årene, kfr. fig. 1.

Foruten anlegget i Oset utførte man diverse tunnel- og magasinarbeider for å forsyne de østre bydeler, kfr. fig. 2. Det var ialt 3 bygningsentrepriser hvorav Oset var den største. Dette anlegg var overlatt Astrup & Aubert A/S. Overføringstunnelen fra Oset til Årvollmagasinet



12– 1 Perspektiv.



12-2 Overføring til østlige bydeler — Oversikt.

ble utført av M. Kristisæter mens A/S Ingeniørbygg hadde den tredje entreprise med magasinet i Årvollåsen. Tunnelene fra Årvoll til Tonsenplassen, Tonsenhagen og Ammerud utførte vannverket selv.

Formannskapet vedtok utbyggingen av Oset sommeren 1965 og byggearbeidet startet året etter. Byggetiden var ca. 4 år.

Anlegget har kostet vel 77 mill. kr. Kostnadene fordeler seg med 71% på bygningstekniske arbeider og 29% på teknisk utstyr. Ialt er det i Oset tatt ut ca. 350.000 m³ fjell. Sprengnings- og sikringsarbeidene utgjør ca. 29% av de bygningstekniske kostnader eller ca. 21% av de totale kostnader.

PROSJEKTERING, FJELL — KONTRA DAGANLEGG

Under prosjekteringen ble det undersøkt en rekke alternativer for anlegg i dagen og i fjell samt kombinasjoner av dag- og fjellanlegg.

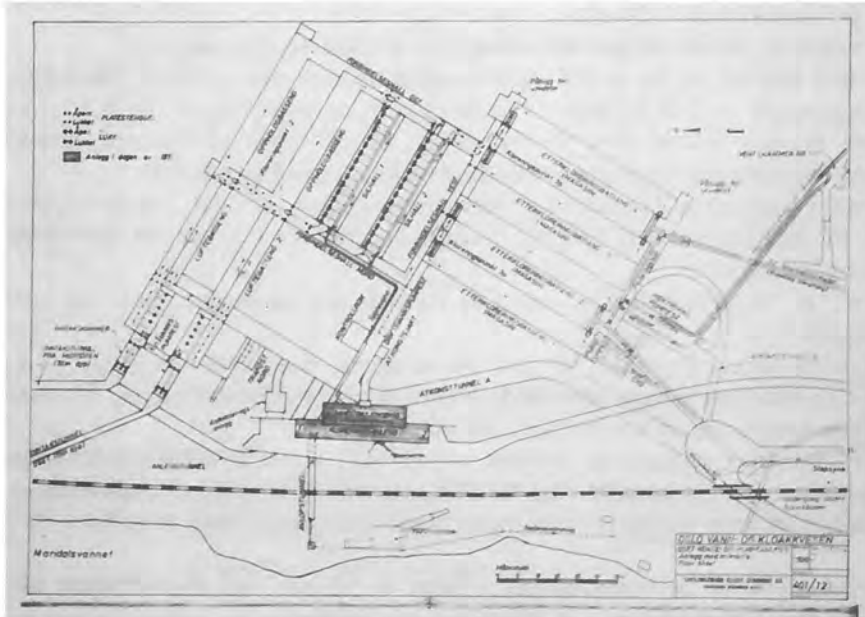
Jeg skal ikke her komme nærmere inn på alle de forhold med dette anlegg som førte til at man valgte å legge anlegget i fjell.

Jeg velger isteden å gjennomføre en økonomisk sammenligning av det utførte fjellanlegg med et "idealisert" daganlegg. Daganlegget er tenkt plassert på Brekkestranden ved sydenden av Maridalsvannet. Området her er relativt flatt og grunnen består vesentlig av sand og grus med lav permeabilitet.

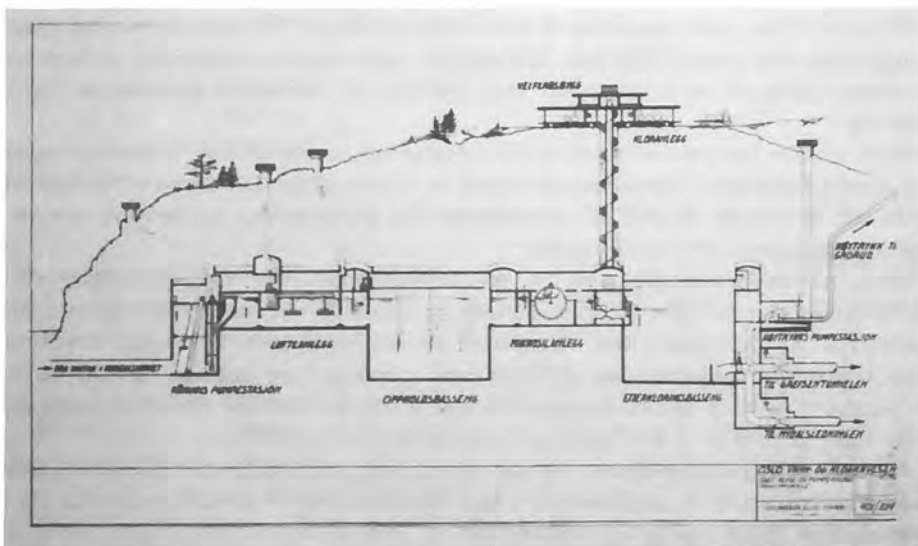
GENERELL BESKRIVELSE AV ANLEGGET I FJELL

Det nye renseanlegget er dimensjonert for en nominell vannføring på 6 m³/sek. Ved dette første byggetrinn skjer rensingen ved mikrosiling kombinert med lufting og kloring. Anlegget er prosjektert for senere utvidelse med anlegg for felling og sandfilter.

Fjellanlegget består av ett nettverk haller som vist på fig. 3 og 4. Vannets løp gjennom anlegget er vist ved piler på figuren. Hele anleggets oppbygging er bestemt av de funksjonskrav som må tilfredsstilles ved et stort pumpe- og renseanlegg.



12-3 Flow sheet — Oversikt.



12-4 Prosesskisse.

I prinsippet er anlegget utført som to parallelle halvdelar som hver for seg kan operere selvstendig. På grunn av geologiske forhold er hallene i fjellet orientert i to hovedretninger.

Over en stor del av de vannførende kanaler er det lagt trafikkérbart dekke. Samlet grunnflate av fjellanlegget er om lag 28.800 m². Hertil kommer bygningen i dagen med samlet grunnflate på ca. 1100 m².

Vi skal følge vannets vei gjennom anlegget fra inntaket og sydoover.

Vannet taes inn på 35 m dyp på Midtodden og føres gjennom 2 stk. rør-ledninger (ø 1600 mm, lengde ca. 100 m) frem til tunnelinntaket og lukehuset, kfr. fig. 5. Herfra går en ca. 700 m lang tunnel med tverrsnitt ca. 22 m² frem til inntakskammeret ved råvannspumpestasjonen. Tunnelen er råsprengt og forsynt med betongsåle.

Foruten inntaket på Midtodden er det et reserveinntak ved Oset. Inntaket ligger her på ca. 15 m dyp og tunnelen frem til råvannspumpestasjonen er om lag 130 m lang og tverrsnittet ca. 10 m².

Hvert av inntakskamrene er delt i to vannløp som er forsynt med luke, grind og fiskestengsel.

Råvannspumpestasjonen er delt i to like seksjoner. Hver seksjon er utstyrt med 6 stk. vertikale pumper som bringer vannspeilet opp til et nivå svarende til om lag 3,5 meter over nåværende høyeste regulerte vannstand i Maridalsvannet.

Fra råvannspumpestasjonen pumpes vannet inn i 2 stk. to-delte luftebassenger. Her bringes vannet i intim kontakt med friskluft gjennom luftinnblåsing i vannmassene. Ved denne lufting opptaes oksygen i vannet og en oppnår dessuten at endel fri kullsyre blir drevet ut.

Luftebassengene gjennomstrømmes i løpet av 10 min. ved en vannføring på ca. 6 m³/sek. Luften taes inn gjennom et inntakstårn over terreng.

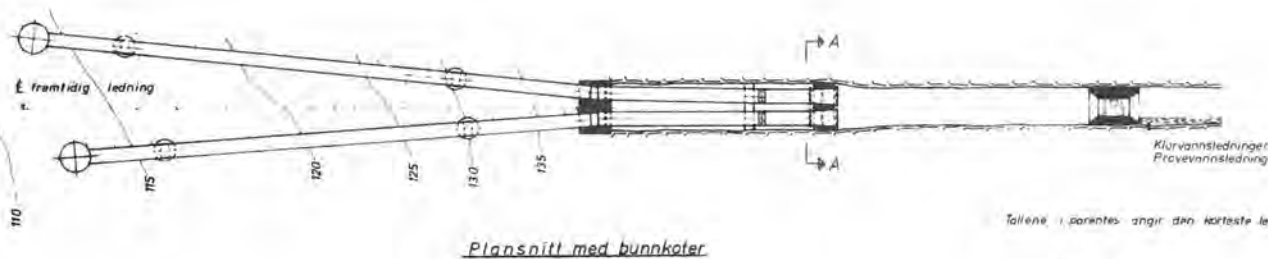
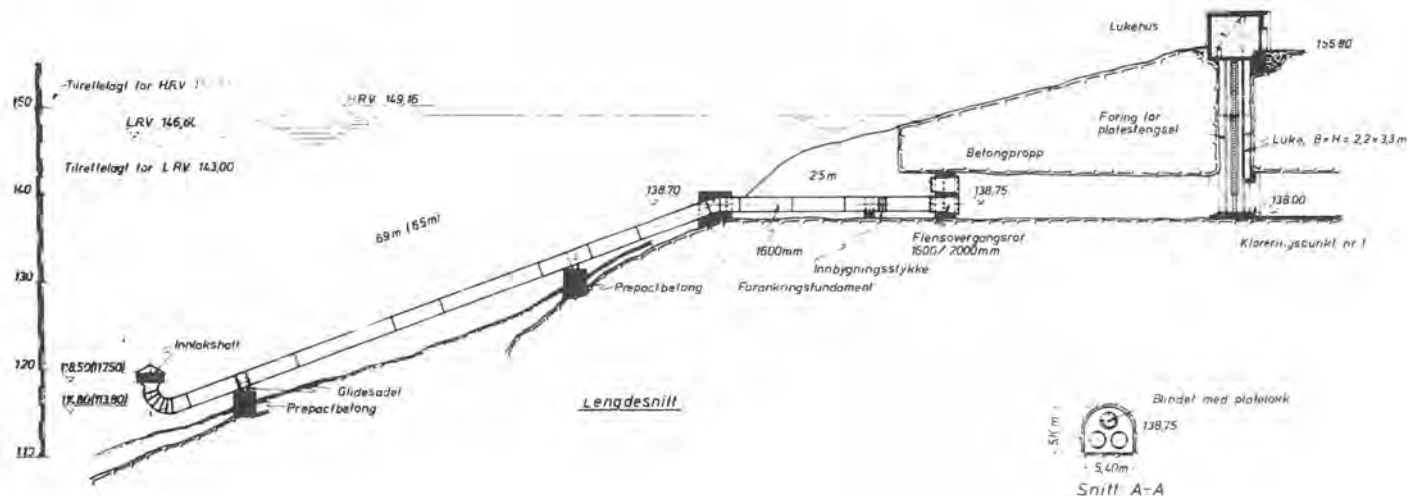
Etter luftingen ledes vannet inn i oppholds-bassengene som består av to parallelle haller hvor vannet kommer i intim kontakt med klor ved at luft blåses inn i bassengene og setter vannmassene i rotasjon.

Kloret og luftet vann strømmer nå inn i mikrosilanlegget, to parallelle silhaller med 15 stk. roterende mikrosiler i hver hall. Spylevannet oppsamles som smussvann og føres ut av fjellanlegget gjennom en avløpstunnel som dreneres til Akerselven gjennom en 700 mm rørledning.

Etter silingen passerer vannet et venturimeteranlegg før det går inn i rentvannsmagasinet (etter kloringsbassenget). Dette magasin består av fire bassenger, hvert med et vannvolum på 12.000 m³, tilsammen 48.000 m³. Bassengene skal gi klorkontaktetid samtidig som de tar endel av døgnvariasjonen i vannforbruket.

Etter rentvannsbassengene har vi en fordelingshall hvor vannet fordeles til tre hovedledninger. To av disse, Nydalsledningen og Grefsentunnelen er gravitasjonsledninger, mens den tredje, ledningen Oset—Årvollåsen, får sitt vann via høytrykkspumpestasjonen. Denne stasjon er anbrakt i en fjellhall syd i anlegget og rommer 8 stk. vertikale sentrifugalpumper med samme kapasitet hvorav 4 stk. er installert. Fremtidig kapasitet (8 stk. pumper) vil være ca. 2,5 m³/sek. ved en løftehøyde på ca. 120 m.

Fra høytrykkspumpestasjonen er det lagt 2 stk. 1000/1200 mm pumpeledninger i skråsjakt (1:1) frem til et ventilkammer i fjell. Herfra og frem til Årvollmagasinet er det lagt og innstøpt en 1500 mm stålørledning i en ca. 2400 m lang tunnel. Den er sprengt med tanke på senere anbringelse av ett stk. stålør av samme dimensjon.



Inntaksledninger Midtoden

Målestokk 1:200 0 10m 20m

OSLO VANN- OG KLOAKKEVESEN	
OSET RENSE- OG PUMPEANLEGG	
Inntaksledninger og Lukhus	
Midtoden	
Plan og snitt	
STILLINGENHØI ELLIOT STRØMME 45	401/129
KARTUTGITT 1998/08/08 401/129	

BETONGARBEIDER

Det er støpt bunn og vegger i samtlige bassenger og kanaler i anlegget.

For ikke å få infiltrasjon av grunnvann er bunn og vegger drenert. Bassengene er derfor utført med bunn på drenerende kultlag og frittstående vegger med horisontale støtter til fjell.

Over bassengene er det støpt frittstående hvelv som foruten å fange opp lekkasjevann også er beregnet for nedfall av mindre blokker.

Drens- og lekkasjevann blir ført i kanaler langs fjellveggene ned til en pumpesump syd i anlegget hvor 3 stk. dreenspumper er plassert.

Hva gjelder selve utførelsen av betongarbeidene kan det nevnes at hvelvene ble støpt mot flyttbare, 6 m lange forskalingselementer. Fremdriften var ca. 20 m/uke. Mesteparten av veggene i vannførende kanaler og haller ble forskalet med elementforskaling som ble satt på plass ved hjelp av kraner. Størrelsen av disse forskalingselementer var ca. 27 m². Størstedelen av betongen ble bragt i formene ved hjelp av en luftdreven betongpumpe. I alle støpeskjøter som skal være tette, er det lagt PVC fugebånd ("Waterstop").

Betongarbeidenes omfang:

Forskaling inkl. sikring	ca. 145.000 m ²
Armering »	ca. 3.000 t
Betong »	ca. 43.000 m ³
"Waterstop"	ca. 13.000 m

Betongarbeidene har kostet vel 20 mill. kr. hvilket gir ca. 500 kr. pr. m³ utstøpt betong inkl. forskaling, armering, fugebånd etc.

Jeg kan kanskje også nevne at fundamentene for inntaksrørene på Midtoddan ble støpt etter "prepacked"-metoden i runde forskalingskasser av stålplater, kfr. fig. 5.

GEOLOGI

Anlegget ligger i normarkitt, en alkali syenitt med stor utbredelse i Oslofeltet.

Fjellet er gjennomskåret av steilstående slepper med nordsydlig og øst-vestlig retning. Enkelte av de store slepper har vært så åpne at det er trengt frem smeltemasse, hvorav det er utkrystallisert diabasganger og finkornig syenitt-ganger. Disse ganger er tildels meget oppsprukket, og det er ofte leirbelegg (svelleleire) på sleppefestene.

Ingeniørgeologiske undersøkelser ble utført for å fastlegge endelige retninger på haller og stoller. Undersøkelsene ble utført på grunnlag av kart, luftfotos og markarbeide. Det ble ikke utført diamantboringer.

Ved plasseringen av anlegget og orientering av hallene ble det lagt stor vekt på å unngå spesielle svakhetssoner og å få de steile slepper til å skjære hallene under en forholdsvis stor horisontal vinkel.

DRIVEMETODER

De største fjellhallene har en bredde på vel 13 m, høyder på opptil 16 m, og tverrsnitt på opptil ca. 200 m². De ble sprengt ut i skiver. Toppskivenes høyde var 8 m, hvilket gav et tverrsnitt på ca. 100 m². Høyden på bunnskivene var 4 m.

Borebukken hadde fire boremaskiner som ble betjent av 3 arbeidere pr. skift. Det ble benyttet 45 mm borkroner med 4 m lange bor. Maskinene var av type Ingersol Rand. Bukken var en Jumbo fra K. Lund.

Opplastingen ble utført med CAT 966 B og tildels A. Utkjøringen skjedde med 22 tonn dumpere av Kockum fabrikat.

Arbeidet gikk på to skift, og det ble tatt ut omlag 500 m³ fast fjell pr. dag. Ialt ble det i anlegget uttatt ca. 350.000 m³ fast masse.

SIKRINGSARBEIDER (kfr. fig. 6 og 7.)

Som nevnt ble sprengningen foretatt i etasjer og all sikring av én etasje ble utført før neste etasje ble sprengt.

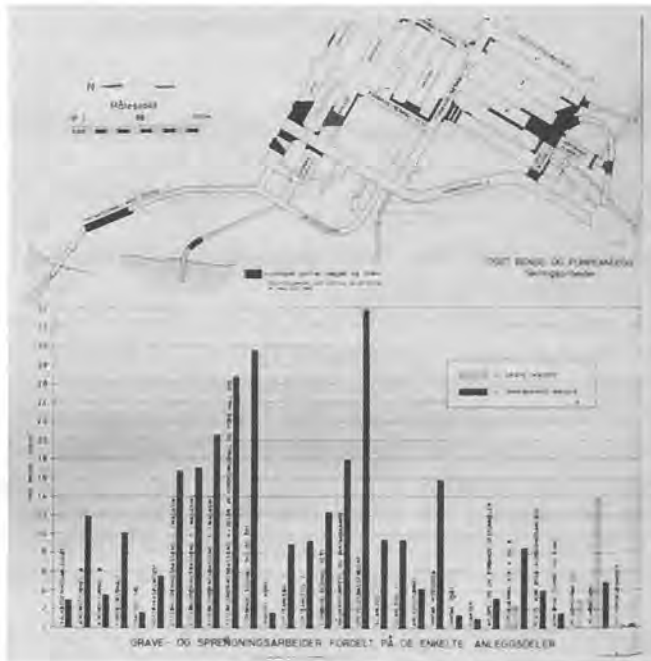
Foruten systematisk bolting ved skift, omfattet sikringen ekstra bolting, støping av hvelv og vegger ved og bak stuff samt påføring av sprøytebetong.

Sikringsarbeidenes omfang og hvilke sikringsmetoder som skulle anvendes, ble bestemt etterhvert.

Til sikringsarbeidene medgikk det følgende masser:

Forskaling	ca. 8.100 m ²
Armering	ca. 100 t
Betong	ca. 5.200 m ³

Ialt er det utført sikringsarbeider for ca. 2,8 mill. kr. eller rundt kr. 8,— pr. m³ uttatt fast fjell.



12—6 Sikringsarbeider – Oversiktsplan.



12–7 Sikringsarbeider i fordelingshall syd.

STEINKNUSEVERKET

For nedknusing av stein fra fjellanlegget ble det på vestsiden av Maridalsvannet bygget et knuseverk.

Anlegget som inngikk i hovedanbudet for Oset, ble bygget og drevet av A/S Fjellbetong som underentreprenør.

Steinknuseren var av typen Que Kenn (engelsk) med kjeftåpning på 36" x 42". Kapasiteten var på ca. 1000 tonn pr. skift.

Den nedknuste stein ble veiet på et elektronisk bånd fra knuser til depoet.

Opplasting fra depoet skjedde ved en Hough H 90 C med en spesialskuff på 3,5 m³.

Utkjøringen skjedde med vanlige lastebiler som ble kjørt over vekt.

Totalt er det nedknust og utkjørt ca. 500.000 m³. Maks. utkjørt masse pr. mnd. var ca. 20.000 m³. Foruten Vegvesenet og Vannverket hentet også en rekke andre etater innen kommunen nedknust stein på anlegget.

Bilene sto i kø ofte opptil 1 km lengde. Spesielt populær var subben. Ja, den var så populær at den måtte rasjoneres. Det ble sagt at den gav steinharde dekker.

Steindepoet kom aldri over 100.000 m³. Det var spesielt på vinteren i januar og februar at depoet vokste.

Etterat anlegget var demontert og området planert så har man hatt besøk av folk som ikke har kommet for å pynte ytterligere opp i området, men som var ute etter mer stin. En rekke groper vitner om dette.

ETTERKALKYLE, FJELL – KONTRA DAGANLEGG

Av hensyn til fremtidige anlegg i fjell kan det være av interesse å se nærmere på en etter-kalkyle for Oset rense- og pumpeanlegg.

Som nevnt velger jeg å sammenligne det utførte fjellanlegg med et "idealisert" daganlegg.

Daganlegget er tenkt plassert på Brekkestranden ved sydenden av Maridalsvannet.

For daganlegget har jeg forutsatt:

1. Arealet er stort nok til å gi en rasjonell løsning og det disponeres gratis av byggherren.
2. Inntaks- og avløpstunneler har samme lengde og tverrsnitt som ved fjellanlegget. Betongarbeidene i daganlegget har samme omfang som fjellanleggets arbeider med fradrag av sikringsarbeidene.
3. Byggetiden skal være den samme.

Oppgaven innskrenker seg således til å sammenligne kostnadene for "grunnarbeidene" ved de to alternativer. Det vil si å finne kostnadene for det utsprengte volum i fjellanlegget og tilsvarende for grave- og sprengningsvolumet i daganlegget.

Disse forutsetninger dekker ikke de virkelige forhold helt. "Overbyggingen" i fjellanlegget består bare av et hvelv, mens vi i et daganlegg må ha bl.a. isolering etc. Dessuten er det sikkert billigere å bygge store vannbassenger inne i ferdig utsprengte fjellrom enn i dagen. Alt i alt skulle vårt utgangspunkt i hvert fall ikke favorisere fjellanlegget.

Alle priser i kostnadsberegningene refererer seg til anbudsagens prisnivå – 1966.

FJELLANLEGGET

Omkostningene for utsprengt volum setter seg sammen av følgende beløp:

	Totale kostnader 1.000 kr.	Kostnader, kr. pr. m ³ fast masse	Andel i %
Sprengning	8.225	23,94	49,3
Andel rigg. og adm.	589	1,72	3,6
Sikring	2.746	8,00	16,5
Steinknusing	3.109	9,05	18,6
Utsortering og veiing	684	1,99	4,1
Opplasting	1.202	3,50	7,2
Kontroll m/ut- kjøring	120	0,35	0,7
Sum	16.677	48,55	100,0

Det er totalt utsprengt 343.500 m³ fast masse. Prisen, kr. 48,55 pr. m³ forutsetter at all utsprengt stein blir knust.

Steinen antas stort sett levert i vestområdet mellom Oset og Lysakerelven. Avstanden fra Oset til Lysaker er ca. 12 km. Med en gjennomsnittlig kjørelengde på ca. 6 km vil omkostningene pr. m³ fast masse levert i vestområdet bli:

Stein opplastet Oset	kr. 48,55
Transport ca. 6 km	» 6,45
+ Oms.avg. 13,64%	» <u>7,50</u>
Samlet utgift pr. enhet	<u>kr. 62,50</u>

Fellesinnkjøpenes pris på maskinkult 50–110 mm, levert Oset pr. 29/10-1965 utgjorde kr. 21,— pr. tonn, dvs. kr. 54,60 pr. m³ fast masse.

Med en prisreduksjon på kr. 2,— pr. tonn for kortere kjøring, ville markedsprisen på stein fra Fellesinnkjøpene levert i de sentrale deler av vestområdet bli ca. kr. 49,50 pr. m³ fast masse.

Reell omkostning pr. m³ fast fjell tatt i Oset:

$$\text{Kr. } (62,50 \div 49,50) = \underline{\underline{\text{kr. } 13,00}}$$

Totale omkostninger for fjellrommet:

$$343.500 \text{ m}^3 \text{ á kr. } 13,- = \underline{\underline{4,5 \text{ mill. kr.}}}$$

DAGANLEGGET

Utgraving av byggetomt

$$220.000 \text{ m}^3 \text{ á kr. } 9,- \dots\dots\dots = 2,0 \text{ mill. kr.}$$

Sprengning og sikring av inn- og utgående tunneler

(massene er her så beskjedne at det ikke er økonomisk

$$\text{å bygge eget knuseverk) } \dots\dots\dots = 2,0 \text{ mill. kr.}$$

$$+ \text{ oms.avg. } 13,64\% \dots\dots\dots = \underline{\underline{0,5 \text{ mill. kr.}}}$$

$$\text{Sum grave- og sprengningsomkostn. } \dots\dots\dots = \underline{\underline{4,5 \text{ mill. kr.}}}$$

KONKLUSJON

Vår enkle sammenligning av "fundamenteringskostnadene" har gitt samme pris for de to utførelser. Tar vi så hensyn til at de egentlige byggearbeider må være billigere i et fjellanlegg, blir konklusjonen at et daganlegg ved Oset ville blitt dyrere enn fjellanlegget selv med de ideelle naturforhold vi har forutsatt.

Vi kan forvente det samme på andre steder hvor de betingelser vi hadde ved Oset er oppfylt. Betingelsene er:

1. Sentral beliggenhet
2. Brukbar steinkvalitet
3. Behov for stein til veibygging etc.
4. Moderate sikringskostnader.

BERGMEKANIKKDAGEN 1973

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

Vel møtt til Bergmekanikkdagen 1973, den 4. i rekken av slike årlige arrangement. Velkommen til alle møtedeltakere og en særlig velkommen til våre nordiske kolleger.

Også i år har vi fått stor oppslutning om Dagen, noe som selvsagt gleder oss i styret for Norsk Bergmekanikkgruppe. Vi er klar over at den store oppslutning forplikter, og det er vårt håp at de forventninger som hver enkelt stiller skal bli innfridd, slik at de ca. 200 kostbare arbeidsdager som i dag forbrukes her skal kunne sies å ha vært 200 vel anvendte dager.

Liksom i fjor har vi valgt å sentrere foredragene om tema. Denne gang tre forskjellige tema som etter vår mening alle står sentralt innen fagområdene bergmekanikk og ingeniørgeologi.

Før lunch skal vi konsentrere oppmerksomheten om hvordan bergmekaniske måleresultater kan brukes. Vi vil derved markere at vi iallfall innen bergmekanikkmiljøet her i landet nå forlater stadiet for de spissfindige diskusjoner om hvordan man måler. I den forbindelse har vi gått til vårt østligste broderfolk og invitert en av Finlands mest erfarne bergmekanikere. Vi tror det kan være meget nyttig fra tid til annen å rette blikket ut over egne landegrenser og se hva andre driver med for derved å forsøke å lære også av deres erfaringer. Med denne invitasjon håper vi å ha startet en tradisjon med en invitert utenlandsk foredragsholder på hver Bergmekanikkdag.

Etter lunch skal vi først ta for oss de problemer som knytter seg til det faktum — ofte meget kostbare faktum — at det materiale vi arbeider i og med, nemlig fjell, er gjennomgått av diskontinuiteter i form av sprekker, slepper og knusningssoner.

Vi skal så avslutte Bergmekanikkdagen med å gå gjennom et par eksempler på praktiske ingeniørgeologiske arbeider. Det skulle således forhåpentlig være noe for enhver av de smaksretninger som måtte befinne seg i salen.

Etter hvert tema er det avsatt tid for spørsmål og diskusjon. Til møtedeltakerne vil jeg derfor si: Grip sjansen i dag, det er et helt år til neste Bergmekanikkdag — og da kan det være forsent å spørre.

Dermed erklærer jeg Bergmekanikkdagen 1973 for åpnet.

PRINSIPPENE FOR EN DEL BERGMKANISKE MÅLEMETODER

The principles of some measuring methods in rock mechanics.

Lic.techn. Arne Myrvang, Institutt for Gruvedrift, N.T.H.

SUMMARY

Most of the methods described have been used in Norway, mainly in mines. They are divided into two groups: rock stress measurements and measurements of deformations in situ. Within the first group methods based on the following instruments are critically reviewed: the flatjack, the Hast-cell, the U.S. Bureau of Mines' borehole deformation cell, the doorstopper cell, the Leeman three dimensional cell, the KTH-cell and a photoelastic stressmeter. Within the second group: Rod extensometer for convergence measurements and borehole extensometers.

INNLEDNING

De bergmekaniske målemetoder som skal omtales her er begrenset til målemetoder som brukes i forbindelse med

- 1) Bergtrykksmålinger
 - A) Måling av absolutt bergtrykk
 - B) Måling av spenningsendring.
- 2) Måling av deformasjoner in situ.
 - A) Måling av konvergens av bergrom
 - B) Måling av setninger i større massiver.

Omtalen er også stort sett begrenset til målemetoder som er i bruk eller har vært brukt i Norge i de senere år. Siden forfatteren er gruvemann, er det ikke til å unngå at den største del av de målemetoder som omtales har vært brukt i forbindelse med gruvetekniske problemer. Dette har for såvidt relevans til de tre etterfølgende artikler, som aller er knyttet til gruvedrift.

1) BERGTRYKKSÅLINGER

Praktisk talt alle bergtrykksmålemetoder har en ting felles: For å kunne bestemme spenningen i et punkt i berget må en skaffe seg en adkomstvei for å kunne montere registreringsinstrumentet.

Dette gjøres i de aller fleste tilfeller ved å bore ut et borhull til ønsket dyp, som regel diamantborhull. Dybden av hullet må være så stor at en kommer utenom den sone med forstyrret spenningstilstand som eksisterer rundt det som en borer fra. (Fig. 1). Imidlertid kan det også være tilfeller hvor en ønsker å måle helt fra overflaten og innover (f.eks. når en vil måle belastning av pilaren).

Nå vil det også oppstå spenningskonsentrasjoner rundt målehullet selv. Dette har som oftest mindre betydning idet en kan korrigere for dette eller sogar utnytte forstyrrelsen for å bestemme den opprinnelige spenningstilstand.

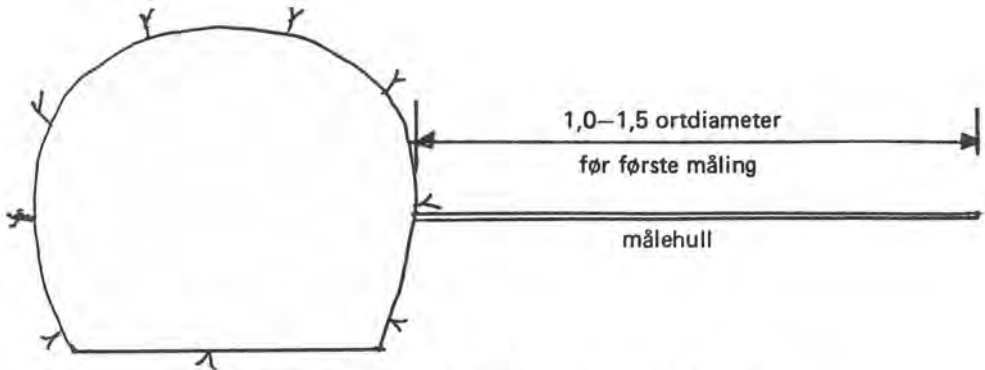
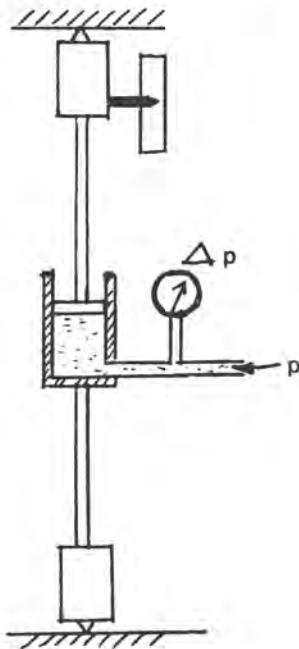


Fig. 13–1 Nødv. hullengde for å unngå influens fra selve orten.

Prinsipielt kan bergtrykksmålemetodene deles inn i to hovedgrupper, nemlig metoder basert på bruk av:

- 1) Aktive måleceller
- 2) Passive måleceller

Prinsippet for en aktiv målecelle er vist i fig. 2. Viseren stilles på et fast merke. En spenningsendring forårsaker en deformasjon av den åpning som målecellen er plassert i, hvilket igjen forårsaker at viseren drives ut av posisjon. Dette motvirkes ved å øke eller



$$\Delta p = k \cdot \sigma$$

$$\Delta p = \text{trykkendring i cellen}$$

$$\sigma = \text{spenningsendring}$$

$$k = \text{instrumentfaktor}$$

Fig. 13–2 Prinsippet for en aktiv målecelle.

minske trykket p i cellen til viseren igjen stiller seg på fastmerket. Trykkendringen i cellen Δp som leses av på instrumentet, er direkte proporsjonal med spenningsendringen σ i berget gjennom en instrumentfaktor:

$$\Delta p = k \cdot \sigma$$

Et eksempel på en aktiv målecelle er den såkalte *flatjack*. Denne kan brukes både til måling av absolutt trykk og til måling av spenningsendring. Prinsippet for denne er vist i fig. 3. Selve flatjacken består av en flat blikkdåse, forsterket langs kanten med en rørformig avslutning. Jacken er forbundet med en oljepumpe og et manometer. Systemet kan brukes på følgende måte: Først kuttes 4 slisser i berget. I disse monteres tøyningsgivere som nullavleses. Deretter bores en horisontal sliss som trykkavlaster en sylinderformet sone rundt slissen. Tøyningsgiverne I vil derved endre verdi.

Flatjacken sementeres så fast i slissen. Når sementen er herdnet, pumpes jacken opp til en får den opprinnelige avlesning på giverne I. Trykket som avleses på manometret tilsvarer bergtrykket normalt spalten før avlesningen.

Pumpeventilen kan nå stenges og eventuelle trykkvariasjoner i berget vil gi utslag på manometret. Dersom bergets E-modul og bulk-E-modulen for flatjack/sement var like, ville utslaget direkte tilsvare endringen i bergtrykk. Men dette er ikke tilfelle, og her kommer tøyningsgiverne II inn i bildet. Disse vil ikke påvirkes når den horisontale slissen bores. Derimot vil en eventuell bergtrykksendring også innvirke på disse. Oljetrykket forandres til tøyningsgiverne I viser det samme som giverne II. Det nye trykket som nå avleses vil gi den egentlige bergtrykksendring.

De aktive målecellene er meget besnærende i og med at de med en viss rett kan kalles virkelige spenningsmålere. Dog brukes de lite pga. følgende:

- De er tidkrevende å montere
- De kan vanskelig monteres så dypt inn i berget at de kommer i tilstrekkelig avstand fra orten.
- De kan bare måle spenningskomponenten i en retning ad gangen.

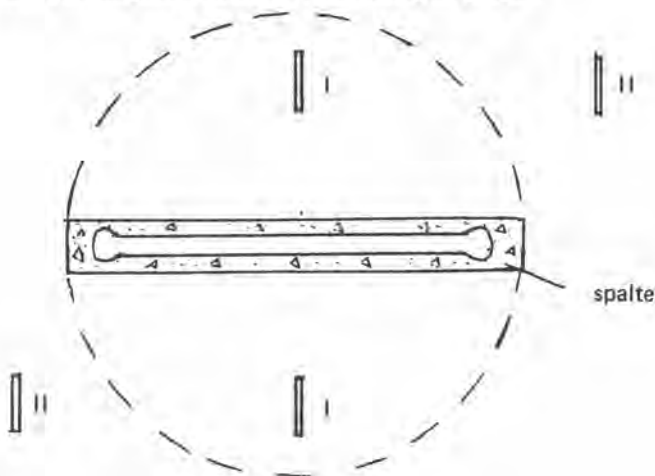


Fig. 13-3 Måling med flatjack.

Den overveiende del av de bergtrykksmålemetoder som brukes i dag hører til den andre hovedgruppen dvs. passive måleceller. Prinsippet for en passiv målecelle vil fremgå av fig. 4.

Den passive målecellen følger borrhullsveggenes bevegelser passivt, og dens deformasjoner registreres på instrumentet. Instrumentene i denne gruppen kan igjen deles i tre hovedgrupper, nemlig:

- a) Stive måleceller
- b) Myke måleceller
- c) Tøyningsgivere



Fig. 13—4 Prinsipp for passiv målecelle.

Med cellene i gruppe a) registreres en deformasjon av selve målecellen. De er forholdsvis ufølsomme for mindre variasjoner i bergets elastiske konstanter og kan derfor kalibreres i prismer med tilnærmet samme elastisitetsmodul E og Poissons forhold ν som berget det måles i. På den måten kan en ut fra kalibreringskurver direkte finne bergtrykket i en bestemt retning ut fra den avlesningsverdi en har på instrumentet. Et eksempel på et instrument i denne gruppen er professor Hast's berømte målecelle. Dette var vel den første brukbare målemetode for måling av bergtrykk og ble i prinsippet utviklet først på 50-tallet. Prinsippet vil fremgå av fig. 5. Cellen utnytter det såkalte magnetostriksjonsfenomenet, idet kjernens susceptibilitet forandres når den deformeres. Derved vil spolens impedans forandres, dvs. spenningsfallet over spolen forandres hvis en vekselstrøm sendes gjennom spolen. Derved har man en lett målbar størrelse, som via kalibrering i et dertil egnet prisme av den bergart en måler i, gir den søkte spenning.

Ved selve spenningsmålingen brukes et prinsipp som er felles for de fleste metoder for bergtrykksmåling, dvs. friboringsprinsippet. Dette vil fremgå av fig. 5.

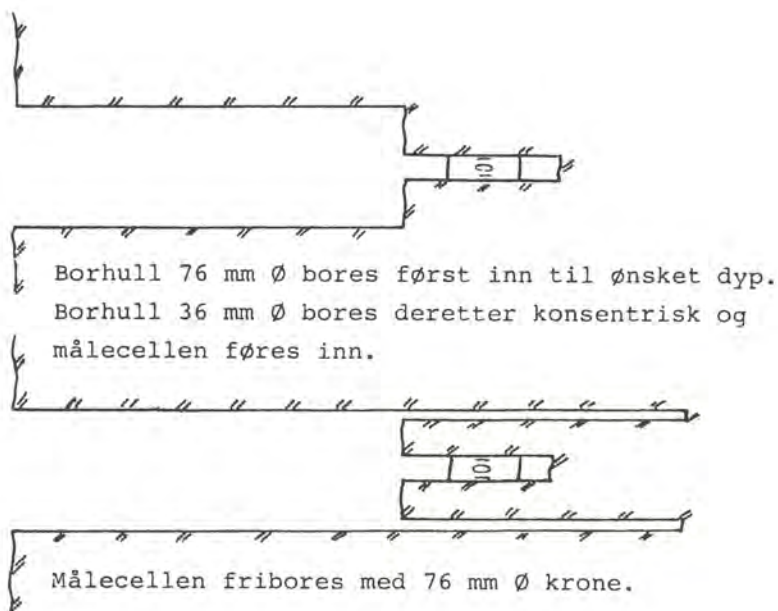
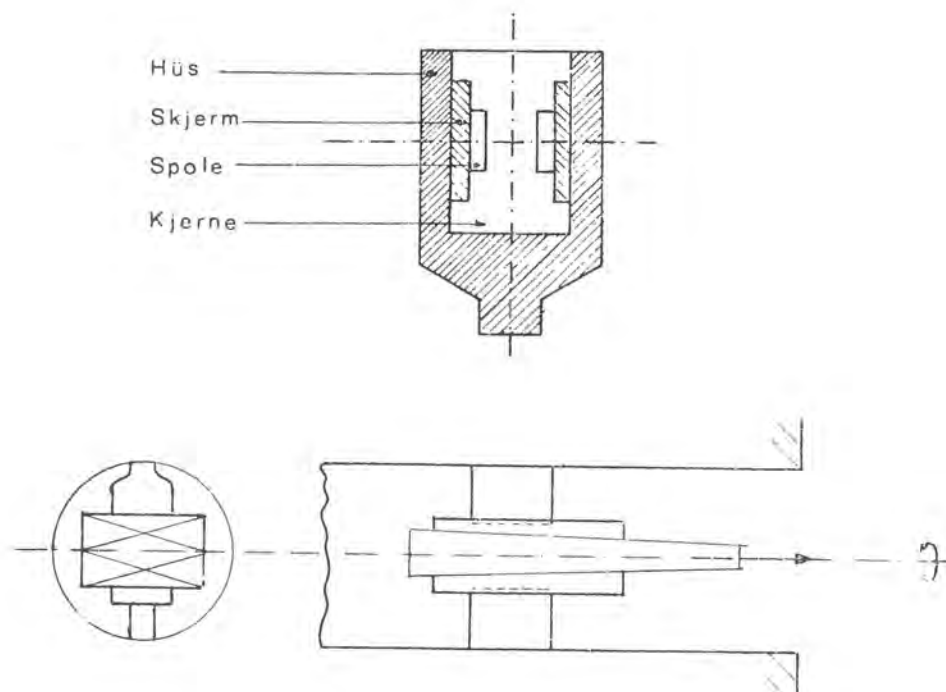


Fig. 13-5 Professors Hasts metode. Friboringsprinsippet.

For å kunne bestemme hovedspenningstilstanden i et plan normalt hullaksen kreves tre spenningsverdier i tre forskjellige vinkler.

Derfor må friboringsprosessen gjentas tre ganger med cellen i tre forskjellige vinkler for å kunne gi spenningen i et "punkt". Dette representerer selvfølgelig en usikkerhet.

En annen faktor som også er av stor betydning er innflytelsen fra den spenning som virker parallelt hullaksen. Denne vil også virke inn på måleresultatet. For å få kjennskap til denne kreves målinger i et hull som danner 90° med det andre, og skal den tredimensjonale spenningstilstand måles, kreves målinger i 3 hull som står normalt hverandre.

Måleceller i gruppen myke måleceller er rene deformasjonsmålere som vanligvis registrerer den absolutte diameterendring av et borhull når mediet dette befinner seg i undergår en spenningsendring. Ved måling av absolutt bergtrykk brukes friboringsprinsippet som omtalt foran. For å komme over fra deformasjon til spenning kreves kjennskap til E-modul og Poissons forhold.

Spenningene kan så finnes ved å bruke kjente løsninger fra den klassiske mekanikk idet en antar at berget oppfører seg som et ideelt elastisk materiale.

Et eksempel på denne type instrument er den borhullsdeformasjonsmåler som er utviklet av U.S. Bureau of Mines (fig. 6). Denne cellen lider av de samme svakheter som Hast's celle med hensyn til følsomhet for aksialspenning, nødvendighet av flere målinger for å finne spenningen i et punkt og nødvendighet av å bore 3 ortogonale hull hvis en vil bestemme den tredimensjonale spenningstilstand.

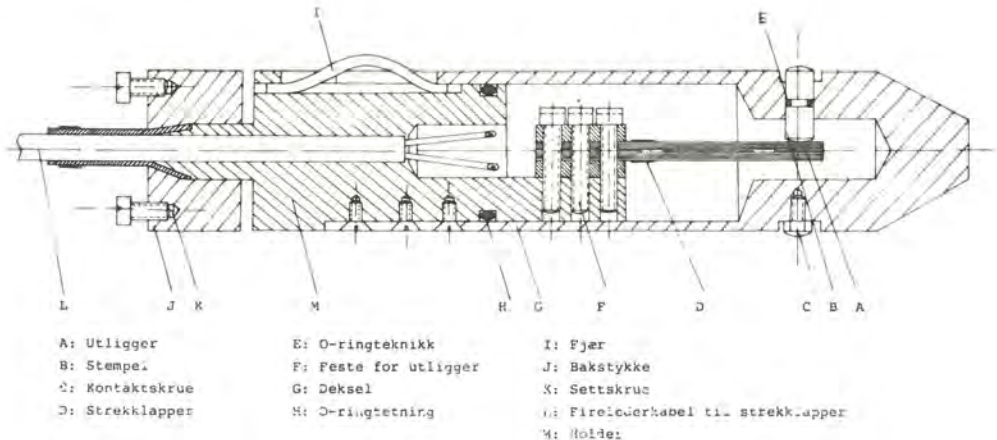


Fig. 13-6 Borhullsdeformasjonsmåler.

Gruppen tøyningsgivere er antakelig den gruppe av måleceller som for tiden er mest populær rundt omkring i verden (også i Norge).

Disse celler måler de tøyninger som inntreffer i berget når dette spenningsavlastes ved en eller annen friboringsmetode.

Ut fra disse tøyningsverdier og kjente løsninger fra den klassiske mekanikk kan så den opprinnelige spenningstilstand beregnes, idet berget forutsettes ideelt elastisk. Målingen kan skje på plane eller krumme flater. I det første tilfellet er det særlig den såkalte doorstoppermetoden som er populær (fig. 7). Her anvendes den planslippte bunnen av et diamantborhull. Tøyningsgiveren limes til hullbunnen og en nullverdi avleses. Deretter

fribores flaten med den vanlige kjernekrone. Derved vil flaten deformeres i overensstemmelse med den spenningstilstand den er blitt avlastet for. De tre tøyningsverdier som registreres gjør det mulig å bestemme hovedtøyningstilstanden på hull-bunnen. Ut fra de elastiske konstanter og Hooke's lov kan så hovedspenningstilstanden bestemmes.

Nå er det imidlertid slik at i og med at hullet er boret vil det foregå en

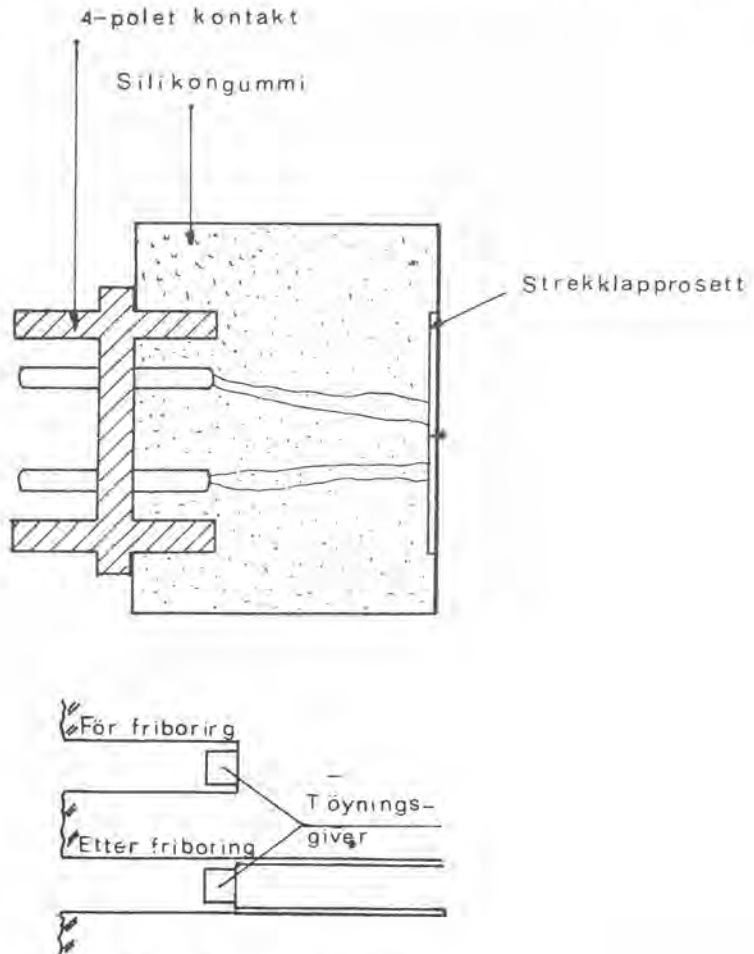


Fig. 13-7 Doorstoppermetoden.

spenningsomlagring dvs. man får en spenningskonsentrasjon på hullbunnen der tøyningsgiveren er limt. For det første vil de komponenter som virker normalt hullaksen forårsake en konsentrasjon slik at de målte tøyninger blir for store. Det viser seg at denne konsentrasjonsfaktor er avhengig av Poissons forhold. Denne faktor ligger for norske bergarter i størrelsesorden 1,25–1,30. Tøyningsverdiene kan lett korrigeres for dette. Men ofte har en også en spenningskomponent som virker langs hullet. Denne vil indusere en spenning med motsatt fortegn på hullbunnen (vanligvis en strekkspenning) hvilket betyr at

de målte tøyninger er for små. Å korrigere for denne er ikke så enkelt, idet dette krever målinger i flere hull for å få et mål på aksialkomponenten.

Hvis en vil måle den tredimensjonale spenningstilstand kreves målinger i tre ortogonale hull, samt en rekke korreksjoner.

Doorstoppers har altså de samme begrensninger som Hast's metode og borhullsdeformasjonsmålere, med hensyn til nøyaktighet av tredimensjonale målinger og innflytelse av aksialspenning ved måling i et enkelt hull. Etter forfatterens mening er derfor disse målemetoder bare velegnet i tilfeller der man vet, eller kan formode, at spenningen som virker langs hullet er null eller ubetydelig. Dette er f.eks. tilfelle i frittstående pilarer og punkter nær overflaten i bergrom. Tredimensjonale målinger med de til nå omtalte målemetoder, må behandles med meget stor forsiktighet.

Ønskemålet var lenge en målecelle som kunne gi den tredimensjonale spenningstilstand ut fra målinger i et enkelt hull med tilfeldig orientering. En slik målecelle ble utviklet i prinsippet av Leeman (Sør-Afrika) i 1966. En utgave av denne ble også tatt i bruk her i landet i 1968 og har vært brukt med godt resultat ved en rekke gruver og anlegg siden. Prinsippet for denne målecellen vil fremgå av fig. 8 og 9. Strekkapprossetter limes her til hullveggen i et diamantborhull som så spenningsavlastes ved friboring som vist på figuren.

Denne målemetoden eliminerer mange av de mangler som tidligere har vært nevnt. Bare et målehull er nødvendig og dette målehull kan orienteres i den mest gunstige retning ut fra praktiske og geologiske forhold. Man måler 9 tøyningskomponenter, hvorav 6 egentlig er tilstrekkelig for å bestemme den tredimensjonale spenningstilstand. De overskytende brukes til kontroll.

Den viktigste ulempen er at en får vanskeligheter med bruken hvis berget er meget oppsprekket. En annen ulempe er at metoden (p.g.a. limingen) ikke kan brukes i

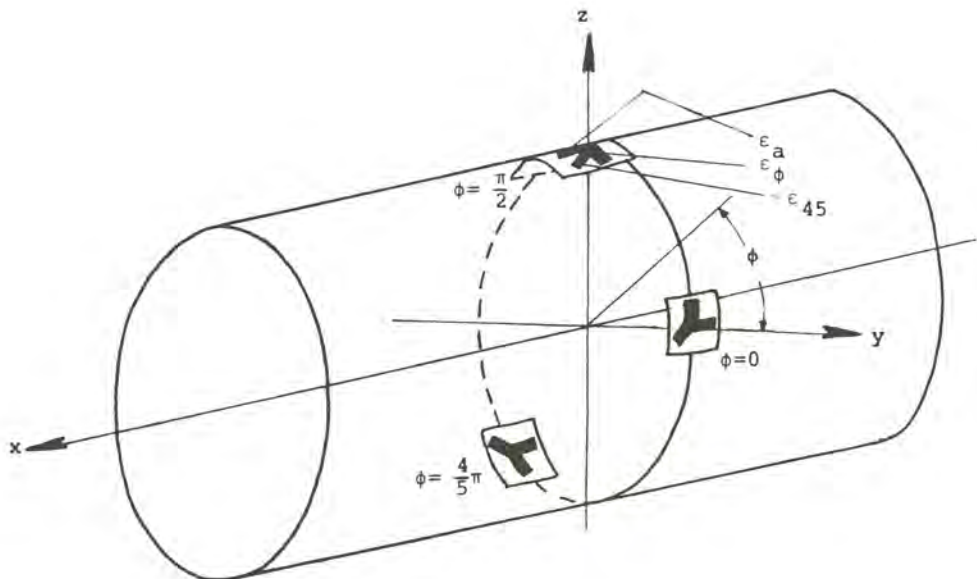


Fig. 13—8 Strekkapplassering i tredimensjonal celle

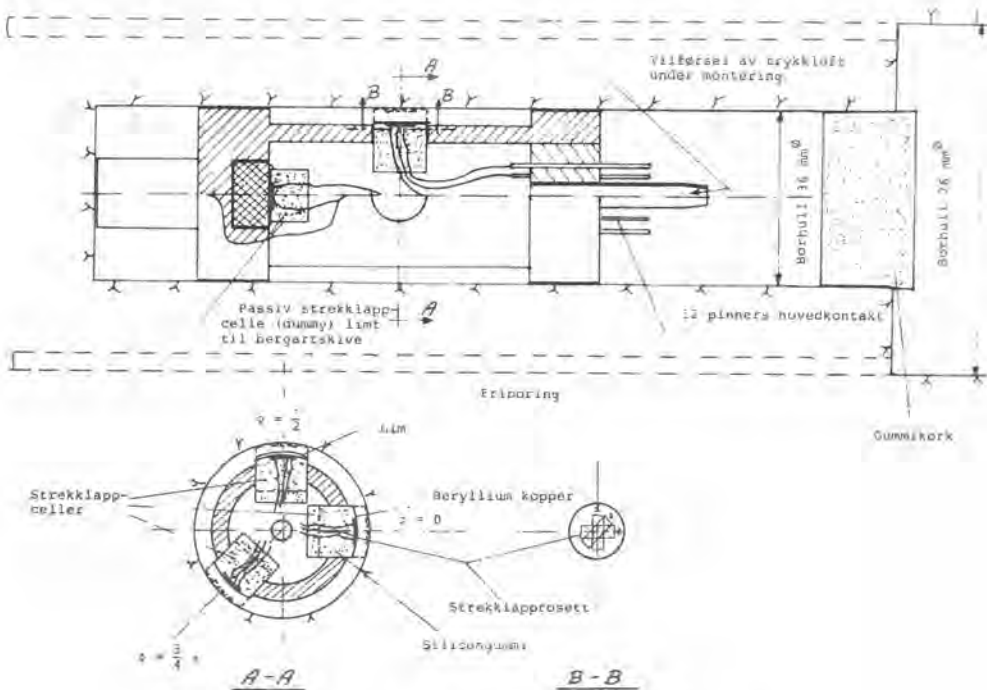


Fig. 13-9 Virkemåte for tredimensjonal celle

nedadrettede hull. Dette er forøvrig også en ulempe som gjelder for doorstoppers. Målingen vil også forhindres av for stor vanninntrengning i hullet.

Alt i alt er de omtalte bergtryksmålemetoder vel utprøvede metoder som har vært brukt som hjelpemidler ved en lang rekke praktiske problemer først og fremst i gruver. Et resultat av disse målingene som en bør merke seg, er at tildels store horisontale spenninger kan opptre på meget moderate dyp. Disse vil ha en meget stor innflytelse på stabiliteten av bergrom, og er en faktor en absolutt bør ha kjennskap til ved planlegging av slike rom.

Måling av spenningsendring.

I prinsippet kan de målemetoder som er nevnt ovenfor også brukes til måling av spenningsendring. Dette kan gjøres enten ved å la målecellene stå i borhullet og registrere de endringer som skjer direkte, eller en kan måle det absolutte trykket flere ganger med visse mellomrom. Den første metoden er den enkleste og i prinsipp også den riktigste. Imidlertid så begrenses ofte den praktiske brukbarheten av dette av tøyningsgivernes manglende langtidsstabilitet. Det finnes imidlertid måleceller som er spesielt beregnet for langtidsmåling av spenningsendring. Her skal nevnes den såkalte KTH-cellen som er en "stiv" målecelle. Den består i prinsippet av en svakt konisk massiv stålkropp som kiles fast i et diamantborhull (fig. 10) hvorved en oppnår forspenning. En spenningsendring i berget vil forårsake en spenningsendring i selve målecellen som kan avleses.

En annen type som også skal nevnes er det fotoelastiske stressmetret som også hører med til gruppen stive måleceller (forutsatt at berget har $E\text{-modul} < 350.000 \text{ kp/cm}^2$).

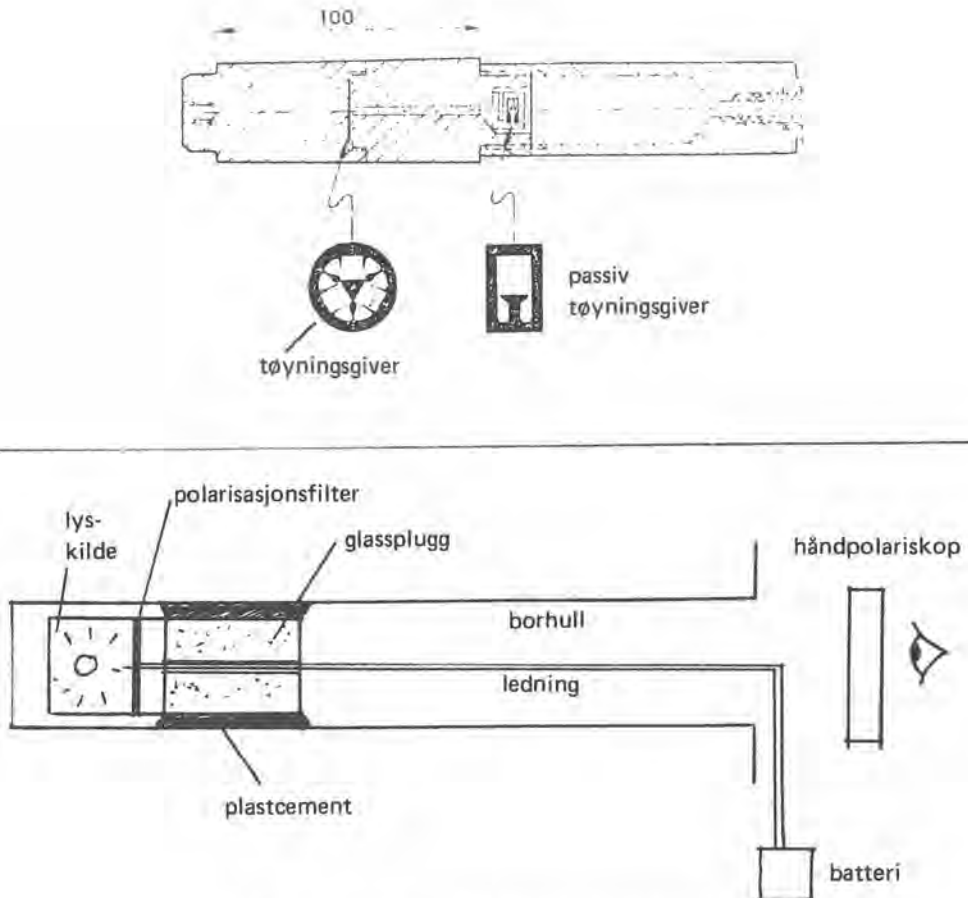


Fig. 13—10 KTH-cellen og fotoelastisk stressmeter.

Prinsippet for dette vil fremgå av fig. 10. Glasspluggen med tilbehør sementeres fast i borhullet med stålplast. Eventuelle spenningsendringer vil indusere et fotoelastisk mønster i glasspluggen når denne betraktes gjennom et polariskop. Dette kan så tydes slik at både størrelse og retning av endringen kan bestemmes.

2. MÅLING AV KONVERGENS OG SETNINGER

I utlandet har det i mange år vært utbredt med konvergensmålinger i ulike typer bergrom. Dette kan gi verdifulle informasjonen om f.eks. belastning på forbygninger og ellers rent generelt om hvordan berget oppfører seg med tiden. En viktig faktor er den kontroll en derved kan føre med stabiliteten av bergrom. Det finnes et utall metoder hvorved en kan måle konvergens og setninger. Her skal kun nevnes instrumenter som har vært brukt innen gruveindustrien her i landet og som forfatteren har kjennskap til.

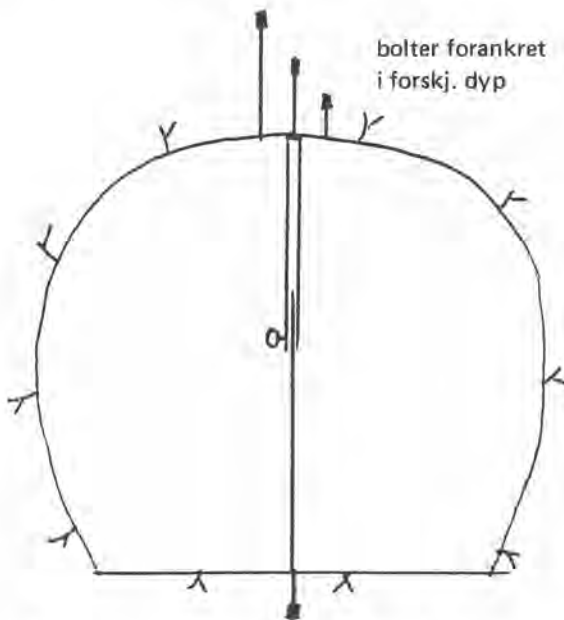
A. Stangekstensometer for konvergensmåling.

Dette er i prinsippet en enkel teleskopisk stang, hvorved forskjellige avstander kan måles. De beste typene er laget av invarstål og har innebygget måleur for direkte avlesning. Disse ekstensometrene fås i forskjellige lengder med måleområder fra ca. 1,0 til ca. 8,5 m. Måling kan f.eks. foregå som antydnet på fig. 11.

B. Borhullsekstensometre.

Dette er måleenheter som plasseres i borhull for å overvåke stabiliteten av bergmassiver. I løpet av det siste året er det montert 4 slike ekstensometre ved norske gruver for å kunne registrere bevegelser i større massiver. Tre av disse er såkalt strengekstensometre av amerikansk fabrikat som er montert i borhull med lengder 45–60 m, mens det i fjerde er et stangekstensometer av tysk fabrikat med lengde ca. 10 m. Prinsippene for og bruken av disse fremgår av fig. 12 og 13.

Totalt sett har bruken av bergmekaniske målinger fått en stadig bredere plass innen gruvedrift. Noen eksempler omtales i de etterfølgende artikler.



Ekstensometeret strekkes ut mellom boltene og eventuelle avstands-
endringer registreres.

Fig. 13—11 Måling av konvergens.

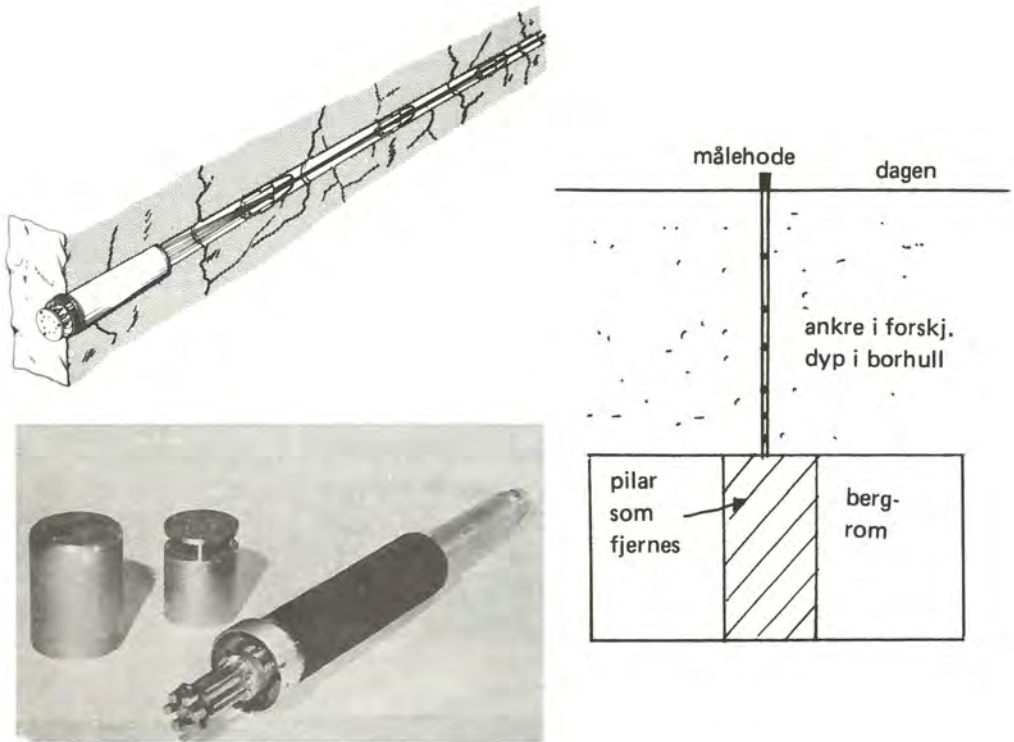


Fig. 13—12 Borhullsextensometer av strengtypen med eksempel på praktisk bruk.

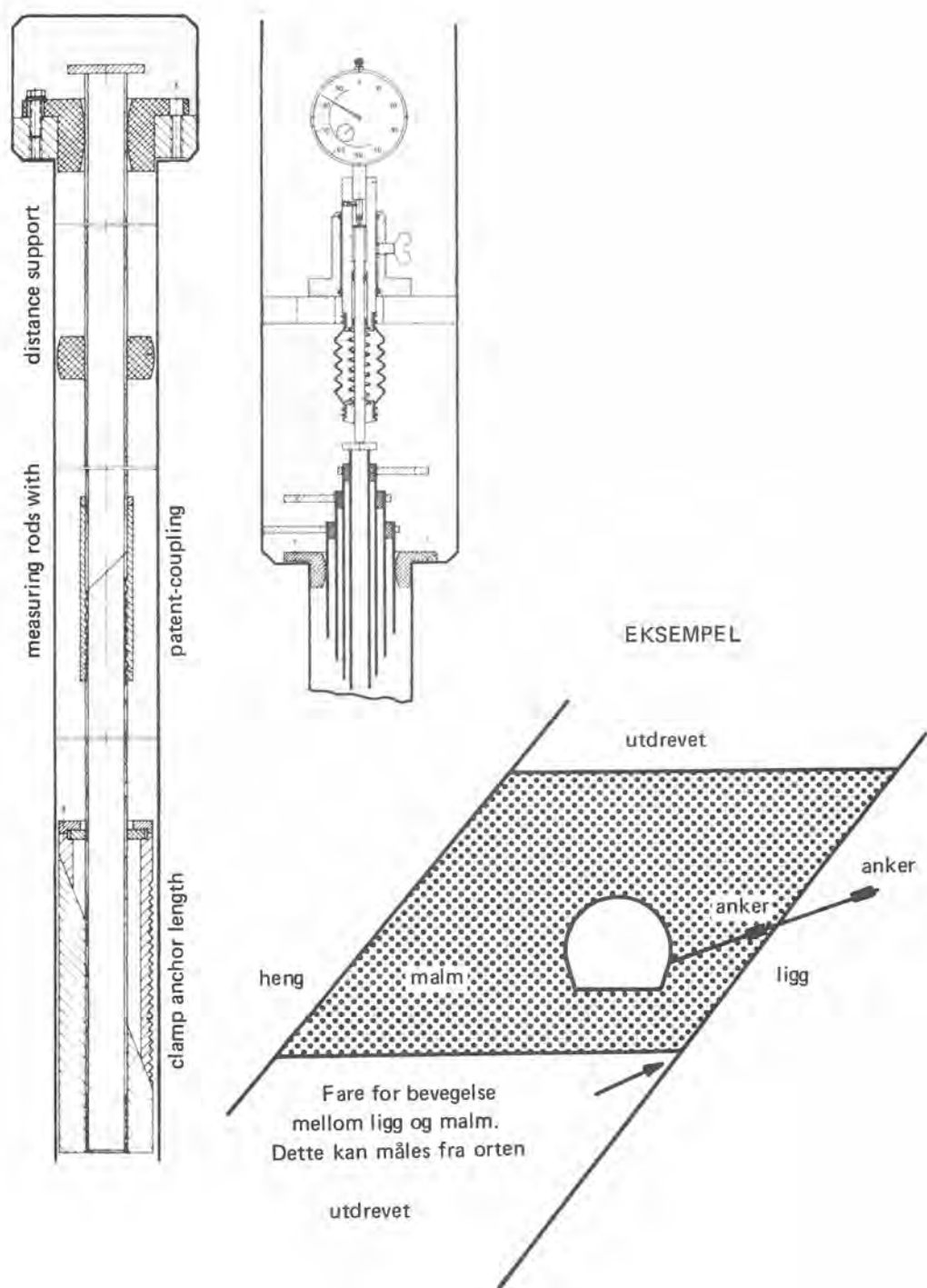


Fig. 13—13 Borhullsextensometer av stangtype med eksempel på praktisk bruk.

BRUK AV BERGMEKANISKE MÅLINGER VED DALEN GRUBE

Rock mechanical investigations at the Dalen limestone mine.

Bergingeniør Øystein Smemo, A/S NORCEM Avd. Dalen.

SUMMARY

Based on stress measurements and strength properties of the rocks optimum dimensions of room and pilars are designed. As a control of the effect of truss bolting, stress measurements in the rock are carried out. Borehole extensometers are used to control an unstable area. Blasting vibrations are controlled by vibrographs.

INNLEDNING

I Dalen gruve brytes 800.000 tonn kalkstein. Forekomsten har en mektighet på 40 m, bredde på 500 m, og faller 13°. Brytningsmetoden var opprinnelig rom- og pilarmetoden, men er senere lagt om til panelmetoden. Figur 1 viser et profil gjennom forekomsten, figur 2 et plan av gruva. Figur 3 viser et detaljert profil av brytningsmetode. Hengen består av en lys mergelskifer.

BERGTRYKKSÅLINGER I FORBINDELSE MED ROM- OG PILARBESTEMMELSE

Bergmekaniske målinger ble første gang utført sommeren 1968. Hensikten med disse undersøkelser var å komme frem til optimale rom- og pilardimensjoner. Undersøkelsene besto av bestemmelse av bergartenes mekaniske egenskaper og målinger av bergtrykket in situ.

BERGMEKANISKE EGENSKAPER

Det ble tatt med kubiske blokker fra hengen — sidekant ca. 50 cm. Det ble boret ut diamantborkjerner, både parallelt med og normalt på lagdelingen.

De egenskaper som ble undersøkt, var strekk-, bøye- og skjærfastheten, samt den enaksiale trykkfasthet. Tabell 1 viser måleresultatene:

Bøye- og skjærfasthet:	157–307 kp/cm ²
Strekkfasthet:	43–121 kp/cm ²
Skjærfasthet:	81–200 kp/cm ²
Trykkfasthet:	726–2055 kp/cm ²

MÅLINGER AV BERGTRYKKET

Spenningstilstanden i hengen ble undersøkt ved målinger av tøyningstilstanden i den flate bunnen av et diamantborhull. Det ble målt punktvis inn til et dyp av 2,5–3,0 m.

Figur 4. viser en geografisk fremstilling av resultatet fra en av målingene.

En ser at hovedspenningsretningene ikke er henholdsvis parallell med og normalt på stollretningen. Resultatene forøvrig viser at spenningsstilstanden neppe er forårsaket av et

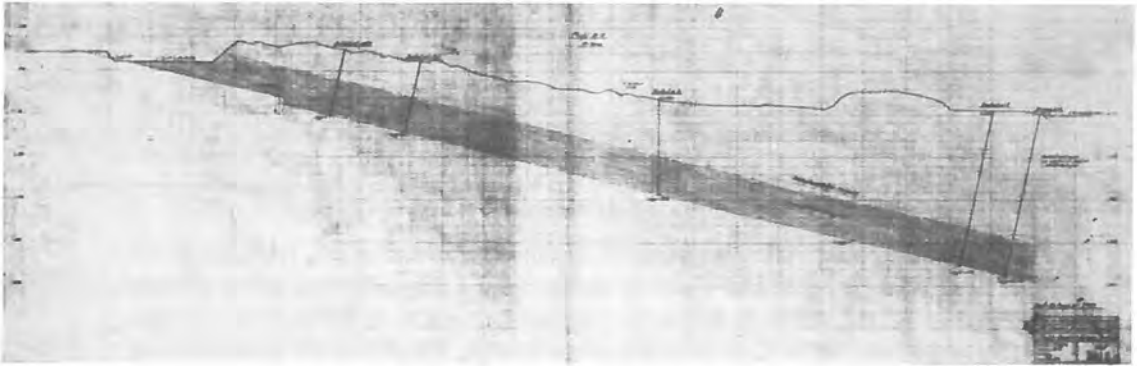


Fig. 14-1 Profil gjennom forekomsten.

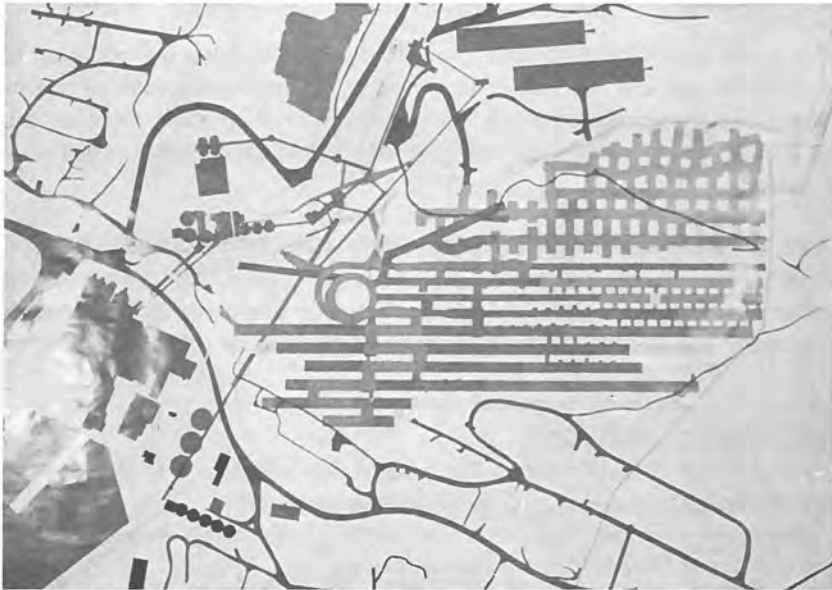


Fig. 14-2 Plan av Dalen grube.

rent gravitasjonsfelt, men at det eksisterer en geologisk generert trykkspenning i horisontal retning. Den topp som forekommer mellom 1 og 2 meter fra hengen er utvilsomt generert av stollens tilstedeværelse og er typisk for spenningsbildet rundt åpne rom.

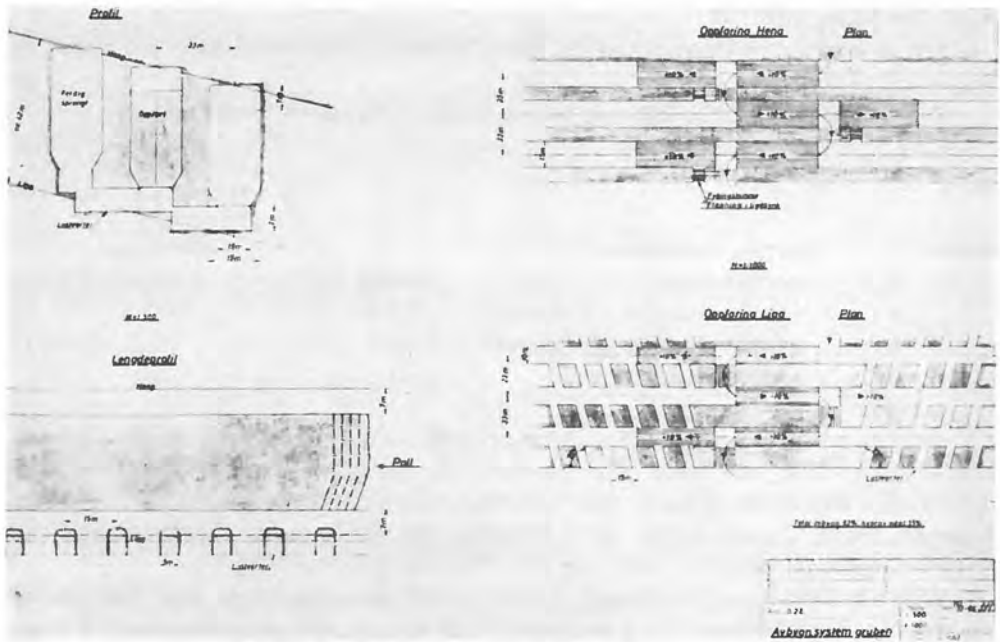


Fig. 14-3 Detaljert profil av brytningsmetoden.

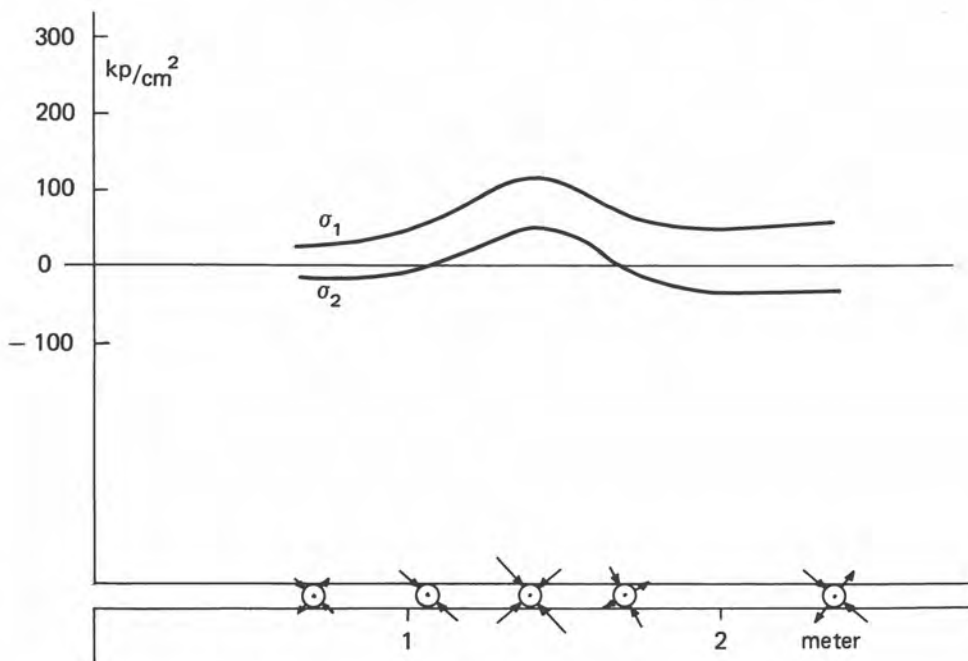


Fig. 14-4 Bergtrykksmålinger i diamantborhull — Dalen grube.

ROM- OG PILARBREDDE

Ved beregning av rombredden er det ikke tatt hensyn til de målte trykkspenninger, da det varierer så mye i retning.

Med sammenhengende langsgående pillarer (paneler) kan denne formel brukes:

$$L = \sqrt{\frac{2Bt}{gF}}$$

Her er:	L	= max. rombredde	
	B	= bøyefasthet	= 200
	t	= de umiddelbare taks tykkelse	= 200
	g	= de umiddelbare taks sp. vekt	= 2,2
	F	= sikkerhetsfaktor	= 4

Dette gir en rombredde på 27 m. Det er tvilsomt om det er riktig å bruke bøyefastheten som kriterium. Når man måler bøyefastheten, skjer dette ved å belaste prøvestykket på samme måte som hengen belastes, men fastheten ved rent strekk ligger praktisk talt alltid ca. 4 ganger lavere. Det er derfor 100% sikkerhet når man benytter strekkfastheten som kriterium. Dette gir maks. rombredde på 15 m. Dette tall benyttes i dag.

Mens rombredden er uavhengig av dypet, vil pilarbelastningen øke med økende overdekning. Trykkfastheten er i gjennomsnitt 1000 kp/cm². Med sikkerhetsfaktor på 4, blir tillatt pilarbelastning 250 kp/cm².

Følgende formel benyttes:

$$T_p = \frac{1}{1-R} T_v$$

T_p	= Pilarspenning
R	= Utvinningsforholdet
T_v	= Vertikal initialspenning (avhengig av dypet)

Med sammenhengende pilar, kan utvinningsforholdet skrives:

$$R = \frac{a}{a+x}$$

a	= rombredden
x	= pilarbredden

Figur 5 viser pilarbredden i forhold til dypet. Dette viser at ved 100 m overdekning, er den teoretiske pilarbredde 2 m.

I en pilar er den ytre sonen mer og mindre oppsprukket. Kalkbenken er dessuten gjennomslått av en hel del slepper og sprekker, og har en typisk lagdeling parallelt med fallet.

Den praktiske pilarbredde er derfor satt til 8 m.

BERGMEKANISKE MÅLINGER I FORBINDELSE MED FAGVERKS BOLTING

Dette prosjekt ble det redegjort for på Fjellsprengningskonferansen i 1971, og det henvises til dette kompendium.

Her skal derfor bare kort berøres utførte målinger. Figur 6 viser et snitt gjennom et område utsprengt for en grovkuser. Ved tippeplassen for truckene ble det målt strekk i taket.

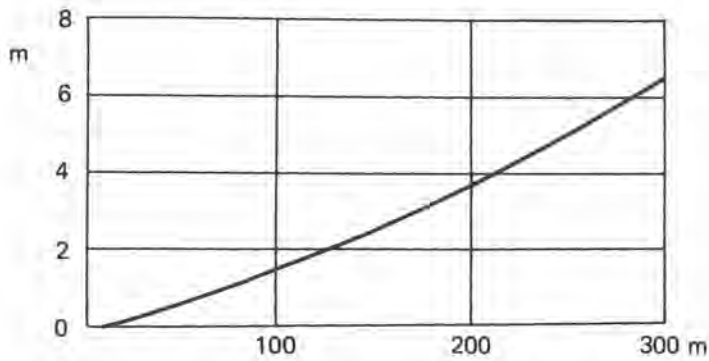


Fig. 14–5 Pilarbredde i forhold til dypet.

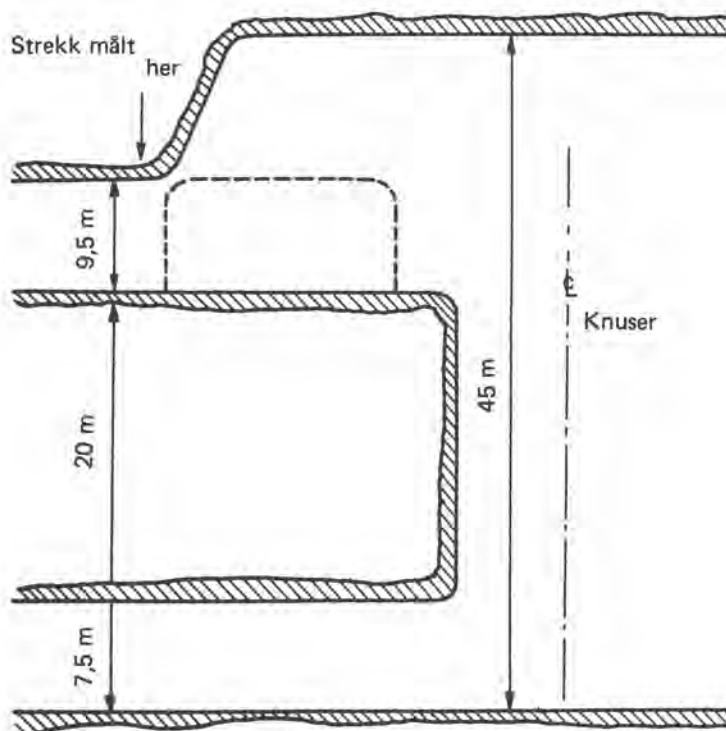


Fig. 14–6 Profil gjennom knuser.

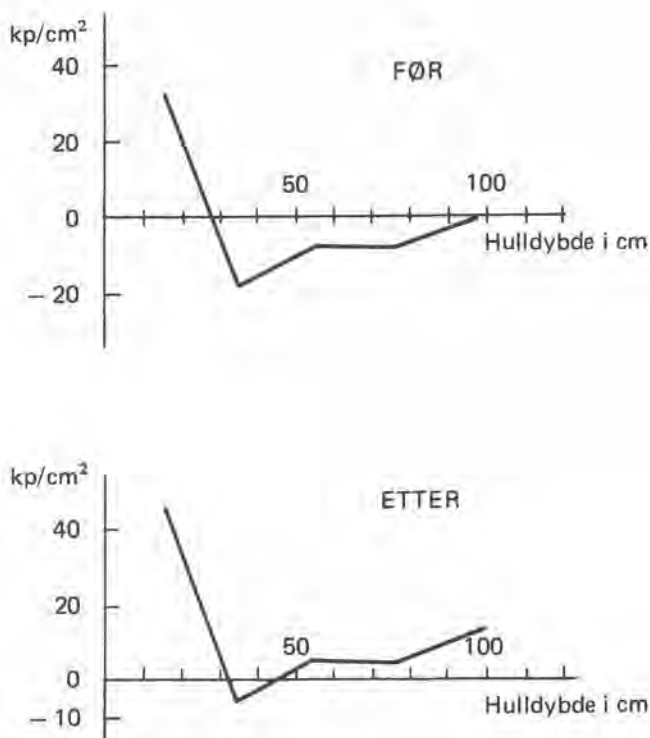


Fig. 14–7 Spenninger før og etter stramming av fagverksbolter.

Figur 7 viser koordinatspenninger før og etter utført fagverksbolting.

Etter 2 år ser området bra ut. Fjellet er fast, mens det på motsatt side av knuseren med tilsvarende utstrossing har vært en god del rensk i hengen.

MÅLINGER I FORBINDELSE MED ET RASOMRÅDE

Figur 8 viser et plan over et område fra gruva. På grunn av kryssende vertikale sprekksoner kombinert med en horisontal sleppe, ble det visse utrasinger av pilarene.

Det ble lagt opp et bergmekanisk program med følgende undersøkelser:

- Måle bergtrykket i panelene inntil det utraste område.
- Undersøke om pallsprengningen forårsaker sterkere oppsprekking av panelene enn ortsaltvene.
- Måling av eventuelle ras fra hengen innen rasområdet.

Utførte bergtrykksmålinger viste at det hadde foregått en viss spenningsøkning i nabopanelene inntil rasområdet. Høyeste målte spenning var 78 kp/cm^2 . Denne er såvidt lav at det ble bedømt som usannsynlig at pilaren ville bli overbelastet. Til sammenligning kan nevnes at teoretisk vertikalspenning er beregnet til 35 kp/cm^2 . Differansen skyldes her antagelig at last er overført fra den utraste pilar.

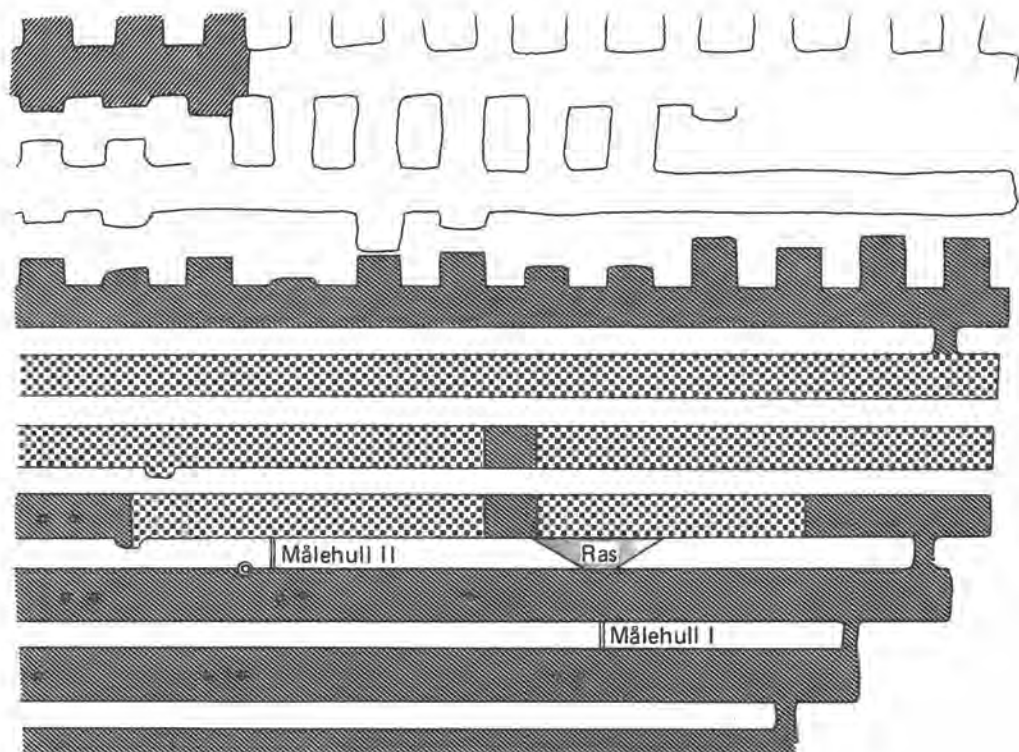


Fig. 14—8 Plan over del av gruen.

Figur 9 viser spenninger målt i pilaren.

Boringene viste at oppsprekking av panelene fra sprengningene strekker seg 0,5–1,0 m inn. En analyse etter den såkalte ROD-metoden (Rock Quality Designation) viste at pallsprengningen ikke gir større oppsprekking enn ortsalver.

Det kan nevnes at vegg hullene i pallsalvene lades med rørladning.

For å undersøke eventuelle ras fra hengen i det aktuelle rasområde, ble det boret et hull fra dagen og satt inn et ekstensometer. Figur 10 viser et snitt gjennom det aktuelle område.

Det er satt inn 6 anker på forskjellige dyp i hullet. Hvert anker er forbundet via tråder til en stang som da vil bevege seg i takt med vedkommende anker. Avstandsmålinger foretas mellom toppen av hver stang og en fast plate, og viser da om det er noen bevegelse i fjellet.

Målingene, foretatt i tidsrommet 4/4–4/10 1973, viser et resultat på –2,4 til –4,2 mm. Et negativt resultat kan bero på følgende:

- Anker er beveget oppover i hullet av fjærtrykket.
- Trådene er strukket på grunn av varmen og/eller fjærtrykket.

Det viser i alle fall at området ikke er gått i ras og at man nu har en viss kontroll på utviklingen.

VIBRASJONSMÅLINGER

Her skal bare kort nevnes at det foretas kontinuerlige vibrasjonsmålinger i forbindelse med salveskyting på 9 forskjellige steder, hvorav 5 er i nærheten av gruen.

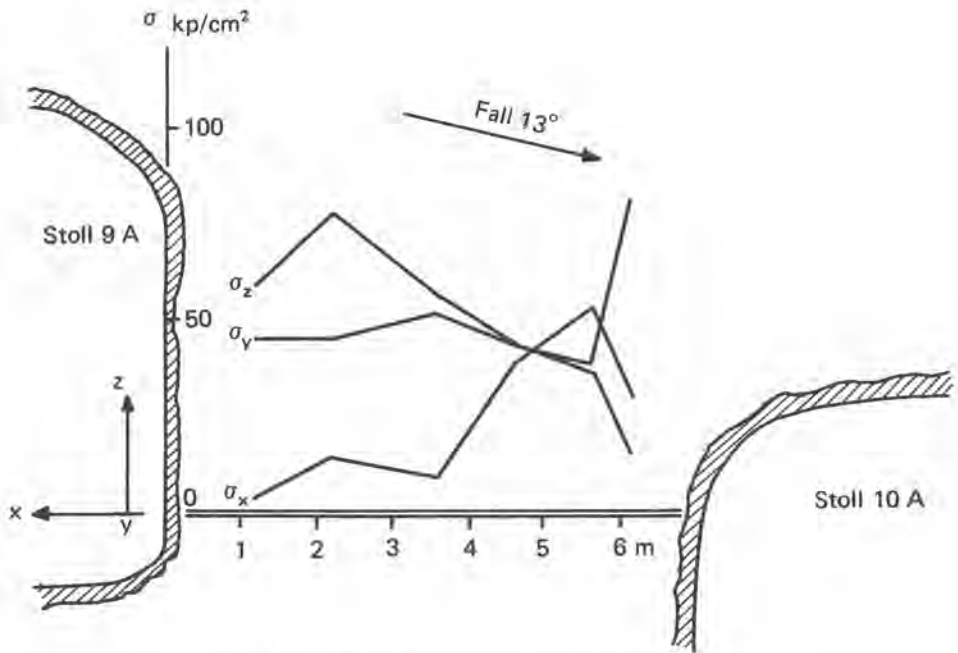


Fig. 14-9 Spenningsmålningar i pilar.

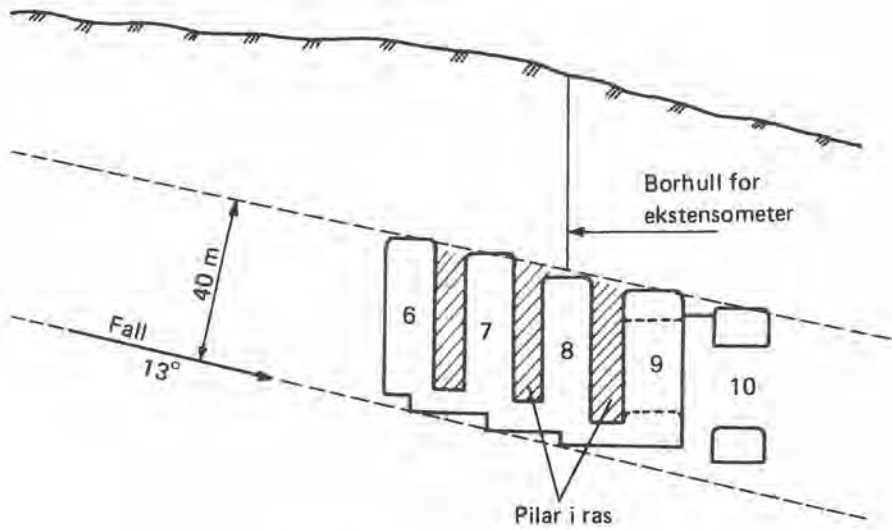


Fig. 14-10 Snitt av rasområde

Det benyttes en Tellus M vibrograf. Denne måler bare amplituden. Grenseverdien for skader på hus er en gang blitt antydnet å ligge ved 150. Det er vel ting som tyder på at denne verdi vil bli redusert.

Med jevne mellomrom utføres målinger med andre og bedre instrumenter som måler frekvens og svingehastighet. For tiden prøves en vakthund.

Dette gjøres for å ha en nøye kontroll med sprengningene, ettersom gruen ligger i et tett befolket område med bolighus tett innpå dagbruddkanten og like over gruen.

BRUK AV BERGMEKANISKE MÅLINGER VED SULITJELMA GRUVER

Rock mechanical studies at the Sulitjelma mines.

Lic.techn. Bjørn Li, A/S Sulitjelma Gruver.

SUMMARY

The ore bodies in Sulitjelma consist of plates laying in different geological strata. The dip is approximately 30° and the average thickness 2 m. Both the hanging wall and the footwall may consist of chloriteshist of relatively low strength. The workings are deep seated, overburden 1500 m, and the rock pressure is high. Rock mechanical studies have given valuable information for choosing a mining method which gives minimal ore loss and less practical problems than the methods used earlier did.

De aktuelle malmforekomstene i Sulitjelma ligger som plater i ulike geologiske horisonter. Med unntak av Bursiforekomsten som ikke vil bli behandlet i denne artikkel, har samtlige plater et strøk i Ø-V retning og faller nordover. Gjennomsnittlig fall og mektighet er henholdsvis 30° og 2 m, men det kan være til dels store variasjoner i begge deler. Sidebergartene kan være kloritt i ligg og skifer i heng, skifer i ligg og kloritt i heng eller kloritt i både heng og ligg. Kloritten har en viskøs konsistens, med ekstremt lave fasthetsegenskaper, mens skiferen stort sett følger Hook's lov og har en midlere trykkfasthet på ca. 1.000 kp/cm^2 .

Brytningsmetodene i Sulitjelma har vært noe vekslende. Tidligere ble det brutt etter et system som ble kalt "stigort med gjennomslag", fig. 1. Ca. 30% av malmen ble dermed satt igjen i form av pilarer. Rasering av disse gir et billig og kjærkomment tilskudd i produksjonen. En vil imidlertid unngå at pilarbelastningen øker til det kritiske og spenningen i strategiske pilarer og fester blir derfor fastlagt ved hjelp av doorstoppermetoden etter hvert som raseringen avanserer.

Enkelte steder har malmen stor mektighet og bratt fall. Her ligger det godt til rette for å drive magasinbryting med langhullsboring, fig. 2. Pilarene mellom magasinene vil, dersom en ikke har kjennskap til bergtrykket ha en tendens til å bli unødige brede. Belastningsmåling av disse pilarene fører gjerne til at en uten fare kan skyte både en og to vifter mer enn opprinnelig planlagt. Da metoden i seg selv er den billigste og mest effektive en for tiden har i Sulitjelma, gir dette et stort tilskudd av billig stein. Også her benytter en doorstoppermetoden for å bestemme pilarbelastningen.

Nå er det bare helt lokale partier som kan drives som langhullsmagasin. Tyngden av gravedriften vil fra nå av bli konsentrert om de dypereliggende partier av malmene hvor overdekningen overskrider 1.000 m og bergtrykket utgjør et betydelig problem. Det er foretatt måling av absolutt spenningstilstand med Leeman's tredimensjonale strekkappcelle på en del utvalgte plasser og en vil følge opp målinger til de aktuelle områdene er fullstendig kartlagt, spenningsmessig sett.

Det ser foreløpig ut for at vertikaltrykket dominerer med til dels meget høye verdier ($> 200 \text{ kp/cm}^2$) og at de to horisontale hovedspenninger er orientert langs med og tvers på

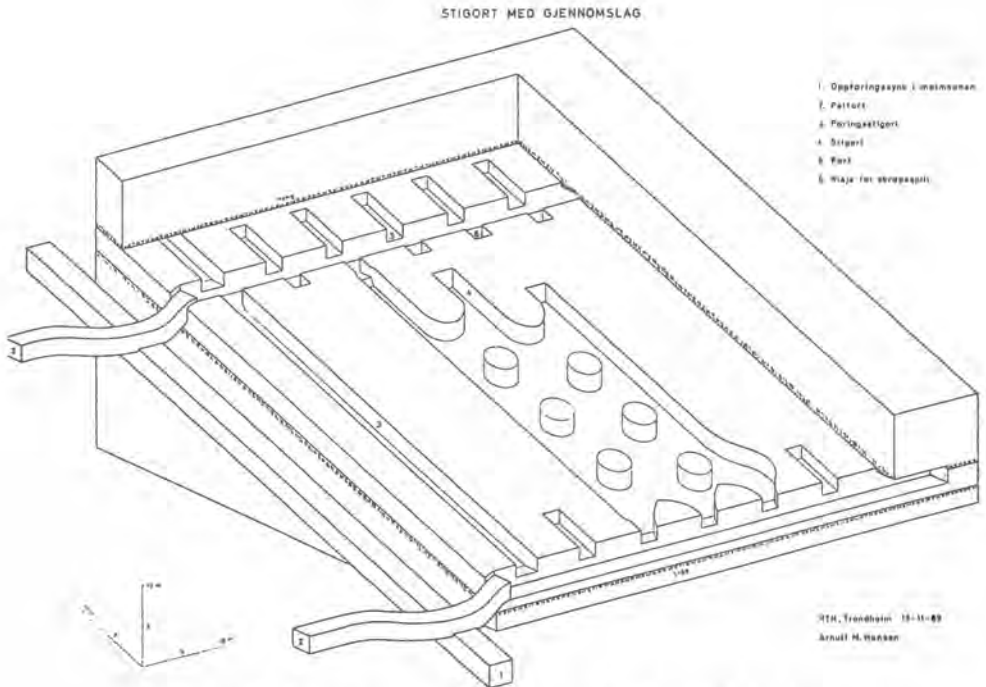


Fig. 15-1 Åpne strosser med gjensetting av fester i Sulitjelma.

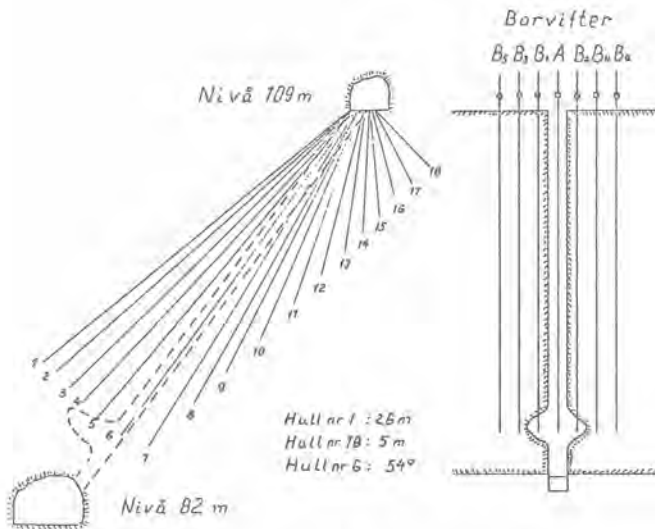


Fig. 15-2 Langhulls boring, Hankabakken II.

strøket. Variasjonen synes imidlertid å være svært stor fra plass til plass og overraskelser dukker stadig opp. Eksempelvis kan nevnes at en i enkelte områder har store problemer med stigortdriving fordi borhullene klemmes sammen før en får ladet, mens feltortene går knirkefritt. – Fåfalls 100 m derifra kan forholdet være omvendt.

Med de fasthetsegenskaper malmen i Sulitjelma har vil en altfor stor prosent måtte settes igjen som fester dersom en tar sikte på at hengen skal holdes oppe. Den eneste økonomiske muligheten under de trykkforhold som råder i de dypereliggende partier er at malmen drives ut 100%, d.v.s. enten med gjenfylling eller en form for rasbrytning.

Malmens fall gjør at gjenfyllingsbrytning synes mindre egnet og en satser nå i første omgang på at hengen skal gå i ras, kontrollert og systematisk, etter hvert som malmen drives ut.

Det skal her innskytes at en tidligere hadde flere stempelrasstrosser (eller long-wall, kjent fra de fleste kullgruver inkl. Spitsbergen) gående, med stor suksess fra et rasmekanisk synspunkt. Effekten ved denne metoden blir imidlertid for lav etter tidens krav og muligheten for mekanisering er liten. En så seg derfor om etter en erstatning og i dag satses det i første rekke på en metode som betegnes "Ort- og pilar".

Metoden er vist skjematisk i fig. 3. Malmen i det foreløpig aktuelle området, Giken/Charlotta nedre, er delt opp i 10 brytningsblokker og hver blokk har en dimensjon på ca. 85.000 m², 500 m langs strøket og 170 m langs fallet. Sentralt i hver blokk drives en sikk-sakkbane og adkomsten er fra nedenforliggende nivå, da blokken går i ras fra toppen og nedover. I blokkens tyngdepunkt skjæres den dessuten av en styrtsjakt som fullprofilbores fra et hengtverrslag drevet ut fra toppen av blokken. Styrtsjakten munner ut i et liggtverrslag drevet inn fra bunnen av blokken. Her tappes malmen i vogner og kjøres til hovedsjakt, fig. 4. I brytningsortene, som ligger med 5 m horisontalavstand, drives det henholdsvis heng- og liggtverrslag til styrtsjakten for hver annen ort og all fordring av malm innen brytningsblokken til styrtsjakt skjer med last- og bærmaskiner.

Når brytningsortene er drevet ut til de fastsatte grensene for blokken, kan røvingen av pilarer starte. Hullene bores skrått gjennom pilaren slik at malmen kastes ned i orten og kan lastes opp før hengen raser etter. Rasingen starter samtidig i blokkens to yttergrenser og møtes ved sikk-sakkbanen som går i ras til slutt. Det ansees som viktig at driften organiseres slik at en ikke avskjærer seg fra å få rasert 100% i midtpartiet. Gjenstående malmpartier vil nemlig ha en uheldig virkning idet disse lokalt holder hengen oppe og forårsaker trykkonsentrasjoner rundt faringsveiene nedenfor.

En forstår at siktemålet med metoden er at raset skal utvikle seg så effektivt at det er istand til å oppta det normale vertiketrykket. Dette er også prinsippet for stempelrasbrytningen (long-wall).

De bergmekaniske problemer består i dimensjonering av så vel orter som pilarer, avveid mot spørsmålet om hvor mange orter som kan drives ferdig før rasingen kan starte.

Fra et økonomisk synspunkt vil det innen praktiske grenser være en fordel at mest mulig av malmen blir brutt ved pilarrasingen da dette blir billigere pr. m³ enn den steinen en får fra ortdriften. Altså smale orter og brede pilarer. Imidlertid er det et kjent fenomen i Sulitjelma at smale orter ofte kan bli lokalt ustabile p.g.a. høyt horisontaltrykk som knuser hengen, og der liggen består av kloritt, presser denne opp i orten. Et effektivt botemiddel mot dette er å øke ortbredden. Dette må nødvendigvis skje på bekostning av den totale bærende pilarflaten, idet det finnes en praktisk, øvre grense for enkeltpilarenes bredde, bestemt av den utrustning en driver med.

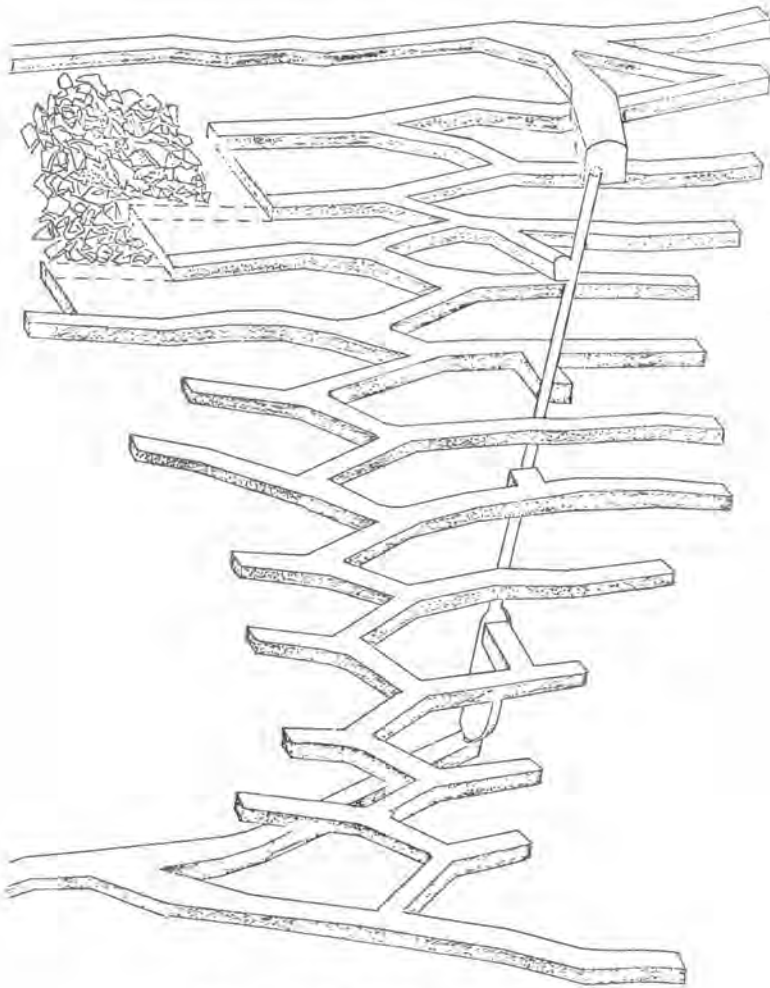


Fig. 15-3 Ort og pilarmetoden.

Spenningstilstanden er videre avgjørende for hvor effektivt og raskt raset utvikler seg. Tar dette for lang tid vil det oppstå vanskeligheter i åpningsfasen, men en skal være oppmerksom på at problemet er forbigående. Før eller siden må nemlig raset komme. Dermed forsvinner horisontalspenningen som kopler de umiddelbare hengskikt og raset forplanter seg slik en ønsker.

Brytningen skal foregå med høymekanisert utstyr, — separate rigger for ortdrift og pilarrasering og last- og bærmaskiner. En effektiv utnyttelse av disse enhetene spiller derfor også en stor rolle i driftsopplegget.

Problemkomplekset er som en vil forstå forholdsvis uoversiktlig og en analyse av dette kan ikke tas med i dette foredraget. Oppgaven her er å presentere vanskelighetene og understreke viktigheten av å kjenne de bergmekaniske forhold for å kunne løse dem.

Altså en best mulig spenningskartlegging av brytningsblokkene før brytningen starter og kontroll av trykkforholdene etter hvert som brytningen avanserer. Det siste ikke minst for å kunne forsikre seg om at raset har utviklet seg som forutsett.

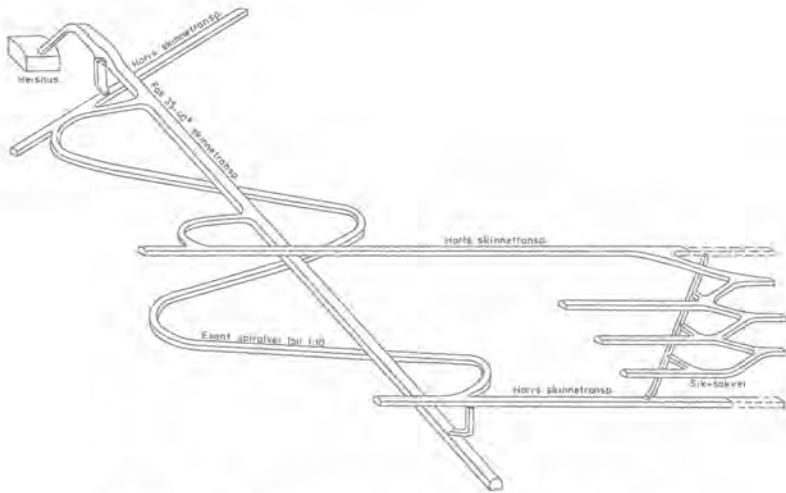


Fig. 15-4 Transportsystem for ort og pilarmetoden.

BERGMEKANISKA MÄTNINGAR I FINLAND

Rock mechanical investigations in Finland.

Tekn.lic. Raimo Matikainen, Outokumpu OY

SUMMARY

Since 1960 rock mechanical investigations, and in particular stress measurements, have played an increasing role in the planning and operation of mines in Finland. Examples of the use of rock stress measurements combined with geological information at the planning stage are described. The use of the finite element method in planning is also summarized. Equipment and methods for control measurements are described.

1. ALLMÄNT

Nuförtiden betonar man i allt högre grad betydelsen av bergmekaniska mätningar vid brytningsplaneringen och vid övervakningen av själva brytningen. I praktiken kan man även observera att dessa bergmekaniska mätningar utgör en mycket viktig del av brytningsplaneringen och av de övervakningen nödiga undersökningarna. Tyvärr har det tagit mycket lång tid innan man börjat lära sig att ens behjälpligt dra nytta av bergmekaniska mätningar. Å andra sidan finns det, åtminstone i Finland, ännu ytterst litet publicerat om tillgängligt material, kännedom om mätningar och användningen av resultaten av sådana, fastän bergtrycksmätningar och motsvarande har gjorts ända sedan början av 1960-talet. Vidare har mätningarna, åtminstone i begynnelsekedet, i allmänhet satts i förbindelse med redan uppkomna svårigheter och inte med grundplaneringen. Därför kommer detta material till allmän kännedom i mycket långsam takt först efter det svårigheterna övervunnits.

I det följande behandlas i Finland utförda bergmekaniska mätningar och tillämpningen av mätningresultaten, alltså på basis av det rätt så knappa material som stått till buds. I detta sammanhang kommer inte sådana bergmekaniken tangerande mätningar som brytningsvibrationsmätningar och liknande att beröras.

På basis av användningsändamålet kan de bergmekaniska mätningarna delas upp i tre olika grupper (6):

- mätningar, som behövs och används i förhandsplaneringen
- mätningar, som är nödvändiga under brytningen för kontroll av stödkonstruktionernas beteende o.s.v.
- mätningar, som bör företas vid efterkontroll av brytningsrum.

De två sistnämnda grupperna är varandra tekniskt närstående, den enda skillnaden är att mätningarna utföres i olika brytningsskeden.

2. BERGMEKANISKA MÄTNINGAR SOM KOMMER TILL BRUK VID FÖRHANDS-PLANERING

Grunden för hela planeringen av bergrum ger naturligtvis de geologiska undersökningsresultaten vilka man, åtminstone i början, inte kunnat dra tillräcklig nytta av. Särskilt vid gruvorna har ett enormt borrhänsmaterial ända till början av 1960-talet varit bergmekaniskt nästan helt outnyttjat. Ur borrhänsarna får man ju, utom uppgifter om själva bergarterna, framförallt också uppgifter om sprickor och svaghetszoner samt efter laboratoriebestämningar hållfasthets- och elasticitetsvärden mm.

Nuförtiden bevarar t.ex. Outokumpu Oy alla borrhänsuppgifter, inklusive uppgifter om sprickornas frekvens- och storleksklasser, i datamaskinminnet. Upplysningar sorterade enl. profil eller håll kan sålunda erhållas efter beställarens behov och önskan (9.) Detta register har visat sig fungera väl och man använder sig av det, speciellt vid den generella planeringen av brytningen i gruvorna.

I de geologiska undersökningarna kan man inkludera allmänt kända seismiska undersökningar, som används som komplement till borrhäns- och karteringsuppgifter vid lokaliseringen av bergartskontakter och stora svaghetszoner. Seismiska undersökningar har använts mycket vid t.ex. valet av den mest fördelaktiga sträckningen av långa vattentunnlar.

Ofta kan man redan på basis av geologiska och seismiska undersökningar och de hållfasthetstekniska uppgifter, som erhållits vid undersökning av borrhänsarna, komma till lösningar av grundläggande karaktär för riktningen, formen, storleken, ömsesidiga avståndet, brytningsordningen, injekteringen och förstärkningen av brytningsrum; alltså i allmänhet om sådana saker för vilka man vid brytningsplaneringen söker och behöver stöd och bekräftelse genom bergmekaniska mätningar. De flesta finländska gruvor utgör exempel härpå. Oftast finns det emellertid icke många alternativ för riktningen och placeringen av rummen.

Först efter noggranna geologiska utredningar och förhandsplaner är det lämpligt att utföra andra bergmekaniska mätningar, av vilka i detta skede närmast mätningar av bergets spänningstillstånd kommer i fråga.

Utnyttjandet av mätningresultat på bergets spänningstillstånd i förhandsplaneringen begränsas i hög grad av den ganska ringa djupdimension, som den nuvarande mätningstekniken tillåter. När bergets yta är bar eller lätt kan blottas, kan man erhålla spänningvärden från max. 30 m djup. Detta är tillräckligt, då det gäller vissa ytliga, byggnadstekniska objekt som t. ex. underjordiska oljelager, befolkningsskyddsrum o.s.v., men för gruvornas och i allmänhet djupgående bergrums behov kan mätningarna av bergspänningstillståndet utföras först efter det brytningsarbetena börjat och nått det egentliga objektområdet. Därefter är det i allmänhet svårt att göra ändringar. Endast stora överraskningar kan då leda till en ändring av generalplanen.

Spänningsmätningar har i Finland utförts vid ca. 25 brytningsobjekt (bild 1). Största delen av dessa har utförts som hjälp för generalplaneringen. I början använde man den av professor Hast utvecklade apparaturen (bild 2) och senare har man även börjat använda från Norge inköpt apparatur (bild 3), den av NTH tillverkade apparaten, Leemans tredimensionella instrument. Dessa båda metoder torde vara bekanta för envar, varför det inte finns anledning till att förklara dem närmare i detta sammanhang.

Vid generalplaneringen behöver man mätningar av bergets spänningstillstånd för följande beslut:

- riktning, form, storlekar mm. samt deras placering i förhållande till varandra.
- stödkonstruktionernas, t.ex. pelarnas, dimensionering
- som grund för förstärkningsplanen.

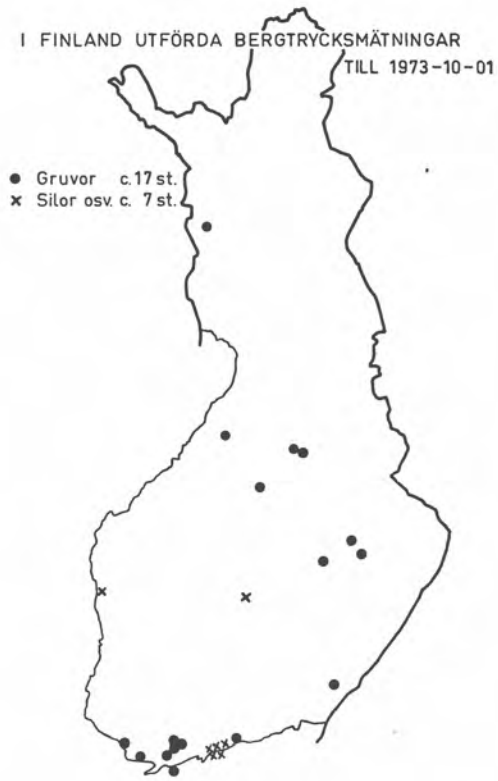


Fig. 16-1

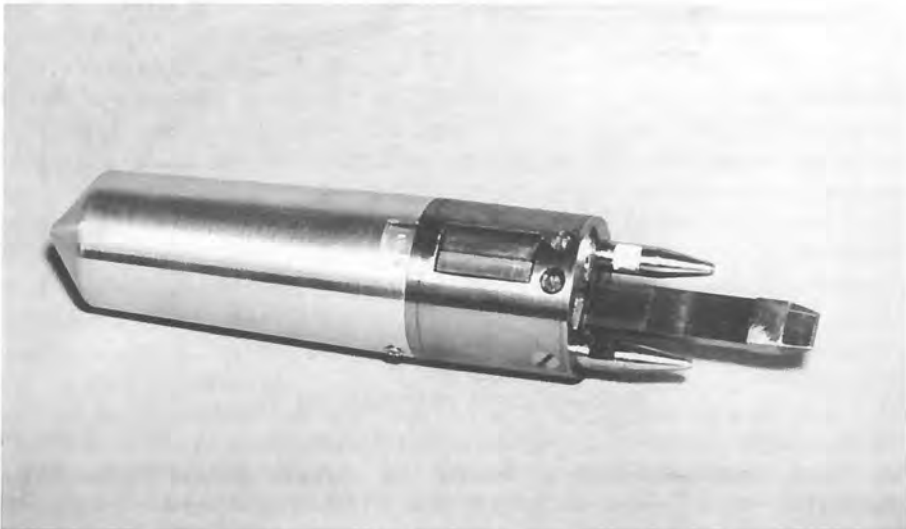


Fig. 16-2

Prof. Hasts instrument med "tryckcell" (8).



Fig. 16—3
Leemans tredimensionella instrument.

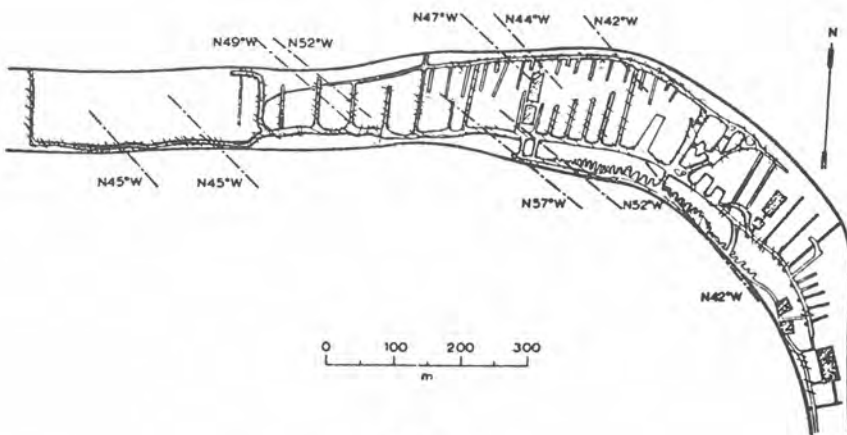


Fig. 16—4
Ojamo gruva
Horisontalt snitt, sprickkartering (3).

De första mätningsobjekten i Finland var Jussarö järnmalmgruva och vissa kalkstensgruvor i södra Finland. Numera kan sägas att spänningstillståndsmätningar används för alla nyssnämnda ändamål om ock i rätt så begränsad omfattning. Som exempel på undersökningsobjekt under den första tiden må nämnas Ojamo kalkstensgruva (bild 4 och 5), i vilken man efter grundlig sprickkartering utförde spänningstillståndsbestämningar på många

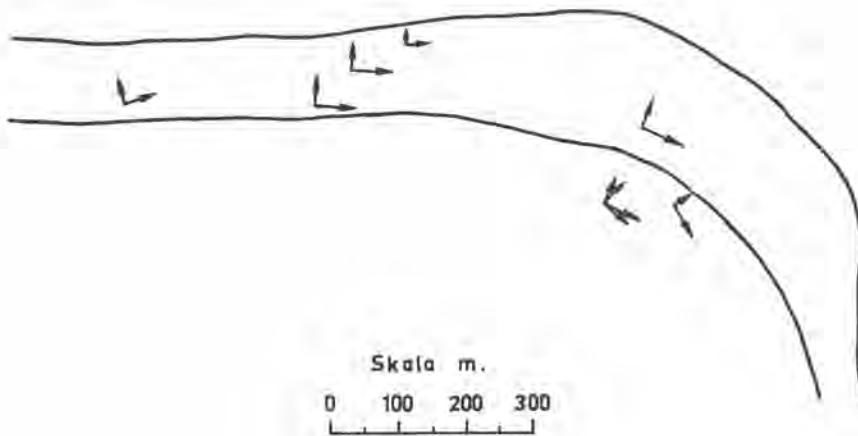


Fig. 16-5

Ojamo gruva
 Horisontalt snitt
 Riktning av huvudspänningar (3).

ställen i olika delar av gruvan. Avsikten var att kartlägga stabiliteten i de gamla delarna av gruvan för eventuella fyllnings- och förstärkningsåtgärder samt för att utröna dimensioneringen av nya rum. Mätningarna visade att spänningstillståndet var mycket jämnt och att huvudspänningen var parallell med den geologiska strykningen. Bergmekaniskt sett skulle det ha funnits förutsättningar för mycket stora rum, men bergtakets ringa tjocklek under en sjö försvårade situationen och avgörandet. (3).

Under åren 1963–1965 utfördes spänningstillståndsmätningar, och på basis av dessa ändrades hela brytningsplanen för Tytyri kalkstensgruva (bild 6, 7 och 8) (6) (8). Vid gruvan övergick man från tunna 8–10 m tjocka pelare till stora pelare med över 1600 kvadratmeters tvärsnittsareal. Det hade varit omöjligt att fortsätta med det gamla pelarsystemet på grund av att pelarna visat sig vara för svaga. Den nya planen har förverkligats planenligt. Planen baserade sig på mycket grundliga sprickundersökningar, geologisk kartering och spänningstillståndsmätningar, genom vilka man fick reda på spänningstillståndets storlek och riktning samt de olika bergarternas viktigaste elasticitets- och hållfasthetstekniska egenskaper. På basis av dessa uppgifter utformade man ett pelarsystem, en rumsform o.s.v., på ett för omständigheterna mest lämpat sätt. I detta sammanhang är det skäl att betona, att pelarsystemet inte skulle ha fått sin nuvarande utformning om det varit frågan om en orörd fyndighet. Den tidigare utförda brytningen begränsade i detta fall möjligheterna i hög grad. Man tvingades alltså av omständigheterna söka finna en så god och säker lösning som möjligt. En stor fördel var därvid att hållfasthets- och elasticitetsvärdena hos själva kalkstenen och dess sidoberg, kalkgnesjen, är praktiskt taget desamma.

I dessa båda exempel utfördes planeringen av brytningen och granskningen av spänningstillståndsfördelningen enbart genom uträkning för hand och till stor del genom uppskattning av storleksklass. Genom efteråt gjorda kontrollmätningar har konstaterats att man vid lösningarna kom mycket nära de verkliga värdena och några betydande ändringar har inte gjorts i grunduppställningen.

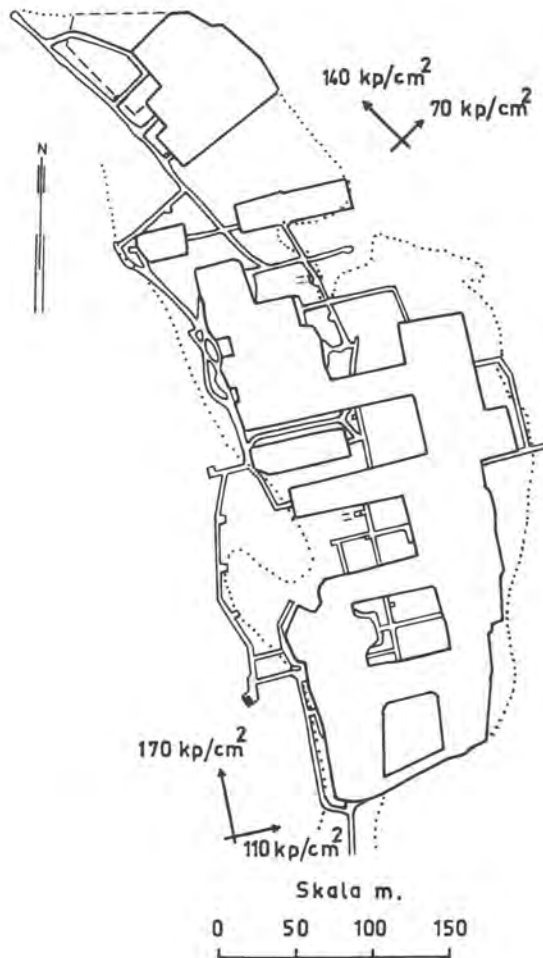


Fig. 16-6

Tytyri gruva, Törmä
Horizontalt snitt (8)

För planeringen av delarna under 200-metersnivån i Tytyri gruva använde man år 1969 finite-elementmetoden. Denna metod har för såväl detta objekt som generellt sett givit avsevärt större möjligheter än kalkyleringen för hand till jämförelser mellan olika lösningsalternativ samt problemens uppkarande. I Tytyri var det möjligt att medels mätningar klarlägga spänningstillståndets tillväxt som en funktion av djupet, vilket förbättrade finite-elementmetodens användningsmöjligheter. Kalkyleringsarbetet utfördes i Stockholm vid Kungliga Tekniska Högskolan. Den största svårigheten vid användningen av finite-elementmetoden verkar åtminstone för finländska förhållanden vara bestämningen av de rätta bergartparametrarna, det må då vara frågan om två eller tredimensionell kalkylering. Detta har särskilt tydligst framkommit beträffande sprickor. Finite-elementmetoden har varit till tydlig hjälp vid förstärkningsplanering, speciellt för många byggnadstekniska projekt.

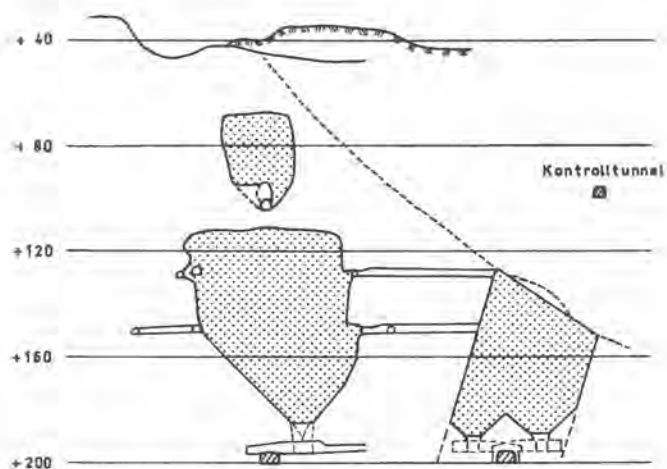


Fig. 16-7
Tytyri gruva, Törmä
Vertikalskärning 9 (6)

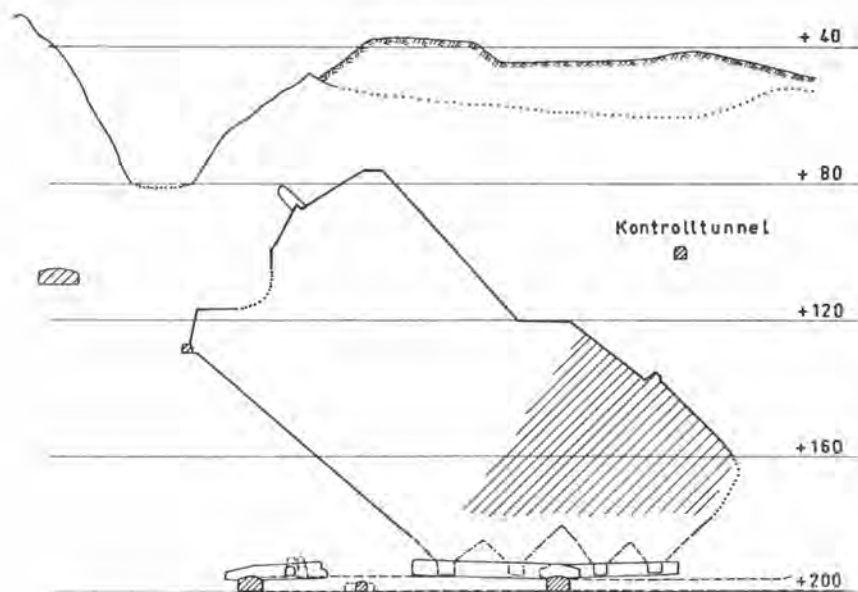


Fig. 16-8
Tytyri gruva, Törmä
Vertikalskärning 10 (6)

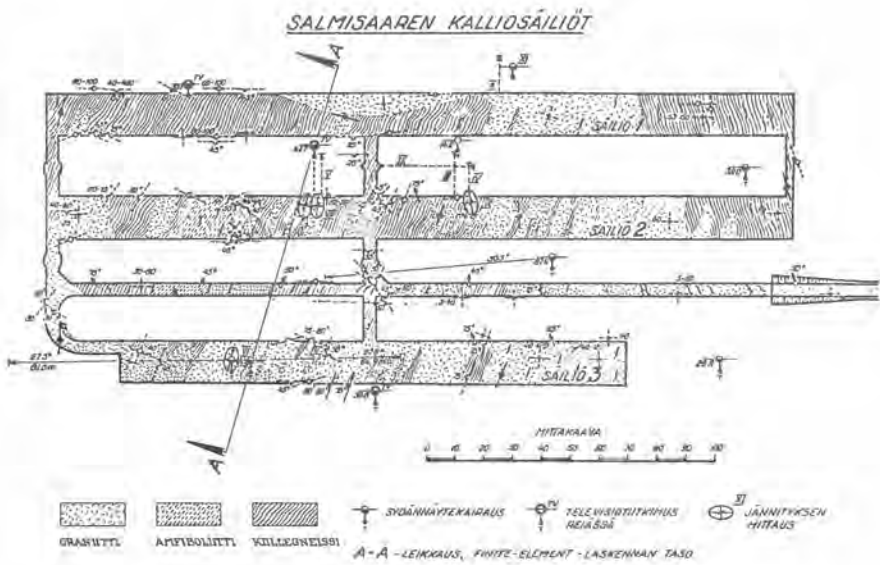


Fig. 16-9

Exempel på bergsbehållare för olja, horisontalt snitt (11).

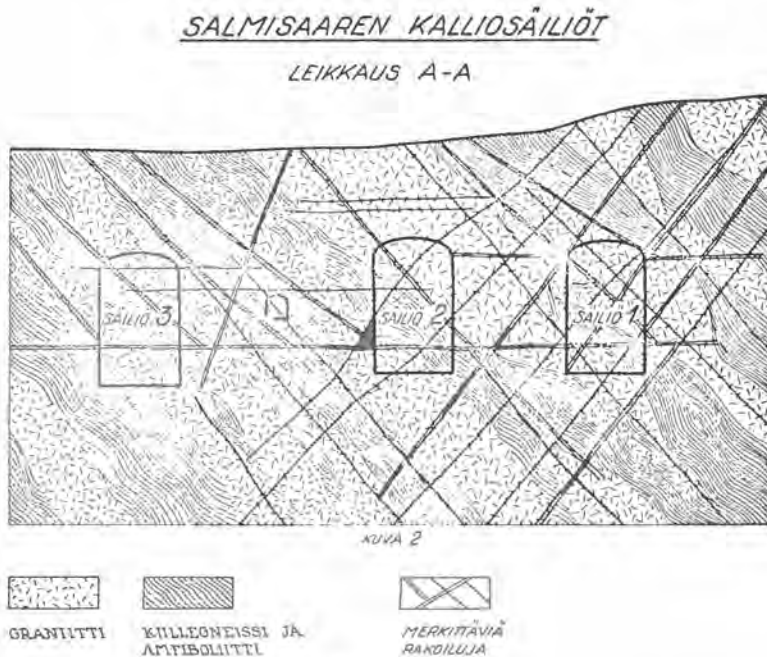


Fig. 16-10

Exempel på bergsbehållare för olja, vertikal skärning A-A (11)

Av byggnadstekniska objekt må här nämnas de underjordiska oljelagren på Sundholmen i Helsingfors (bilderna 9, 10). Lagret är tredelat. Vad läget beträffar fanns det inte stora valmöjligheter. Området har undergått en mycket grundlig geologisk undersökning med klarläggningar av sprick- och svaghetszonen (11). Brytningen förlöpte normalt ändan tills man började brytningen av de nedre delarnas takorter (4) (10). Härvid uppträdde i pelarna och taket många tecken på överbelastning, som t.ex. bomt berg och bergskott, och i pelaren mellan lagren 1 och 2 hade en tydlig horisontal spricka uppstått. Vid spänningstillståndsmätningar — ställena där de utfördes syns på bilden — konstaterades i rumstaken ett rätt högt horisontalt spänningsfält ($G_x = 200-300 \text{ kp/cm}^2$), vars riktning var nästan vinkelrätt mot oljelagrens längdaxel. Vid mätningar i pelarna konstaterades en jämförelsevis liten men tydlig vertikal dragspänning $15-60 \text{ kp/cm}^2$. På basis av de utförda spänningstillståndsmätningarna justerades och ändrades brytningsordningen, brytningsvibrationsnivån riktad mot mellanpelarna sänktes och hela förstärkningsplanen justerades. För att kunna observera förändringar i spänningstillstånden installerades från jordytan två tryckceller i bergrummens tak. Med hjälp av dessa givare kunde man följa med förändringar i spänningstillståndet, vilka orsakades av brytningens fortskridande samt vissa plötsliga deformationsförändringar, som uppträdde i själva bergrummen i form av lossnande berg o.s.v. Först efter det brytningen slutföres utfördes den hållfasthetstekniska klarläggningen i oljelagerssystemet medels finite-elementmetoden (bild 11) (2). Undersökningen visade klart, att om man redan i planeringsskedet känt till spänningstillståndets storlek och riktning, hade man med finite-elementmetoden på ett helt annat sätt än nu kunnat förutse de svårigheter, som sedermera framkom i bergrummens tak och pelare, och man skulle sålunda ha kunnat välja de hållfasthetstekniskt och ekonomiskt mest fördelaktiga alternativen.

EXEMPEL PÅ STABILITETSUNDERSÖKNING MED FINITE ELEMENT METODEN

(P-J. Hintikka)

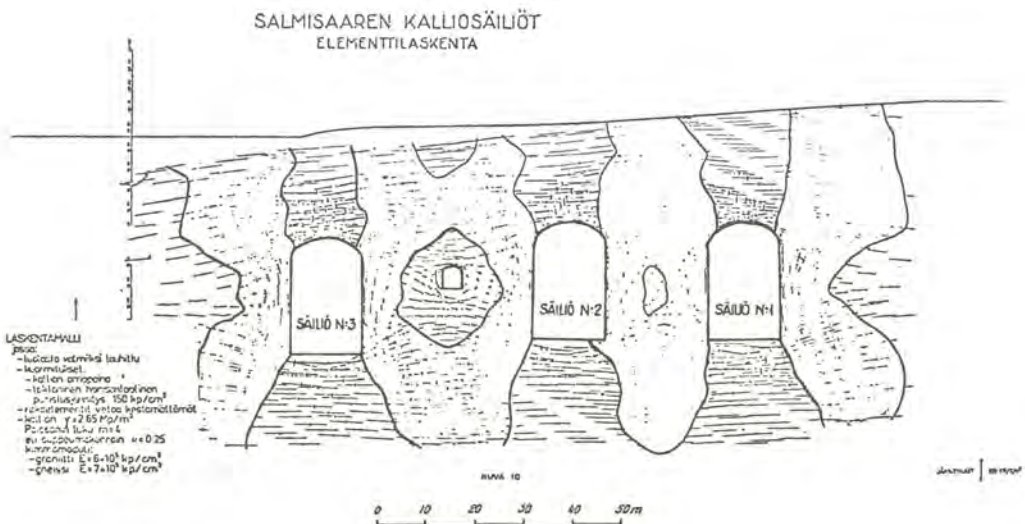


Fig. 16-11

Nuvarande praxis då det gäller byggnadstekniska objekt visar oftare än tidigare en trend till att redan i planeringsskedet beakta spänningstillståndet. Naturligvis förekommer det alltid situationer, som utesluter alternativa möjligheter för brytningsriktningen och formen, men även då är det viktigt att veta var och hur svårigheterna uppträder.

3. KONTROLLMÄTNINGAR UNDER BRYTNINGENS GÅNG

Fastän noggrannheten vid spänningsmätningar och deras regionala giltighet i praktiken visat sig vara ganska tillfredsställande, så uppträder det alltid i förbindelse med brytningen okända faktorer, överraskningar, som fordrar fortlöpande kontroll av bergets beteende. Härvid användes en kontrollapparat, vilken placeras på en fast övervakningsplats och som närmast mäter (bergets relativa deformationer). Med denna apparatur försöker man sålunda kontrollera bergrumskonstruktionernas — pelarnas och takens — beteende och speciellt klarlägga huruvida de fenomen och rörelser som inträffar överensstämmer med förhandsplaneringen. Efterkontrollen och mätningen av förändringarna har i praktiken visat sig vara viktigare än enbart kännedomen om de ursprungliga spänningstillstånden.

Under långvarig kontroll har Hasts tryckcell visat sig vara synnerligen funktionsduglig. Man har använt sig av denna på många ställen i Finland för kontroll av särskilt pelare och tak (bild 12 och 13). Som exempel må nämnas de gamla pelarna i Ojamo-gruvan (bild 14) (8), storpelarna och taket i Tytyrigruvan (bild 7) kontrollen av taket (bild 8), dagbrottsväggen och pelarna i Pyhäsalmi-gruvan samt bevakningen av rumstaket på Sundholmen. Det beror naturligtvis på givarens placering hur detaljerat förändringar i spänningstillståndet kan registreras. Man har försökt att genom mätningar följa med utjämningstiden för förändringar i spänningstillståndet orsakade av brytningen, denna tid måste man känna till t. ex. för att tidsmässigt kunna bestämma, när förstärkningsarbetena skall utföras, och huruvida bergrummen måste fyllas.

På grund av sin enkelhet, prisbillighet och tillförlitlighet håller vanliga mätningstrådar på att bli allt vanligare i Finland. Mätningsexaktheten är dålig, i praktiken, ca. 0,1 mm, vilket naturligtvis inskränker användningen av tråd på sådana områden där bergets rörelser är små

EXEMPEL PÅ KONTINUERLIG KONTROLLMÄTNING MED TRYCKCELL I PYHÄSALMI GRUVA

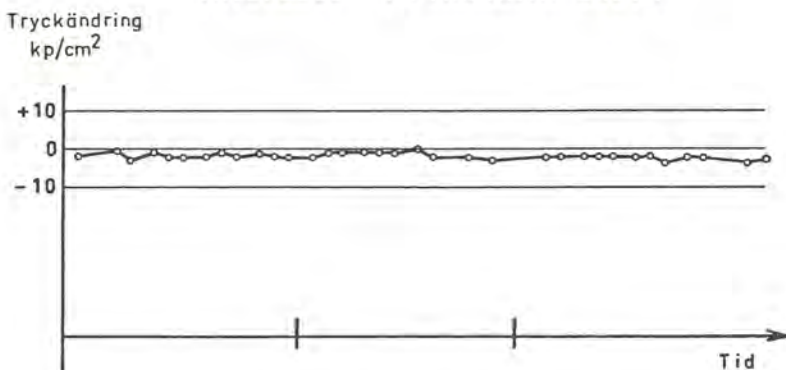


Fig. 16—12

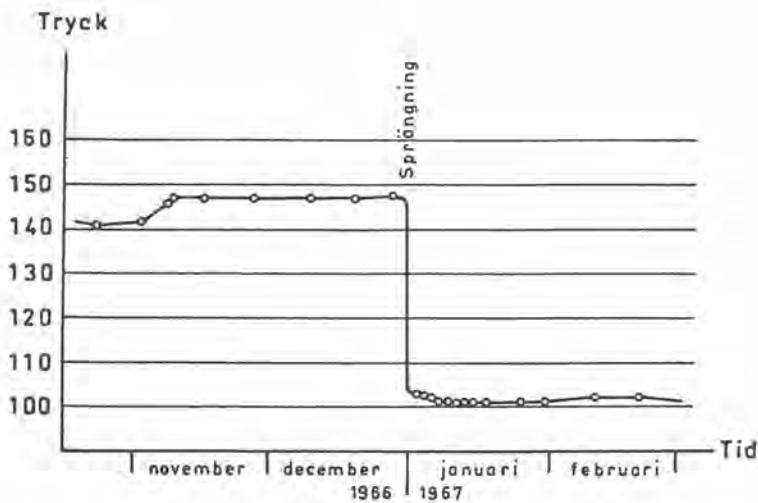


Fig. 16-14

Exempel på kontinuerlig kontrollmätning med tryckcell i Tytyri gruva (8).

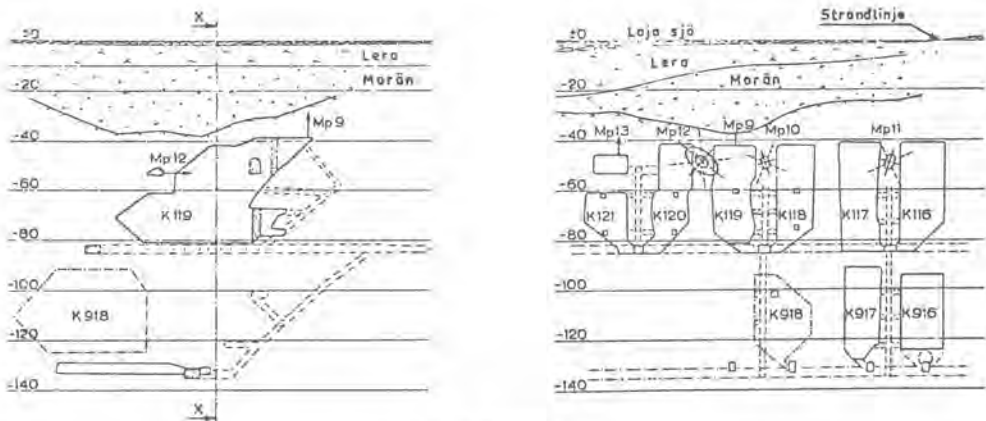


Fig. 16-13

Exempel på kontinuerlig kontrollmätning med tryckcell i Ojamo gruva (3).

(bild 15). Om rörelserna är stora fastnar å andra sidan i borrhål placerade trådar ganska lätt. För att utforska och följa med sprickornas rörelser har man i Finland även använt sig av bultar med trådtöjningsgivare. Bultarnas rörelsemarginal är naturligtvis mycket liten, men resultaten är mycket åskådliga, särskilt om man har en ritapparat till förfogande.

Det är svårt att tolka resultaten givna av mikroseismiska mätningsskärmar (5). I Finland är några MRE-apparater, tillverkade av ADELTA, i bruk. Efter utförda förbättringar har de flesta av omgivningen orsakade störningarna kunnat elimineras. Med apparaten kan man nog konstatera om någonting håller på att hända, men rörelsens eller störningens omfattning eller lokalisering kan man tillsvidare inte bestämma.

EXEMPEL PÅ
KONTINUERLIG KONTROLLMÄTNING MED
MÄTNINGSTRÅD I PYHÄSALMI GRUVA

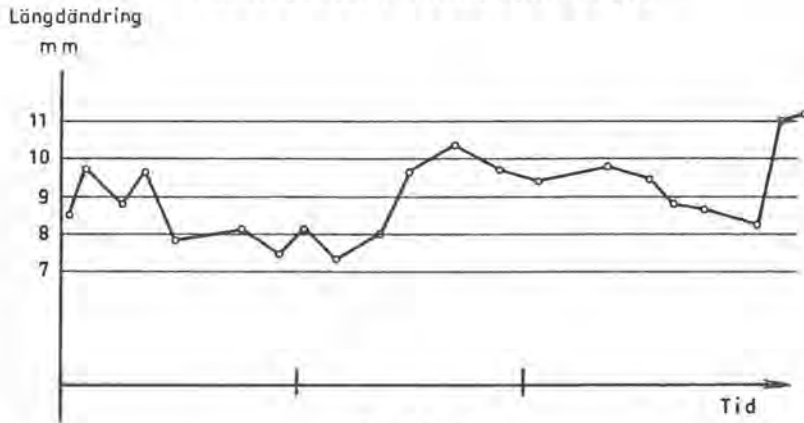


Fig. 16-15

I de bergmekaniska mätningarna kan man även inkludera vissa geodetiska mätningar medels vilka man kontrollerar rörelser hos väggar i dagbrott och tak i gamla rum (bild 16 (7)). Mätningarna är billiga och ger lättförståeliga resultat.

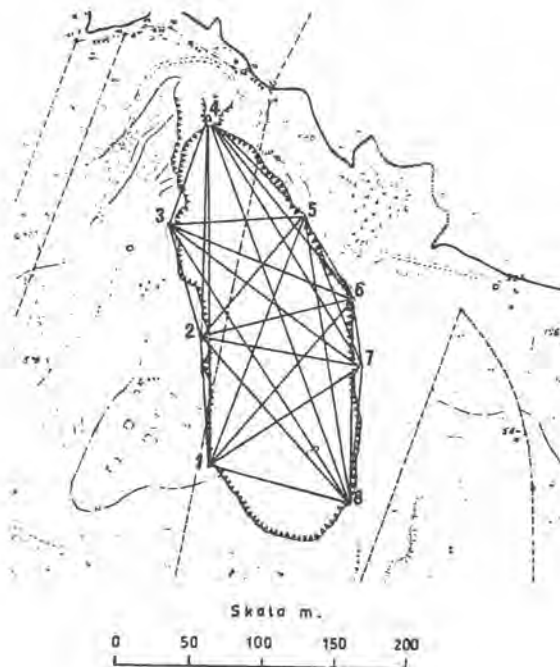


Fig. 16-16

Exempel på kontroll av dagbrottets väggar med geodetiska metoder (7)

Med hjälp av ovan presenterade, kontinuerligt fungerande mätningsskärmar och metoder observerar man således i bergstrukturen skeende förändringar och deras hastighet. Samtidigt ger dessa apparater alarmerande upplysningar om överraskande situationer, så att man t.ex. hinner ändra planerna i tid. Som exempel må nämnas lösningen av kontrollen i dagbrottsväggen i Pyhäsalmi-gruvan (bild 17 och 18), där bevakningen skötes medels ett flertal olika metoder, och där kontrollområdet sträcker sig från dagbrottsväggen till djupt innanför dagbrottets verkningsområde. Vid dagbrottskontrollen är registreringen av just överraskande rörelser synnerligen viktig, liksom även klarläggandet av den av dagbrottet orsakade deformationszonens utsträckning.

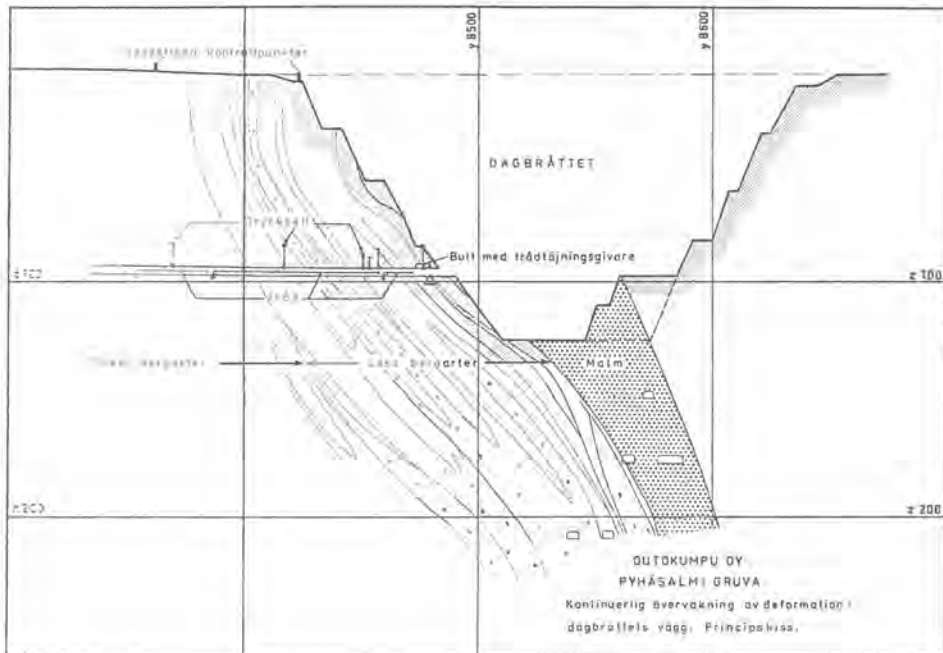


Fig. 16—17

4. EFTERKONTROLLMÄTNINGAR

Dessa mätningar är principiellt och apparatmässigt likadana som tidigare presenterade, men de användes främst då man önskar kontrollera bl.a. stödkonstruktionernas beteende ännu långt efter det brytningen slutförts. Sådana objekt är oljelager, taken i vissa gamla gruvor och slutningarna i dagbrott.

5. SAMMANDRAG

Under de senaste åren har man — ofta genom lärdom av tråkiga överraskningar — lärt sig att förstå vilken betydelse spänningstillståndet i berget har för brytningsplaneringen. Detta har resulterat i ett allt mer växande krav på bergmekanisk mätning, på användningen av mätningresultaten samt på resultatens förståelighet. Sedan de bergmekaniska tillämpningarna under den senaste tiden blivit erkända icke bara inom gruvindustrin utan även i

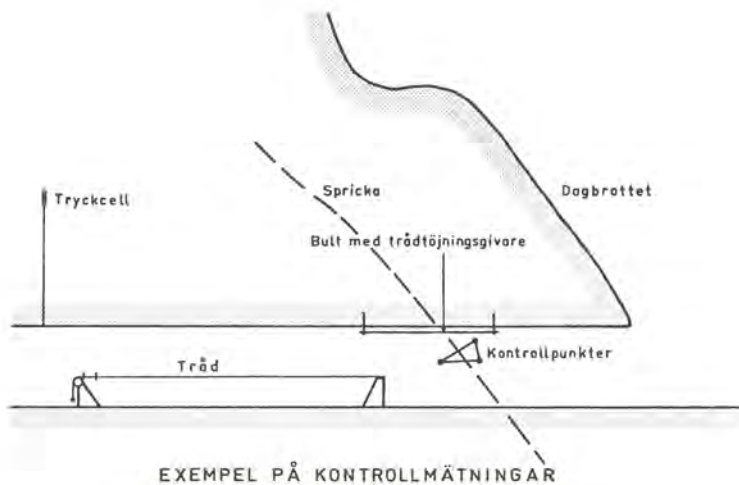


Fig. 16–18

allt högre grad inom byggnadsindustrin, kommer utvecklingstakten säkerligen att öka kraftigt. Finite-elementmetoden har för sin del blivit en starkt verkande faktor då det gäller att kombinera geologisk information med mätningstekniska uppgifter.

LITTERATUR

1. Hast Nils, The Measurement of Rock Pressure in Mines, Sveriges Geologiska Undersökning Nr. 560, Stockholm, 1958.
2. Hintikka Pentti-J., Elementtilaskennan tulosten ja niiden käyttöarvon tarkastelu, Kalliomekaniikan päivät 1972, 109–121.
3. Holm Caj, Matikainen Raimo, Kallion jännitystilasta ja sen mittaamisesta, Vuoriteolisuus-Berghanteringen Nr. 2, 1965, 19–32.
4. Kähönen Yrjö, Louhinta- ja vahvistustöiden suoritus ja niiden valvonta, Kalliomekaniikan päivät 1972, 95–100.
5. Maijala Paavo, Kokemuksia mikroseismisten laitteiden käytöstä, Kalliomekaniikan päivät 1968, 127–134.
6. Matikainen Raimo, Käytännön kokemuksia kallion jännitystilan mittauksista Lohjan Kalkkitechdas Oy:n Tytyrin kaivoksen Törmän kaivososassa, Kalliomekaniikan päivät 1967, 139–173.
7. Kallion pintaliikkeen tarkkuusgeodeettinen määrittäminen Tytyrin avolouhoksella, Kalliomekaniikan päivät 1968, 65–70.
8. Bergtrycksmätningar vid Lojo Kalkverk Ab, Ingeniörvetenskapsakademien IVA-rapport 29, Bergmekaniskt diskussionsmöte, Stockholm 1970, 43–52.

9. Mustala Jorma, Databehandling som hjälpmedel vid uppskattningen av bergets sprickighetsegenskaper, Ingeniörsvetensakademien, IVA-rapport 38, Bergmekaniskt diskussionsmöte, Stockholm 1971, 37–45.
10. Ruoppa Aarne, Salmisaaren öljyluolien kalliomekaaniset suunnitelmaratkaisut. Kalliomekaniikan päivät 1972, 89–94.
11. Saraste Ahti, Salmisaaren öljyluolaston kalliorakenne, Kalliomekaniikan päivät 1972, 85–88.

TERMINOLOGI OMKRING FJELLETS OPPSPREKNING

Terminology for the jointing and faulting of rock.

E. Broch, R. Lien og A. Palmstrøm, Bergmekanikkgruppens terminologiutvalg

SUMMARY

Norwegian terms defining cracks, fissures, joints and different tectonic discontinuities in rock are suggested.

1. GENERELT

Fjellmasse er det materiale som finnes in situ bestående av bergarter med tilhørende oppsprekning. Spennings- og grunnvannsforhold er faktorer som innvirker på den tilstanden fjellmassen befinner seg i.

Tilsvarende betraktes **fjellgrunnen** som den større enhet bestående av forskjellige typer fjellmasser som gjennomsettes av svakhetssoner.

Som generell betegnelse på alle de mindre diskontinuiteter som knytter seg til fjellet er valgt **oppsprekning**.

De geologiske begreper fiederspalter, glidespeil, forkastninger og skyvesoner referer til dannelsesmåten. På samme måte er skjærsprekker og strekkbruddsprekker mekanisk beskrivende begreper. Felles for alle disse betegnelse er at de bør brukes når dannelsesmåten kan påvises. Alle er nyttige for en analyse av situasjonen, men en slik analyse kan ikke alltid gjennomføres, da bevegelser eller tidligere eksisterende spenninger bare i begrenset grad kan klarlegges.

2. OPPSPREKNING

Stikk, sprekker og slepper danner fjellets *detaljoppsprekning* og er *primært* dannet. Riss er *sekundært* dannet som en følge av de påkjenninger fjellet har vært utsatt for under gruve- og anleggsdrift. Bruddflatene er vanligvis tilnærmet plane, men kan i enkelte tilfelle være krumme.

Stikk er primært dannede korte og såvidt synlige diskontinuiteter. De kan starte og dø ut i massivt fjell. Vanligvis har de mer eller mindre ru bruddflater uten mineralbelegg eller mineralfylling. De kan ofte være utviklet som små glidespeil.

Riss er sekundært dannede og består av korte og såvidt synlige diskontinuiteter og opptrer bare i tilknytning til bearbejdede overflater. De har som regel ru bruddflater. Riss benevnes etter hvordan de er oppstått, og hvordan de forekommer, f.eks. sprengningsriss eller bergtrykksriss.

Sprekker er primært eller sekundært dannede gjennomsettende diskontinuiteter. De har vanligvis ru bruddflater, men kan f.eks. i glimmer og klorittrike bergarter få relativt glatte bruddflater. Sprekkene gis eventuelt navn etter sin dannelsesmåte eller opptreden som f.eks. lagdelingssprekker, foliasjonssprekker, overflateparallelle sprekker, permafrostsprekker, bergtrykksprekker osv.

Slepper er primært dannede og består av gjennomsettende, enkle diskontinuiteter med mineralfylling av løse eller porøse materialer opptil noen cms tykkelse. Slepper skal gis navn etter sleppematerialets art, f.eks. leirsleppe, kalkspatsleppe, klorittsleppe og jordsleppe. Nær overflaten finnes "råtaslepper", det vil si forvitrede slepper.

Avstanden mellom stikk, sprekker og slepper kan variere fra få cm til flere titall meter. Tettheten av disse eller størrelsen på de enkeltblokkene som sprekkene avgrenser, er et mål for fjellmassens **oppsprekningsgrad**.

Når det opptrer et fremtredende system av flattliggende sprekker, betegnes dette som **benkning**.

3. SVAKHETSSONER

Med *svakhetszone* menes en sone i fjellet der de mekaniske egenskapene er lave sammenliknet med fjellmassenes egenskaper forøvrig.

Bredden kan være fra noen få cm til flere hundre meter.

Det finnes tre hovedtyper av svakhetssoner som dannelsesmessig er helt forskjellige, men som det under forundersøkellesstadiet for et fjellanlegg ofte er vanskelig å skille. Disse er A) de svake bergartslag, B) de tektoniske bruddsoner og C) de omdannede svakhetssoner. Alle typer av svakhetssoner vil langs sitt utgående i dagen gi seg til kjenne som mer eller mindre markerte kløfter og depresjoner i det topografiske bildet, spesielt i de områder hvor is-erosjonen har virket.

A. **Svake bergartslag** (Figur 1) er et relativt begrep idet disse bergarters styrke må sees i relasjon til de omgivende bergarters styrke. Svake bergarter kan være dannet primært som bergarter med høyt innhold av svake og bløte parallellorienterte mineraler som f.eks. talk, grafitt, kloritt, glimmer eller enkelte amfiboler, eller som bergarter med svake mineralkornbindinger.

Styrken hos enkelte bergartslag kan også være lav som et resultat av sekundære prosesser. I noen bergarter kan primært dannede sterke mineraler være omvandlet til svakere mineraler. F.eks. kan feltspat helt eller delvis omvandles til leirmineraler eller det kan ha foregått en hydrolisering av glimmer til hydroglimmer eller illitt. En utluting av enkelte bergarter med fullstendig fjerning av et mineral kan også forekomme. Dette fører vanligvis til at bindingskreftene mellom mineralkornene er blitt sterkt redusert. Også rekrystalliserte skyveplan og forkastningssoner, rivningsbrekksjer, pegmatittganger og diabasganger i sure bergarter, kan opptre som svake bergartslag.

B. **De tektoniske bruddsoner** i fjellgrunnen er et resultat av de tektoniske spenninger materialet har vært utsatt for. Det er karakteristisk for alle disse bruddsoner at det her har foregått bevegelser. Avhengig av den type påkjenning som har hatt den dominerende innflytelse på utforming av bruddsonene, kan disse karakteriseres som *strekkbruddsoner* eller *skjærbruddsoner*. På grunn av sitt utseende og komplekse oppbygning betegnes oftest skjærbruddsonene som *knusningssoner*.

Strekkbruddsonene (Figur 2) er karakterisert ved at de har uoppsprukket sidefjell og følgelig en klart definert bredde, selv om denne kan variere langs sonen. De opptrer ofte i serier og er fylt med tilført og/eller utfelt materiale såsom leirmineraler, kloritt, epidot, kalkspat, kvarts eller størknet smeltetmasse. Strekkbruddsoner betegnes etter sitt materialinnhold.

Knusningssonene (skjærbruddsonene) (Figur 13) er karakterisert ved at de har en gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti via små slepper og stikk til helt sidefjell. I det sentrale parti kan de inneholde foruten bruddstykker av bergarter og friskt bergartsmel,

også omvandlete og nyutfelte stoffer såsom leirmineraler, kloritt, epidot, kalkspat, kvarts etc. Massen i knusningssoner vil derfor variere i kornstørrelse fra blokk til leir.

Knusningssonene varierer atskillig i sitt utseende og sin stabilitetsmessige vanskelighetsgrad. Det er derfor hensiktsmessig å foreta en beskrivende oppdeling av dem i enkelte undergrupper. Oppknusningsgraden samt mengde og type av leirmineraler er de viktigste karakteristika. Også innholdet av f.eks. bladig eller porøs kalkspat bør angis som en tilleggsbeskrivelse.

En skiller vanligvis mellom følgende hovedtyper av knusningssoner:

- de *grovfragmenterte knusningssoner* (Figur 4) kan være nær sagt uten leire, men har spredte sprekker, i et forholdsvis grovt oppsprekningsmønster.
- de *finfragmenterte knusningssoner* (Figur 5) som oftest har et tynt leirbelegg på utallige små glideflater.
- de *enkle leirrike knusningssoner* (Figur 6) som har et leirrikt sentralt parti i tillegg til mere spredte slepper i det oppknuste sidefjellet.
- de *komplekse leirrike knusningssoner* (Figur 7) som har klart adskilte større leirrike soner og sterkt oppsprukket sidefjell. Det mellomliggende fjellparti er oppsprukket med leire på en del av sprekkflatene.

C. **Omdannede svakhetssoner** (Figur 8) har sidefjell hvor bergarten er delvis omdannet til leire. Vanligvis er feltspatene de mineraler som gjennomgår en slik omdanning. Sidefjellet kan være omdannet ved alle typer av de nevnte bruddsoner.

En tektonisk bruddsone i fjellet kan ha gjennomlevd flere perioder i jordens historie med forskjellige former for påkjenninger. Det er derfor naturlig at en ofte finner bruddsoner som i sin oppbygning og mineralsammensetning og sitt utseende viser en kombinasjon av de beskrevne typer.

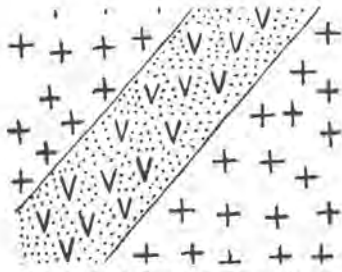


Fig. 17-1 Svakt bergartslag.

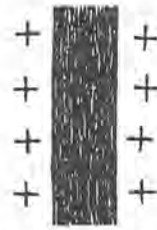


Fig. 17-2 Strekkbruddsone.



a



b



c



d

Fig. 17-3 Utvikling av en knusningssone:

- a) Fiederspalter
b) Fiederspalter og skjærsprekker
c), d) Knusningssone



Fig. 17-4 Grovfragmentert knusningssone.



Fig. 17-5 Finfragmentert knusningssone.



Fig. 17-6 Enkel leirrik knusningssone.



Fig. 17-7 Kompleks leirrik knusningssone.

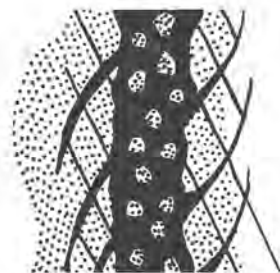


Fig. 17-8 Omdannet enkel leirrik knusningssone.

Tegnforklaring fra fig. 17-1 til 17-8

Leirmateriale

++ Massivt fjell

Utfelt materiale

Svak bergart

Omdannet bergart

Leirfattig, oppkust fjell

KLASSIFISERING AV LEIRSONEMATERIALER

Classification of rock gouge materials

Sivilingeniør Kåre Rokoengen, NTN's Kontinentalsokkelkontor
(tidl. Geologisk Institutt, NTH)

SUMMARY

Samples have been collected from claycontaining gouges in Norwegian underground works. In the laboratory grains coarser than 0,5 mm have been removed by wet sieving and drying out of the samples has been avoided. Grain-size distribution, mineralogical composition, Atterberg limits, water content at different pressures, deformation properties, free swelling and swelling pressure are analyzed, and the correlation between the different tests are found. It is suggested that the potential swellability of clay materials shall be classified by the difference in water content between 2,5 and 200 t/m² pressure. The placement conditions can be evaluated by the "equivalent consolidation pressure", P_w . That is defined as the pressure needed on a remoulded sample to obtain the material's natural water content when the outpressing of water has stopped.

INNLEDNING

Den viktigste stabilitetsforringende faktor i norske fjellanlegg er leirholdige knusningssoner. Det regnes med at ca. 75% av sikringsutgiftene i norske vannkrafttunneler skyldes leirsoner. Dette utgjør årlig omtrent 50 millioner kroner, uten at utgiftene med forsinkelsene er tatt med, Selmer-Olsen (1970).

Å undervurdere eller feilvurdere en leirsone kan ofte få store økonomiske konsekvenser, men overdreven sikring kan også bli meget dyrt. I praksis må ofte avgjørelsene treffes på stoff under vanskelige forhold og sterkt tidspress. Best mulig kjennskap til de faktorer som er avgjørende for stabiliteten i en svakhetssone og hvordan de kan bestemmes, er derfor vesentlig.

Ved Geologisk Institutt, N.T.H., er det under ledelse av professor Selmer-Olsen arbeidet meget med disse problemene. Metoder for klassifisering av leirsonematerialer ble presentert av Brekke (1963) i hans licentiatgradsavhandling. Disse og andre metoder er senere belyst ved en rekke hovedoppgaver i ingeniørgeologi, Palmstrøm (1967), Sandberg (1968), Rokoengen (1969), Riise (1970) og Fitje (1970). Erfaringsmaterialet er også betydelig utvidet ved undersøkelser i felten og i laboratoriet.

Hensikten med arbeidet som det her skal presenteres noen resultater fra, er å øke kjennskapet til de tektoniske bruddsoners egenskaper og oppførsel og finne fram til forbedrede prosedyrer for prøvepreparering og klassifisering. Det vil her bare bli gitt en kort omtale av resultatene, og det henvises til Rokoengen (1973 a, b og c).

DANNELSE AV LEIRMINERALER

I tillegg til detaljoppsprekningen er fjellet gjennomført av svake bergartslag og tektoniske bruddsoner. Foruten ren nedknusning, har det ofte foregått en omdanning til leirmineraler på basis av feltspat i de oppknuste partier og til dels i sidebergarten. Dessuten kan en ha fått hydrotermal utfelling av leirmineraler.

Disse prosesser skyldes gjennomstrømming av oppvarmet vann eller vanndamp under trykk med stoffer i oppløsning. Transporten har foregått på større dyp i jordskorpen og fulgt de gjennomsettende bruddlinjer. Hvilke mineraler som dannes, vil avhenge av sidebergarten og væsken, samt påvirkningens varighet og intensitet. For langvarige påvirkninger vil de mineraler som dannes hovedsakelig avhenge av den gjennomstrømmende væskens sammensetning og temperatur, Gillot (1968). Ifølge Selmer-Olsen (1970) finner man også nær sagt alle typer leirmineraler i tektoniske bruddsoner uavhengig av sidebergartens petrografiske sammensetning. Enkelte leirmineral-/bergartskombinasjoner forekommer imidlertid særlig ofte, f.eks. blandinger og kaolin og montmorillonitt i bruddsoner i kvartsitter og kloritt og montmorillonitt i gabbroide bergarter. Selmer-Olsen slår imidlertid erfaringsmessig fast at montmorillonitt kan forekomme i alle typer sprekker og oppknusninger. Her i landet er leirholdige tektoniske bruddsoner ofte bare kalt leirsoner.

Et område kan ha vært utsatt for tektoniske påkjenninger i forskjellige perioder av jordens historie. Dette har gitt systemer av leirsoner med forskjellig orientering og mineralsammensetning. Det synes som om de soner som har vært tektonisk aktivisert på samme tidspunkt har vært åpne for hydrotermale prosesser og fått lik mineralsammensetning. I praksis vil det si at parallelle leirsoner oftest inneholder samme type mineraler, og denne mineralkombinasjon endres bare langsomt regionalt sett.

Det er ting som tyder på at enkelte av mineraldannelsene kan være meget gamle, f.eks. senkaledonske eller permiske, Selmer-Olsen (1968 a). Fra Alpene ser en imidlertid at de også kan være forholdsvis unge.

Montmorillonitt forekommer i tektoniske bruddsoner i alle geologiske formasjoner i Norge. Intensiteten varierer imidlertid en del slik at en kan snakke om regioner som er rike og mindre rike på dette mineral, Selmer-Olsen (1973).

TYPER AV SVAKHETSSONER

Materialene i svakhetssoner varierer sterkt. Fra et stabilitetsmessig synspunkt kan det være hensiktsmessig å dele inn tektoniske bruddsoner på følgende måte, Selmer-Olsen (1968 b):

- Soner som løses opp (karbonater).
- Soner som har spesielt lav indre friksjon i våt tilstand (kloritt, kleberstein).
- Soner som består av inaktive materialer. Disse utgjør variasjonsmessig den største gruppen (steinmel, kaolin, illitt, limonitt, asbest, talk, zeolitt etc.).
- Soner som har spesielle sveleegenskaper (montmorillonittholdige materialer).

Det er den siste gruppen som oftest skaper de største stabilitetsproblemene, og som vesentlig skal omtales i det etterfølgende.

Det undersøkte prøvematerialet er hentet fra leirsoner i norske fjellanlegg. De fleste prøvene ble tatt fra soner med et sentralt leirrikt parti av en viss mektighet.

Et siktemål ved prøvetakingen var å oppnå god spredning i materialtype og få prøver fra forskjellige geologiske formasjoner. En begrensning her var at større tektoniske bruddsoner sikres før et anlegg tas i bruk. En var derfor henvist til å ta prøver fra anlegg som var under bygging i det aktuelle tidsrom.

MATERIALEGENSKAPER

De problemer sterkt svellende leirer skaper vil avhenge av hvor og hvordan de forekommer. I utlandet har sedimentære forekomster av svelleleire påkalt den største interessen. De har skapt problemer ved å heve veier og fundamenter, knekke vannledninger etc. I Norge er problemene med sterkt svellende leirer begrenset til svakhetssoner i fjell.

Når et fjellanlegg drives gjennom en tektonisk bruddsone, vil stabiliteten avhenge av en rekke faktorer. Disse kan deles inn i fire grupper, Selmer-Olsen (1970):

- a) De geometriske forhold.
- b) Vannforholdene.
- c) De konsolideringsmessige forhold.
- d) Materialforholdene.

De faktorer som avgjør hvor sterkt en jordart vil svelle, kan deles i to hovedgrupper. De *indre betingelser* eller *jordargens potensielle svelleevne* er de som avgjøres av selve jordartskornene. I praksis vil det si type og mengde leirmineraler og utbyttbare ioner. Siden de indre egenskapene bare avgjøres av mineral-kornene, kan de bestemmes ved forsøk på forstyrrede eller omrørte prøver. Det er disse egenskapene som bestemmes ved vanlige klassifiseringsforsøk.

De *ytre betingelser* avgjør om de potensielle egenskaper kan mobiliseres eller ikke. Det kan nevnes komprimeringsgrad, naturlig vanninnhold, metningsgrad, tørr romvekt, bindinger mellom partiklene etc.

Under like ytre betingelser vil leirer med høyest potensiell svelleevne også vise størst svelleaktivitet. En må imidlertid være klar over at en leire med høy konsolideringsgrad og forholdsvis lav potensiell svelleevne ofte kan mobilisere høyere svelletrykk enn en leire med lav konsolideringsgrad og høy potensiell svelleevne.

Problemene med svellende materialer kan løses på forskjellige måter. Seed, Mitchell og Chan (1962) har satt opp følgende seks:

- a) Unngå stedet.
- b) Fjerne det svellende materialet og erstatte det med ikke svellende.
- c) Hindre at det svellende materialet kommer i kontakt med vann.
- d) Gjøre materialet ikke svellende ved kjemisk/termisk behandling.
- e) La utvidelsen skje under valgte lastbetingelser og utforme konstruksjonen slik at den kan tåle deformasjon uten å ta skade (fendrende sikring).
- f) Hindre utvidelsen og utforme konstruksjonen slik at den kan motstå det svelletrykk som utvikles.

Ved fjellanlegg her i landet brukes den første metoden mye på prosjekteringsstadiet, mens sikring i tunneler vesentlig foregår etter de to siste.

FORMÅL MED KLASSIFISERING

Når en skal velge klassifiseringsmetoder, vil mange forhold komme inn. Et meget vesentlig punkt er hva en egentlig ønsker å bruke undersøkelsene til. For leirsonematerialer i fjell kan en sette opp to hovedmomenter:

- Klassifisering av *materialegenskapene* med tanke på stabilitetsproblematikken. For å undersøke materialenes evne til å mobilisere svelletrykk bak en sikring, bør da både potensiell svelleevne og de ytre betingelser karakteriseres best mulig.
- Samling av *erfaringsdata* for å komme fram til sikrere vurderingsgrunnlag, og eventuelt for å kunne korrelere med nye undersøkelsesmetoder.

Tidsfaktoren vil også ha avgjørende betydning ved valg av klassifiseringsmetoder. For vurdering av permanent sikring kan en sende prøver til et laboratorium og få dem undersøkt i løpet av noen dager. For vurdering av rasfare på stoff er det behov for metoder som bare tar noen timer.

FELTDATA

En må ha klart for seg at *materialegenskapene* bare er en av de faktorer som teller i stabilitetsproblematikken. For å komme fram til et sikrest mulig vurderingsgrunnlag, er det meget viktig å registrere og samle feltdata og erfaringer på en hensiktsmessig og enhetlig måte. Skjemaet for feltdata som er vist på fig. 1 er ment som en hjelp, men det bør arbeides videre med denne registreringen.

MATERIALPREPARERING

Tidligere ble det benyttet uttørking med påfølgende nedmaling av leirmaterialet. For å unngå dette foreslås materialprepareringen utført på følgende måte:

Materiale større enn en valgt maksimal kornstørrelse fjernes ved våtsikting. Det oppslemmede materialet plasseres så i en trakt med filterpapir i bunnen og overskuddsvannet fjernes med vakuumsug, se fig. 2. Prøvene homogeniseres ved mekanisk omrøring. Dersom det går over et par timer mellom materialpreparering og testing, oppbevares prøvene på tette glass for å hindre uttørking.

Maksimal kornstørrelse bør av praktiske grunner velges i området fra omkring 0,06 mm til 2–3 mm. 0,06 mm er omtrent nedre grense for våtsikting, og med grovere korn enn 2–3 mm blir kjøring i ødometer etc. vanskelig.

Ved valg innen dette intervall er det flere forhold som bør tas med i vurderingen. Til plastisitetstegningsbestemmelser brukes materiale mindre enn 0,42 mm (sikt 40). Ellers er sikt 200 (0,074 mm) et vanlig skille mellom grov- og finfraksjon, Terzaghi og Peck (1967). Sikt 200 er imidlertid ikke med i sikteserien som er anbefalt brukt av ISO (International Standards Organization).

Potensiell svelleevne kan forsåvidt bestemmes på hvilken som helst fraksjon når både finstoffets sveleaktivitet og andel av total prøve tas i betraktning. Dersom en ønsker å karakterisere de ytre betingelser ved hjelp av naturlig vanninnhold, må en velge maksimal kornstørrelse en del høyere enn sikt 200, Rokoengen (1973 a avsn. 8.2). Det blir også lettere og raskere å fremstille en laboratorieprøve ved våtsikting jo større den maksimale kornstørrelsen, $d_{\max.}$, velges.

For å kunne sammenligne med forsøk fra utlandet, bør en velge $d_{\max.}$ i nærheten av 0,42 mm. Med den kornfordeling de undersøkte leirsonematerialer har, blir det imidlertid

FELTDATA FOR LEIRSONEPRØVER FRA FJELLANLEGG.

Laboratorieprøve nr.
 Anlegg Dato for prøvetaking
 Adresse Prøven er tatt av
 Sonens beliggenhet i anlegget (tverrslag, stuff, pel)

 Profil m² Bredde m
Prøvestedets beliggenhet i forhold til topografien.
 Vertikal overlagring Avstand horisontalt ut i dagen.....
 Vinkel mellom anleggets akse og dalsiden
 Kote for såle Kote for nærliggende fjellplatå.....
Sidefjellet: Petrografisk betegnelse
 Friskt/omvandlet Oppsprekningsgrad
 Avstand til eventuell nærliggende sone
 Karakter av mellomliggende fjell
 Lekkasjeforhold
Leirsonen: Sonens type/struktur
 Sonens farge Sonens totale bredde
 Sonens avgrensning til sidefjellet
 Bredde av sonen som prøven er representativ for
 Anslått total finstoffmengde under 0,5 mm i resten av sonen

 Sonens strøk Fall
 Skjæringsvinkel med anleggets akse
 Inntrykk av konsolideringsgrad
 Dato for frisprenkning
 Sikringstiltak ved frisprenkning
 Sonens oppførsel etter frisprenkning
 Sikring av sonen bak stuff
Forhold vedrørende anleggets senere bruk:
 Fjellrommets formål
 Tilgjengelig for frost Innvendig trykk
 Hva skal fjellrommet være fylt med?
 Andre opplysninger

liten forskjell på laboratorieprøver med maksimal kornstørrelse på henholdsvis 0,42 og 0,5 mm. Hensynet til standardisering bør telle sterkt, og 0,5 mm er også et greiere tall for praktisk bruk. Det anbefales derfor at *0,5 mm velges som maksimal kornstørrelse* ved fremstilling av laboratorieprøver av materialer fra leirsoner.

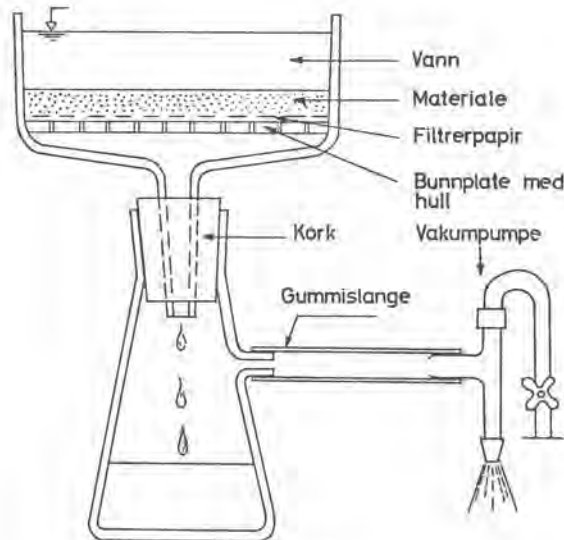


Fig. 18-2

VURDERING AV LABORATORIEMETODENE

Ved Geologisk Institutt, N.T.H., har en, foruten mineralogiske undersøkelser, benyttet svelletrykk og fri svelling til klassifisering av leirsoners potensielle svelleevne, Brekke (1963). Mye av erfaringsmaterialet som er samlet er derfor knyttet til disse metodene. Etter hvert som en ved hjelp av metodene har utvidet erfaringsgrunnlaget, har en imidlertid også blitt klar over deres svakheter. Den viktigste er vel at både materialpreparering og kjøring av svelletrykk er såvidt komplisert at det kreves forholdsvis lang trening for å få reproducerbare resultater. En undersøker dessuten normalt bare fraksjon mindre enn 0,02 mm og bestemmer bare potensiell svelleevne.

Hovedhensikten med dette arbeidet har vært, med bakgrunn i tidligere erfaringsmateriale, å finne fram til forbedrete prosedyrer for materialpreparering og klassifisering. Det ble utført grundige undersøkelser av 18 materialer og supplerende forsøk på 12 prøver. For å trekke helt sikre konklusjoner vil nok det undersøkte antall materialer være noe lite, men en del kan likevel sies.

Kornfordeling, mineralogi, plastisitet, vanninnhold i pålastningssyklus og deformasjonsegenskaper i ødometer er blant de forhold som er bestemt og vurdert.

Kornfordelingen sier ingenting om hva finstoffet i prøven består av. For materialer med ulik mineralogisk sammensetning er derfor kornfordeling alene ikke særlig velegnet til klassifisering av potensiell svelleevne.

Mineralogiske undersøkelser burde gi gode resultater. Det viste seg imidlertid at montmorillonittinnhold ga dårlig korrelasjon til mekaniske egenskaper. Dette kan nok delvis

skyldes at de kvantitative analyser er temmelig usikre. Dominerende ionetype som har stor betydning for potensiell svelleevne, bestemmes heller ikke. Sammenholdt gir kornfordeling og montmorillonittinnhold brukbar korrelasjon til mekaniske egenskaper som f.eks. plastisitetsindeks. Siden det ved klassifisering av leirsonematerialer er de mekaniske egenskaper en er interessert i, synes det likevel bedre å måle disse direkte enn å foreta en indirekte bestemmelse ved hjelp av kornfordeling og mineralogi selv om det siste i tillegg kan forklare hvorfor et materiale har høy eller lav potensiell svelleevne.

De mekaniske egenskaper som ble undersøkt var plastisitet, vanninnhold i pålastningssyklus og deformasjonsegenskaper bestemt i ødometer. Det ble til dels funnet god sammenheng mellom metodene når en tok hensyn til de prinsipielle forskjeller mellom dem. Deformasjonsparametrene bestemt ved fullstendig ødometerforsøk (a , m , r og C_v) skulle gi en god beskrivelse av et materiales sveleegenskaper, Janbu (1970). Metodene er imidlertid altfor arbeidskrevende for rutineundersøkelser. Når svelling måles ved avlastning i ødometer, kommer deformasjon av elastiske mineraler (glimmer) sterkt inn. En fordel med deformasjonsforsøk er at en ikke behøver å bestemme vanninnhold, og en sparer derfor tid.

Plastisitetsgrensene W_L og W_P samt plastisitetsindeks I_p er internasjonalt mye brukt til klassifisering. Metodene bygger imidlertid på korttidsbelastninger, og kan også gi ganske stor spredning fra operatør til operatør.

Vanninnhold ved ulike belastninger er bestemt ved at prøver med overskudd av vann er plassert i en ødometerskål, pålastet og stått under konstant belastning i ett døgn. Vanninnhold i pålastningssyklus blir, med $t = 24$ timer, en langtidsbelastning. Dette burde passe for klassifisering av potensiell svelleevne siden også svelling er et langtidsfenomen. Metoden skulle dessuten være meget reproducerbar og mindre operatørvhengig enn W_L og W_P . En må imidlertid holde klart at det som virkelig måles er hvor mye vann som presses ut av et materiale ved konsolidering. For å bruke f.eks. differensen i vanninnhold mellom 2,5 og 200 t/m² belastning $W_{2,5-200}'$ til klassifisering av potensiell svelleevne, må det forutsettes parallellitet mellom konsoliderings- og sveleegenskaper. Dette er best oppfylt for materialer som ikke inneholder elastiske mineraler.

Begge metodene kan, ut fra naturlig vanninnhold, brukes til vurdering av konsolideringsgrad ved henholdsvis flyteindeks

$$I_L = \frac{W_{nat.} - W_P}{W_L - W_P}$$

og "ekvivalent konsolideringstrykk", P_W . Det sistnevnte defineres som den belastning en må sette på en omrørt oppfuktet prøve for at den, når vannutpressingen er avsluttet, skal ha et vanninnhold lik det naturlige for jordarten (se fig. 3). Feilkildene skulle bli omtrent de samme for begge parametrene. Sammenhengen mellom dem er også brukbar for materialer med I_p større enn 6–7%, som vist i fig. 4. Det må bli en vurderingssak hvor mye tilleggsundersøkelser en vil utføre på et materiale med tanke på samling av erfaringsdata. For en rask vurdering av potensiell svelleevne synes forenklete deformasjonsforsøk å være et brukbart alternativ.

ANBEFALTE KLASSIFISERINGSFORSØK

For undersøkelser som kan ta en viss tid, foreslås det utført laboratorieforsøk som vist i fig. 5. Vanninnholdsdifferensen mellom 2,5 og 200 t/m², $W_{2,5-200}$, benyttes som mål for potensiell svelleevne. Som vist i fig. 6 blir korrelasjonen mellom den tidligere anvendte

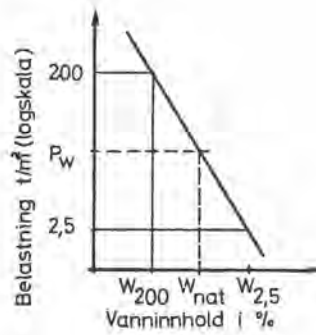


Fig. 18-3

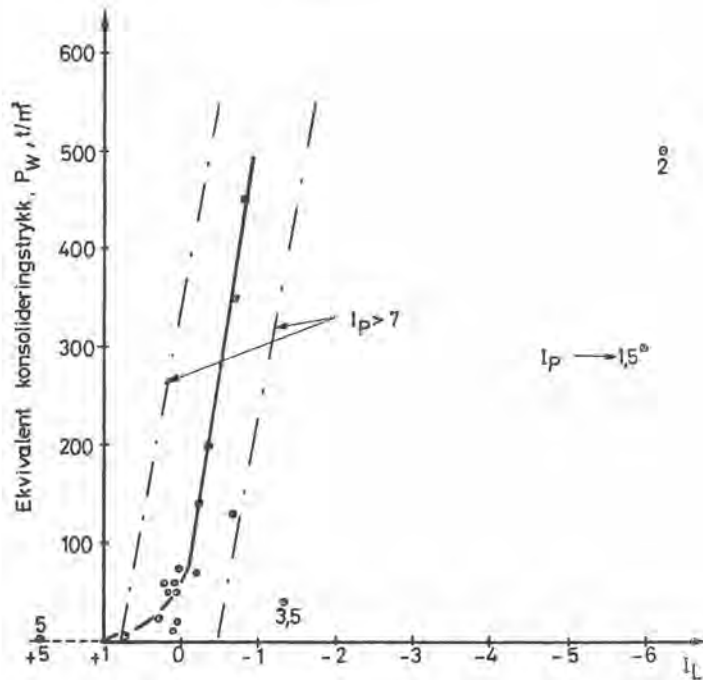


Fig. 18-4

parameteren "svelletrykk" (på fraksjon $< 0,02$ mm) og plastisitetsindeks (på fraksjon $< 0,5$ mm) god når det sammenholdes med finstoffinnholdet i den grove prøven. Lineær regresjonsanalyse ga:

$$I_p = -15,05 + 0,446 X_1 + 3,88 X_2$$

hvor $X_1 = \% < 0,02$ mm i laboratorieprøve $< 0,5$ mm

og $X_2 =$ den naturlige logaritme, $\ln$, til svelletrykket.

Multipel korrelasjonskoeffisient ble så høy som $r = 0,90$.

LABORATORIEDATA FOR LEIRSONEMATERIALE.

Laboratorieprøve nr.1.....

Anlegg .Folgefonnaanleggene..... Dato for prøvetaking .5/10-71.....

Naturlig vanninnhold.

Vekt våt 327,65

Vekt tørr 297,22

Vekt vann 30,43

Vekt tørr 297,22

Vekt skål 177,75

Vekt matr. 119,47

Vekt tørr m/skål 297,22

Vekt matr. > 0,5 mm m/skål 224,68

Vekt matr. < 0,5 mm 72,54

Vanninnhold total prøve 25,5% Vanninnhold lab. prøve < 0,5 mm 42,0%

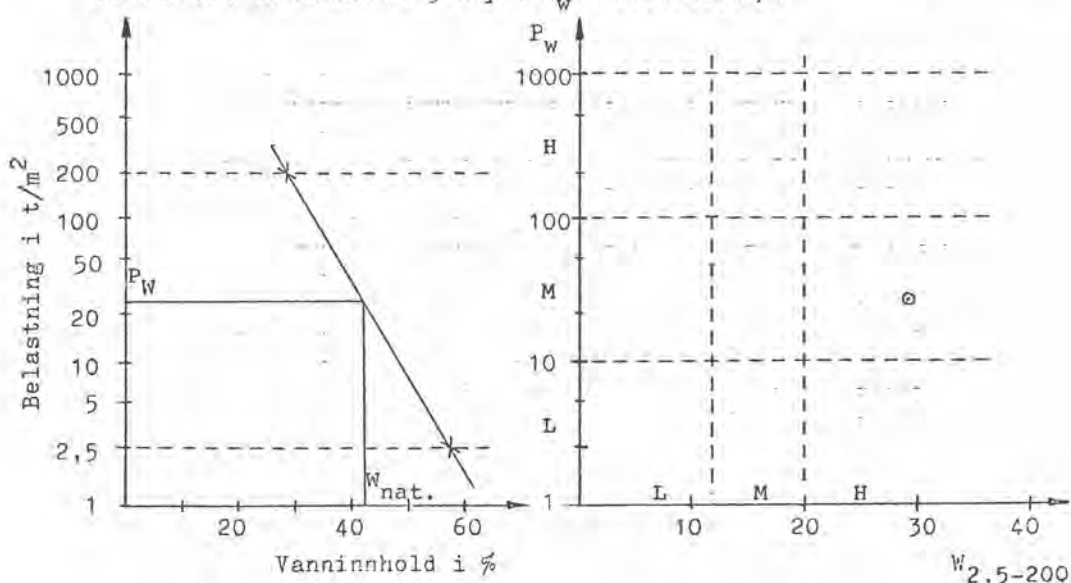
Andel av total prøve < 0,5 mm 61%

Vanninnhold i pålastningssyklus. $w_{2,5} = 57,4\%$ $w_{200} = 28,1\%$ $w_{2,5} - 200 = 29,3\%$ Mineralogi.

Fargetester: Egenfarge Lys grå Malakittgrønt Rød. Benzidine .Gul....

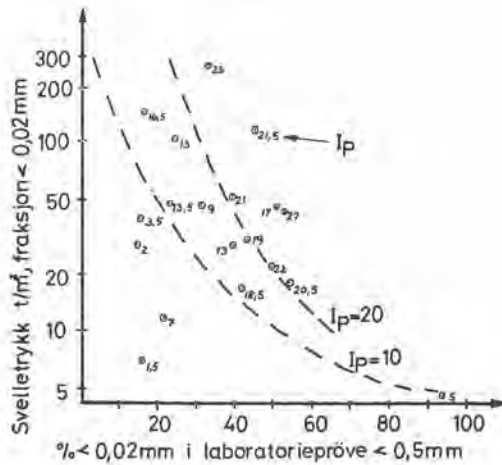
DTA: Observerte mineraler i prøve < 0,5 mm Kun montmorillonitt.....

Kvantitativ analyse: Kvartsinnhold = ...0%.....

700° utslag for montmorillonitt: Areal 180 mm² som tilsvarer ca. 60-65%Ekvivalent konsolideringstrykk $p_w = 25 \text{ t/m}^2$ 

Konklusjon: Prøven har høy potensiell svelleevne og middels konsolideringsgrad.....

Fig. 18-5



Det må imidlertid i begge tilfeller anbefales at tallverdiene brukes fremfor bare klasseinndelingen, siden det hele tiden er snakk om gradvise overganger.

Ved bestemmelse av P_W må en være klar over at det naturlige vanninnholdet både kan variere innen sonen og forandre seg med tiden. Det siste er et uttrykk for at de ytre forhold er tidsavhengige.

I tillegg bør mineralogien undersøkes. Dette kan gi opplysninger om hvorvidt materialets potensielle svelleevne skyldes montmorillonitt eller finstoffinnhold.

ERFARINGER FRA PRAKSIS

Stabiliteten i fjellanlegg avhenger av en rekke faktorer. Ofte kan tilfældigheter som at en sone frisprenkes før en langhelg, dårlig parti i en utstøpning etc., avgjøre om en får ras eller ikke. Det er også få rastilfeller fra leirsoner i norske fjellanlegg hvor det er foretatt både nøyaktig registrering i felten og grundige laboratorieundersøkelser av leirsonematerialet.

På grunn av disse forhold er det vanskelig å sette opp korrelasjoner mellom materialeegenskaper bestemt i laboratoriet og leirsoners oppførsel i felten. Her ligger en meget viktig oppgave i årene som kommer. Bare ved en systematisk innsamling av felldata og grundige undersøkelser av materialene kan erfaringsmaterialet utvides og systematiseres. Dette er nødvendig for å kunne utveksle erfaringer og derved utvikle nye og sikrere metoder.

Det problem en ved Geologisk Institutt, N.T.H., har vært mest opptatt av i forbindelse med leirsoner i fjell, er materialenes evne til å mobilisere svelletrykk bak en sikring. Av undersøkelser før ca. 1970 kan en si at soner som har ødelagt utstøpninger eller solid sprøytebetong synes å ha hatt svelletrykk på over 20 t/m^2 bestemt på tørt pulver fraksjon mindre enn 0,02 mm, Selmer-Olsen (pers. medd.).

I hovedoppgavene til Riise og Fitje (1970) og i dette arbeide er det tatt prøver fra enkelte anlegg som etter hvert har kommet i drift. På fig. 8 er erfaringene fra laboratorieprøver mindre enn 0,5 mm forsøkt summert opp. Som mål for potensiell svelleevne er brukt $W_{2,5-200}$. Denne faktoren påvirkes både av mengde og aktivitet av finstoffet. Som mål for konsolideringsgraden er P_W benyttet. P_W er som nevnt den belastning en må sette på en omrørt, oppfuktet prøve for at den, når vannutpressingen er avsluttet, skal ha et vanninnhold lik det naturlige for jordarten. Muligheter for deformasjon bak sikringen er ikke tatt med.

Registreringen av sonenes oppførsel i felten er noe mangelfull. Imidlertid har en ved Driva karftanlegg, Vassli h, ca. pel 500 (prøve 3 og 6) fått utlokking av sikringen (støpen var riktignok noe tynn). Borgund kraftverk, Stordalen (prøve II) hadde en sone temmelig parallelt med tunnelaksen, og en fikk nærmest innpressing av fjellet mellom sone og tunnel. Grorud (nr. 9) hadde nedfall av tynne flak av sprøytebetong. Ved Bogna kraftanlegg har en ikke fått ras etter sikring hverken for prøve BK eller BT Broch (1971). En har heller ikke registrert ras ved prøve 16 (Follo renseanlegg) eller prøve 6 (Rendalen kraftanlegg). Ved de øvrige undersøkte prøver er anlegget fremdeles under bygging eller sonene er ikke sikret. De stiplede linjene på fig. 8 er trukket vilkårlig og må ikke oppfattes som noen inndeling i fareklasser. Til det er materialet foreløpig altfor spinkelt.

For å kunne mobilisere høye svelletrykk bak en sikring ser det imidlertid ut til å være nødvendig med både høy potensiell svelleevne og høy konsolideringsgrad. Materialer med høy potensiell svelleevne og lav konsolideringsgrad ser ikke ut til å kunne mobilisere store nok svelletrykk til å ødelegge en god sikringskonstruksjon.

To soner som er undersøkt har gitt ras uten sikring. Bjerka tilløp pel 3510 (nr. 18) ga ras ved første gangs oppfylling og i søkestollen ved Sundsbarm kraftverk (nr. 13 og 17) har tunnelen i løpet av et par år blitt tettet igjen av rasmasser.

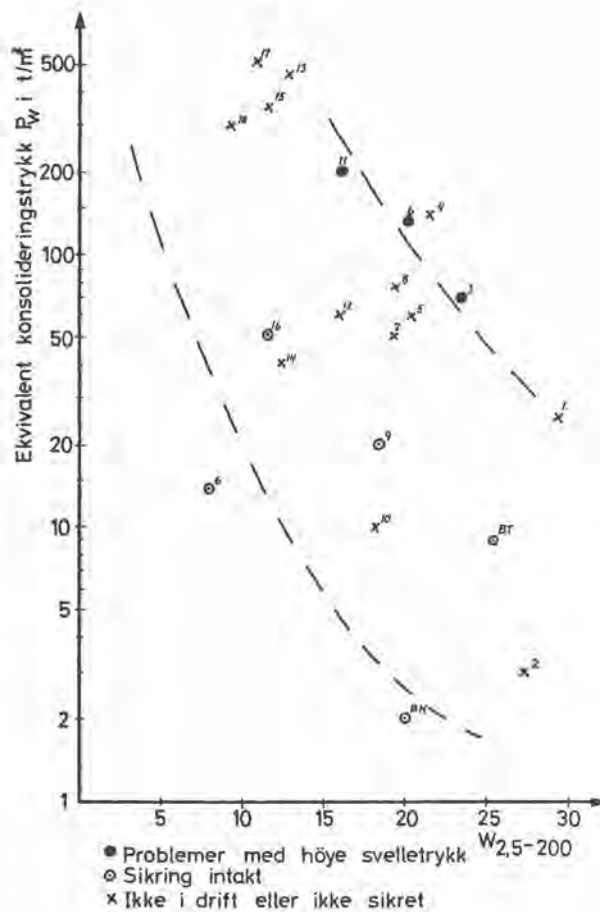


Fig. 18-8

LITTERATUR

1. BREKKE, T. L. (1963): "Om montmorillonittførende leirslepper og ras i fjellanlegg." Avhandling for den tekniske licentiatgrad i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H.
2. BREKKE, T. L. (1965): "On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in precambrian and paleozoic rock in Norway." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 2, p. 155-165. Pergamon Press 1965.
3. BROCH, E. (1971): "Ingeniørgeologien ved Vogna kraftverk." Rapport nr. 5, Geologisk Institutt, Ingeniørgeologi, N.T.H.
4. FITJE, R. (1970): "Leirers vanninnhold i på- og avlastningsyklus." Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H. Unpubl.

5. GILLOT, J. E. (1968): "Clay in engineering geology." Elsevier Publishing Company, Amsterdam, London and New York.
6. JANBU, N. (1970): "Grunnlag i geoteknikk." Tapir forlag, Trondheim.
7. PALMSTRØM, A. (1967): "En undersøkelse av et montmorillonittmateriales svelling som funksjon av pakking og montmorillonittinnhold." Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H. Upubl.
8. RIISE O. (1970) "Svelling og plastisitet hos leirer." Hovedoppgaven i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H. Upubl.
9. ROKOENG, K. (1969): "Måling av svelletrykk hos sleppeleirer." Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H. Upubl.
10. ROKOENG, K. (1973 a): "Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell." Avhandling for den tekniske licentiatgrad i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H.
11. ROKOENG, K. (1973 b): "Måling av svelletrykk og fri svelling hos jordarter." Rapport nr. 10, Geologisk Institutt, Ingeniørgeologi, N.T.H.
12. ROKOENG, K. (1973 c): "Klassifisering av leirsoner i fjell." Rapport nr. 11, Geologisk Institutt, Ingeniørgeologi, N.T.H.
13. SANDBERG, J. (1968): "Undersøk fri svelling og svelletrykkets variasjon med montmorillonittinnholdet." Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, N.T.H. Upubl.
14. SEED, H. B., MITCHELL, J. K. and CHAN, C. K. (1962): "Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays." Highway Research Board, Bull. 313, p. 12-39.
15. SELMER-OLSEN, R. (1968 a): "Forelesningskompendium i Alminnelig geologi og Ingeniørgeologi." Tapir forlag, Trondheim.
16. SELMER-OLSEN, R. (1968 b): "Valg av sikringsmetode med henblikk på bruken av anlegget, årsaken til stabilitetsproblemet og vanskelighetsgraden av dette." Foredrag nr. VII ved "Ingeniørgeologi for anlegg i fjell". Kursdagene ved N.T.H. 1968.
17. SELMER-OLSEN, R. (1971): "Problems with swelling clays in Norwegian underground constructions in hard rock." Publ. No. 40, Statens Geotekniska Institut, Stockholm.
18. SELMER-OLSEN, R. (1973): "Bergartsformasjoner og stabilitetsforhold." Nordisk kurs om stabilitet og sikring av fjellrom. Kursdagene ved N.T.H. jan. 1973.
19. TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1967): "Soil mechanics in engineering practice." John Wiley & Sons Inc., New York, London, Sydney.

A REVIEW OF THE SHEAR STRENGTH OF FILLED DISCONTINUITIES IN ROCK

Oversikt over skjærfastheten hos fylte diskontinuiteter i fjell.

Dr. Nick. Barton, Norges Geotekniske Institutt.

SUMMARY

Rock discontinuities that are filled with plastic materials represent one of the greatest problems in rock engineering. The wide range of properties and variety of occurrences make it extremely difficult to estimate the shear strength in anything but crude terms — for instance "low" ($\phi_f = 12^\circ - 20^\circ$), or "very low" ($\phi_f = 6^\circ - 12^\circ$). Even the ability to classify in this manner may be extremely valuable when designing the optimum anchoring or bolting required to stabilize surface cuttings or the walls of large underground openings. The most complicated and critical filled discontinuities may need to be tested in situ, if the cost of failure is sufficiently high.

If direct shear tests are to be performed it is extremely important that the test conditions are as relevant as possible to field conditions. The soil mechanics principles relevant to shearing and unloading problems are briefly reviewed. It would seem that slow drained tests will be the most relevant test method for all cases involving unloading above the critical filled discontinuities.

An increasing degree of complexity is introduced into the problem when the clay fillings are less thick than the roughness amplitude of the wall rock. A limited shear displacement will then result in a marked stiffening when opposed rock asperities make contact.

Both idealized laboratory models and engineering examples of rock wall interaction are reviewed, in an attempt to clarify the relative importance of filling behaviour and rock contact. Shear test results reported in the literature for filled discontinuities are tabulated in an appendix.

INTRODUCTION

For various reasons the rock joints of Norway, both clean and clay-filled, have hardly ever been tested in direct shear, either in the laboratory or in situ. Among the most important reasons for this apparent failure are:

- (i) the unusually high strength of most of the rock
- (ii) the relative lack of surface weathering, due to recent glacial erosion
- (iii) generally widely spaced and discontinuous jointing
- (iv) extremely varied and complicated occurrences of filled joints

The first three factors combine to make shear testing "unnecessary" in the view of the optimistic design engineer. The last factor makes testing "impossible", or at least very expensive. The object of the next few paragraphs is to show that shear strength parameters can play an important role in rock engineering.

The two stability problems illustrated in Figure 1 are examples of engineering constructions that result in unloading of two hypothetical clay filled joints. If these clay fillings are in a heavily over-consolidated state it is quite possible that their initial shear strength (combined cohesion and friction represented by $\tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ$) will exceed their angle of dip (α)°. Their apparent short term stability will be increased by the marked drop in pore water pressure as a result of unloading and increased shear strain. The visible signs of complete stability at the end of construction might easily lead to inadequate anchoring or bolting, which in any case could not be designed economically without knowledge of the approximate long term shear strength of the clay filled joints.

In time, as a result of increasing pore water pressures and softening and swelling of the clay, the stability will deteriorate and an increasing load will be thrown onto the existing bolts or anchors. It is quite possible that tension cracks above a surface cutting could be filled with water during unfavourable weather conditions.

All these factors should be taken into account when designing optimum reinforcement. A simple force diagram such as that illustrated in Figure 1 will provide the designer with the required anchor loads, for instance in units of tons per metre of wall. An estimate of the long term shear strength ($\tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ$) is absolutely necessary, since this is the angle that the anchors should be inclined, relative to the dip (α)° of the critical clay filled joints. Relative to horizontal the anchors or bolts should be inclined at an angle (β) as follows:

$$\beta = \alpha - \tan^{-1} (\tau/\sigma)^\circ \quad \begin{array}{l} (+) \text{ upwards} \\ (-) \text{ downwards} \end{array} \quad (1)$$

The above examples illustrate that there are simple everyday uses for shear strength information. Perhaps more important than anchor design, is the ability to estimate that it is often unnecessary. The force diagram illustrated in Figure 1 (stippled line) indicates that anchoring may not be required if the line of action (R) intersects the line of action (W), unless a certain factor of safety is required in addition to the pessimistic water pressure assumptions.

Methods of testing filled discontinuities

It may be possible to extract clay samples from simple clay filled discontinuities, and thereby perform relatively inexpensive shear tests in the laboratory. More complicated occurrences involving clay and decomposed rock may need larger scale tests and more careful recovery using the method of "integral sampling" described by Rocha (1). An ingenious method of wire sawing described by Londe (2) can be used for recovering larger blocks containing the filled zone. Finally there are large scale in situ tests which are often justified for important dam foundations. Figure 2 illustrates three possible test set-ups which have been used for testing block samples from about 40 cm to 300 cm in length. Such tests are very expensive and time consuming, but justified if the cost of failure is sufficiently high. Unfavourable tectonic shear zones beneath the 100 metre high Krasnoyarsk dam in Russia qualified for 8 m x 12 m tests. Each block weighed at least 1700 tons. Details of these tests — probably the worlds largest — are given by Evdokimov and Sapegin (6).

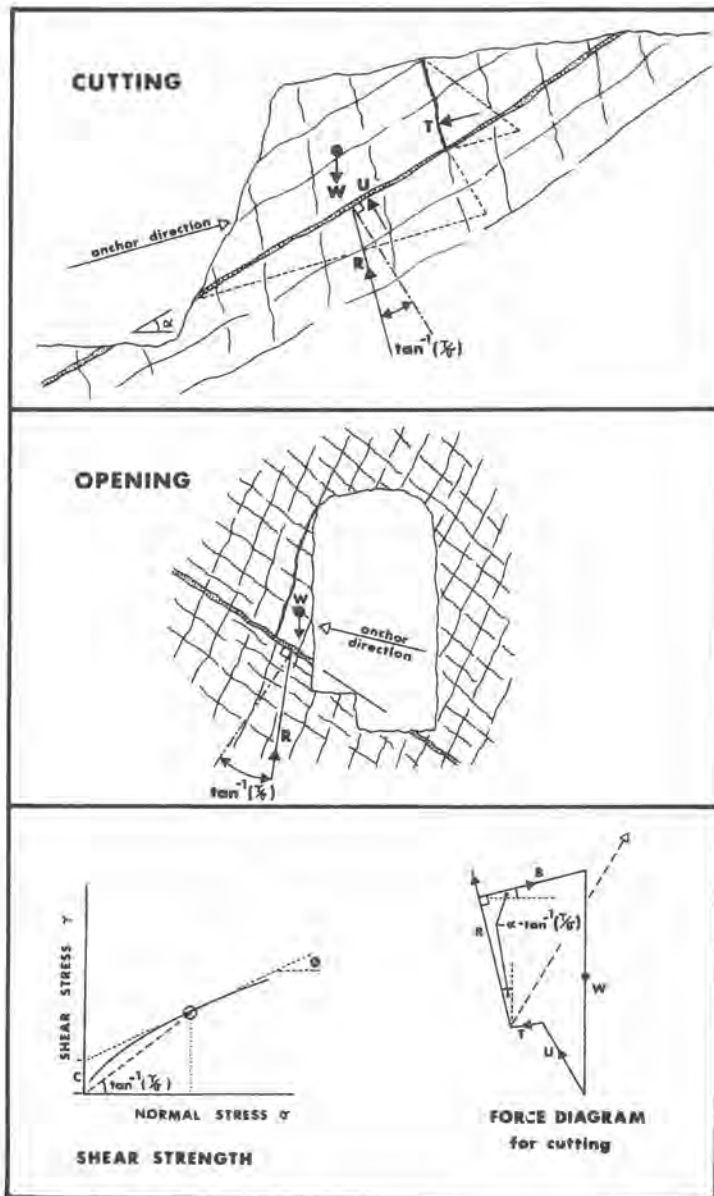


Fig. 19-1 Engineering occurrences of filled discontinuities in which knowledge of shear strength is necessary for the design of optimum reinforcement.

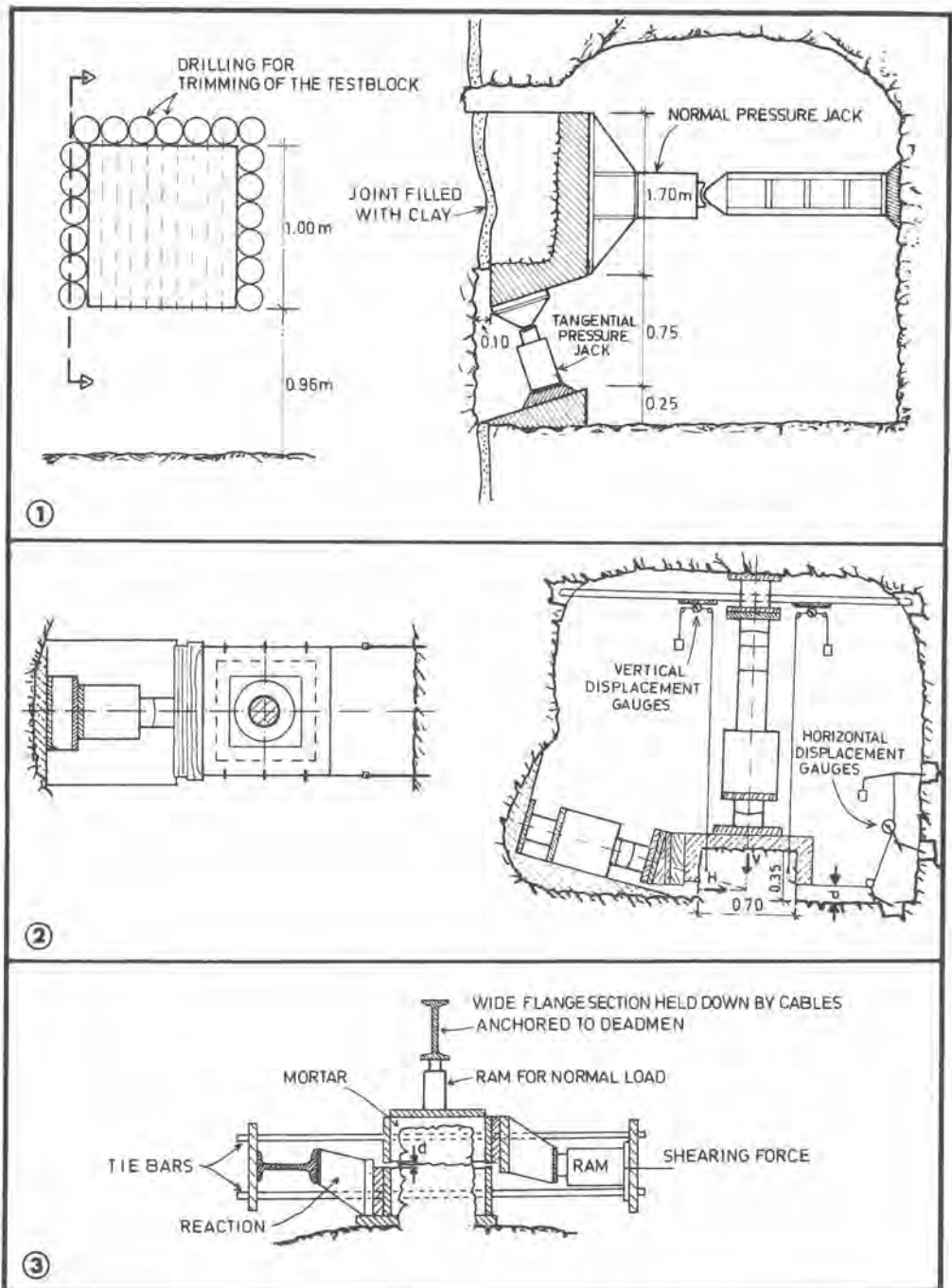


Fig. 19-2 In situ direct shear equipment for testing vertical and horizontal discontinuities exposed in an adit, and for testing a horizontal joint where a reaction frame is needed to apply the necessary forces. After Romero (3), Rocha (4) and Dodds (5).

SLIDING ALONG FILLED JOINTS — SIMPLIFIED GEOMETRICAL EFFECTS

The behaviour of discontinuities that are filled with a thick layer of clay, where there is no complication due to rock/rock interaction, can be largely understood from well tested soil mechanics principles. Complications arise due to fillings that consist of widely graded materials, for instance rock breccia down to clay, and for discontinuities that have a filling no thicker than the amplitude of the wall roughness. Unfortunately, these complications seem to be the rule rather than the exception.

The range of behaviour that can be exhibited by different filled discontinuities is so vast that it is necessary to build up a picture in small steps starting with the simple geometric effects.

If a filled joint is sheared under conditions of no lateral (normal) displacement, there will be no change in the volume of the filling. Closing asperities will be exactly balanced by diverging voids. If, under these conditions, rock contact does eventually occur and dilation is then allowed, there will be an increase in volume which might cause negative pore pressure to be developed unless the rate of shearing is very slow. A thinly filled rough discontinuity may dilate and increase in volume enormously, but this effect will steadily reduce as the thickness of the filling increases. The effect will theoretically disappear when the thickness of the filling just exceeds the amplitude of the largest asperity.

Figure 3 is an idealized picture of a rough, undulating joint that has four hypothetical thicknesses of clay filling. The shear characteristics of these four examples can be grossly simplified as follows:

- A. Almost immediate rock/rock asperity contact. Shear strength will be very little different from the unfilled strength because the rock/rock contact area at peak strength is always small. Normal stresses across the contact points will be sufficiently high to dispel the clay in these critical regions. Slight reduction in dilation component of peak strength may be more than compensated by "adhesive" action of the clay in zones which would be voids during shear of the unfilled joints. Dilation due to rock/rock contact will cause negative pore pressures to be developed in filling if shearing rate is fast.
- B. May develop same amount of rock/rock contact as in A, but required displacement will be larger. Dilation component of peak strength greatly reduced since new position of peak strength is similar to position of residual strength for unfilled joints. Similar "adhesion" effect as in A. Less tendency for negative pore pressures due to reduced dilation.
- C. No rock/rock contact occurs anywhere, but there will be a build up of stress in the filling where the adjacent rock asperities come closest together. If the shearing rate is fast there will be an increase in pore pressure in these highly stressed zones and the shear strength will be low. If on the other hand the shearing rate is slow, consolidation and drainage will occur, the drainage being directed towards the low stress pockets on either side of the consolidating zones. The net result will be a marked increase in shear strength as compared to the fast shearing rate.
- D. When the discontinuity filling has a thickness several times that of the asperity amplitude, the influence of the rock walls will disappear. Provided the filling is uniformly graded and predominantly clay or silt the shear strength behaviour will be governed by straight-forward soil mechanics principles.

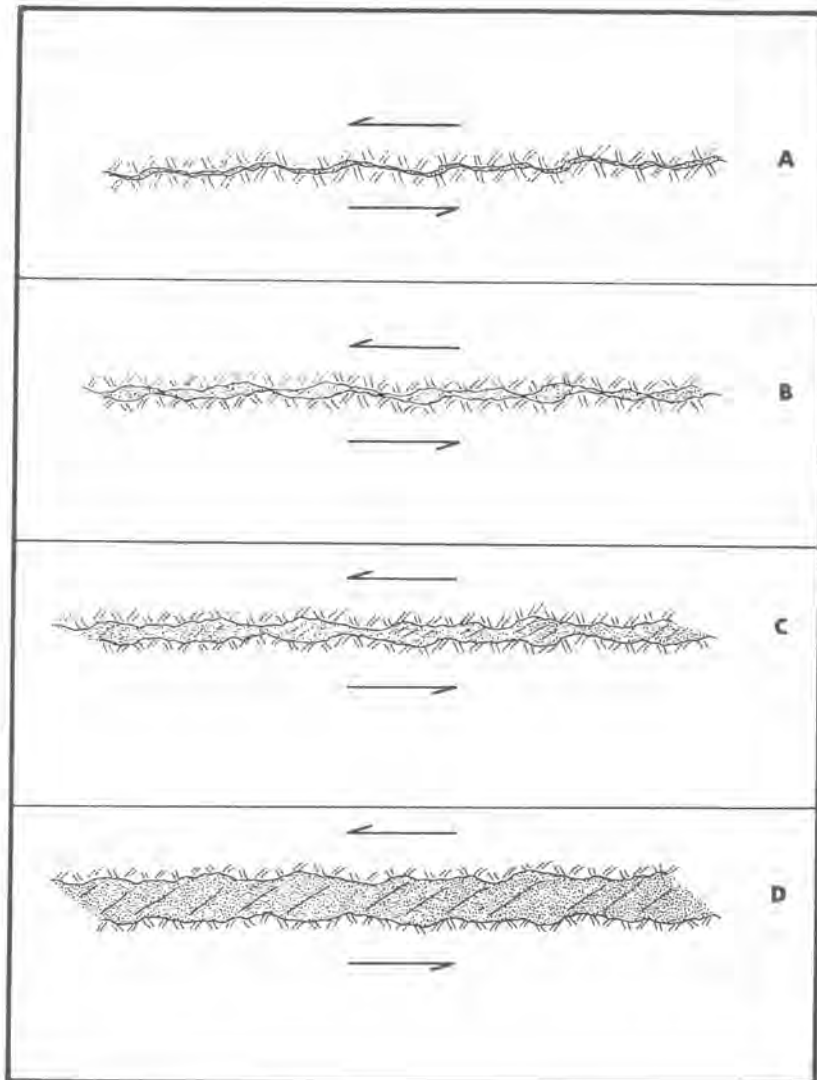


Fig. 19-3 Four categories of discontinuity filling thickness.

Rocha (4) has suggested that if the stresses present in the joint filling are very low in comparison with the overburden stresses, it can be safely assumed that the influence of the filling material on the shear strength is slight. He has also observed that joints are frequently closed in certain lengths and filled with weak material in others, and has suggested that this intermittent type of filling need not be taken into account if it does not occur continuously for a considerable proportion of the foundation surface. In other words, in such cases, in situ test blocks would be prepared where the joints were closed and the filled pockets would be ignored. These observations appear to be valid in principle, but in practice would require a very thorough investigation programme, perhaps to the extent of tracing partially filled joints by means of galleries.

OCCURENCES OF FILLED JOINTS AND INFLUENCE OF DISPLACEMENT AND LOADING HISTORY

The simplified geometrical effects discussed above take little or no account of the real complexity and range of occurrence of filled joints. To understand the significance of all the different varieties it is again necessary to simplify greatly, but on a more realistic level.

To start with it is convenient to divide the numerous varieties of filled joints into two parts: Those that have suffered earlier shear displacement and are therefore at, or near residual strength, and those that have not been displaced.

The first group of occurrences involving previous displacement is typified by faults, old slide surfaces in rock masses, shear zones, clay mylonites, and bedding plane slips. These last two occurrences probably involved slip across discontinuities which were already clay-bearing and merely represented weak horizons during folding or gravitational sliding during basin formation. In contrast, the faults and prehistoric slide surfaces probably became filled with breccia and gouge during the sliding process itself. Subsequently, the finer material may have been altered to clay with particle orientation more or less parallel to the shear planes due to the favourable stress system. These weak zones have probably suffered many periods of displacement as a result of subsequent stress changes. In all these cases one must assume for design purposes that sufficient shearing has occurred for favourable clay particle orientation and for smoothing of rock protrusions. Close to the surface there may be instances where silty-clay materials have subsequently been washed into voids as a result of near-surface weathering. These zones will obviously not be at their residual strength. Nevertheless, the shear strength of the whole will be low, particularly in view of the additional softening that may occur due to increased water content.

The second group of occurrences, specifically those involving no previous displacement, is typified in sedimentary rocks by alternating beds or seams of clay and weak rocks such as shales, sandstone or limestone. In igneous and metamorphic rock masses there will be many varieties of filling as a result of alteration, for instance the alteration of a diabase dyke to amphibolite and finally to clay, and the alteration of feldspar to clay. A very large group of filled discontinuities can be broadly described as hydrothermally altered. Sometimes these will be the end product of hydrothermal alteration of an old fault zone, and a weak alteration product such as montmorillonite will be found within a crushed zone perhaps several metres wide. In other cases the hydrothermal alteration product may be relatively strong and the zone may also be quite narrow, as typified by quartz or calcite filled joints. The formation of clay particles as a result of hydrothermal alteration would seem unlikely to be accompanied by preferential particle orientation, due to the probable hydrostatic nature of stresses during crystallization. As regards near-surface excavation, there are two further potential classes of undisplaced clay/rock interfaces which can have an important influence on stability. Both are a direct result of surface weathering. The finer products of weathering such as silty clays may be washed into open, water conducting joints and gradually precipitate as a weak unconsolidated clay with a correspondingly high water content. In other cases the products of weathering may remain in situ and result in a weak interface between two dissimilar rocks which are differently weathered. Patton and Deere (7) have discussed several practical examples and their adverse influence on rock slope stability.

The division of occurrences into displaced and undisplaced categories is illustrated in Figure 4. An additional and very important category is also shown: normally- or over-consolidated. If previous displacement has occurred then the weakened state will be

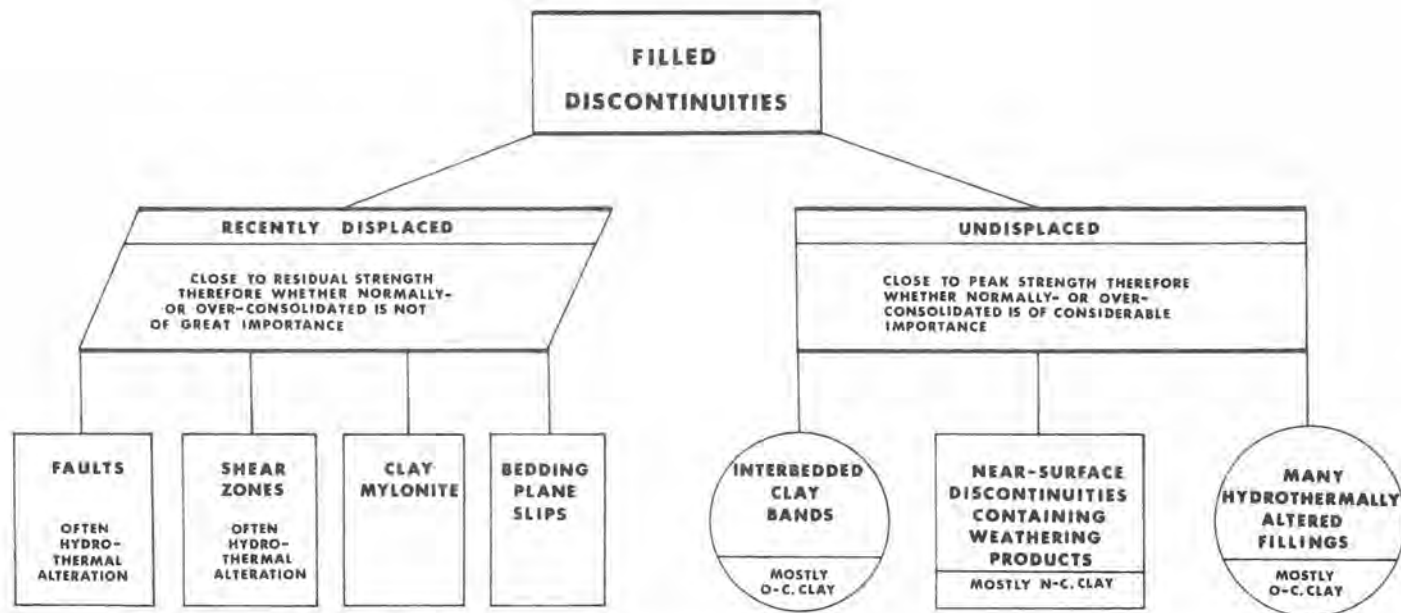


Fig. 19-4 Simplified division of filled discontinuities into displaced and undisplaced, and normally- and over-consolidated categories.

relatively easy to detect or recognise due to the softening and particle orientation that has occurred. In the actual shear zone the cohesive bonds associated with over-consolidation are destroyed, and this remoulded state is equivalent to the normally consolidated state as far as residual strength is concerned.

If the fillings are in an undisplaced condition then the differences in strength between the normally- and over-consolidated state may be very large. The degree of consolidation of many clay fillings probably exceeds even the most over-consolidated deposits that are familiar in soil mechanics practice. Therefore the real danger lies in the under-estimation of softening, swelling and pore pressure changes that are possible when unloading occurs. The high initial strength exhibited immediately after excavation can seldom be used as a design for long term stability.

The significance of the above categories: displaced, undisplaced, normally-consolidated and over-consolidated can be largely understood from soil mechanics principles. It seems essential that these principles should be followed before embarking on a programme of shear strength investigation. Consequently the next section of this paper is devoted to a brief summary of those soil properties that would seem to have most significance to methods of estimating or testing the shear strength of clay filled discontinuities. Complications arising from rock wall or rock fragment interaction will be discussed after this section on soil properties.

PRINCIPLES CONCERNING THE SHEAR STRENGTH OF SOIL FILLINGS

The shear strength of plastic filling materials is contributed by a complicated interaction of mineralogy, particle size and loading history together with various physico-chemical effects such as the composition of the pore fluid and the nature of the absorbed ions. For rock mechanics purposes a rough guide to the range of shear strength may be obtained from the following index quantities:

1. Degree of over-consolidation (if any)
2. In situ water content (w%)
3. Plasticity index (= liquid limit – plastic limit) (I_p %)
4. Clay fraction ($\% < 2\mu$)

The measured strength will depend on all these quantities together with several external experimental factors of which the following are perhaps the most important:

- (i) The degree of sample disturbance and the stress condition within the test sample in relation to the in situ stress and anisotropy condition.
- (ii) Degree of drainage or volume change allowed during test.
- (iii) Rate of shearing in relation to the field problem.

(a) Mineralogy and particle size

Horn and Deere (8) and Kenney (9) have made detailed investigations of the shear strength of rock forming minerals, and of the influence of mineral composition on the shear strength of natural soils. Kenney was able to conclude that mineral composition was even more important than the grain size or the plasticity characteristics of the soil. For the case of

pure minerals the following ranges of drained, residual angles of friction were obtained from tests conducted at effective normal stresses from 0.2 to 8.0 kg/cm²:

1. Massive minerals: quartz, feldspar, calcite: $\phi'_r = 29^\circ - 35^\circ$
2. Micaceous minerals: mica, muscovite, hydrous-mica and illite: $\phi'_r = 17^\circ - 26^\circ$
3. Montmorillonitic minerals: Na-, Ca-: $\phi'_r = 4^\circ - 10^\circ$

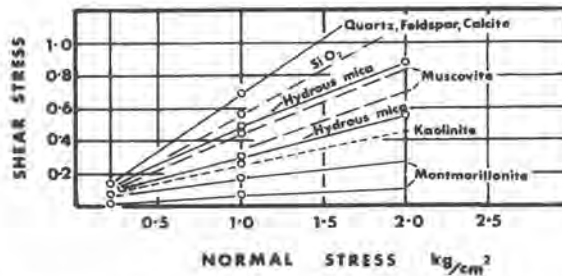


Fig. 19-5 Dependence of residual shear strength on mineralogy, after Kenney (9).

The range of values obtained by Kenney for pure minerals is reproduced in Figure 5. The residual strength of natural soils was found to be strongly dependent on the relative amounts of the above minerals. For instance, soils containing large amounts of montmorillonite or mixed-layer minerals containing montmorillonite exhibited small values of ϕ'_r . Soils containing large quantities of massive non-clay minerals, small quantities of the montmorillonite minerals, and large quantities of the clay minerals of the mica family exhibited the highest values of ϕ'_r . The mineralogic control of shear strength is also reflected in part by the clay fraction of a given discontinuity filling. The range of values of residual strength obtained from a variety of normally- and over-consolidated clays is shown in Figure 6. When the clay fraction drops to zero and the soil is more or less a silt or sand, the friction angle corresponds to that of the massive minerals. On the other hand, when the clay fraction

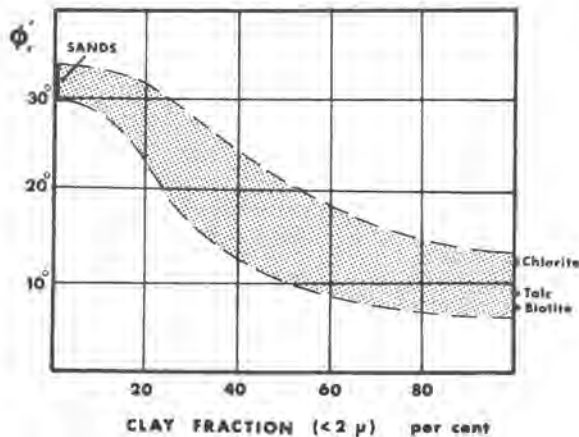


Fig. 19-6 Dependence of residual shear strength on clay fraction, after Skempton (10).

is very high, the strength corresponds to Horn and Deere's (8) results of the minerals chlorite, talc and biotite which Skempton (10) compared with the clay minerals illite and kaolinite.

In many cases a discontinuity filling may consist of particles of clay, silt and perhaps sand, and the coarser particles will tend to increase ϕ'_r above that of the clay particles. The full orientation of the clay particles will be inhibited and the coarse particles may contribute some measure of their own higher strength to the overall value. Terzaghi and Peck (11) gave the following range of effective friction angles for silts, sands and gravels for effective normal stresses less than 5 kg/cm^2 .

Tab. 19-1 Frictional angles for silts, sands and gravels after Terzaghi and Peck (11).

Material	ϕ' degrees	
	Loose	Dense
Sand, round grains, uniform	27,5	34
Sand, angular grains, well graded	33	45
Sandy gravels	35	50
Silty sand	27–33	30–34
Inorganic silt	27–30	30–35

The residual shear strength will be almost independent of the history of loading of the discontinuity. The residual shear strength obtained from drained tests on a clay in a normally-consolidated or over-consolidated state will be more or less identical since the residual state is by definition the strength along a slip surface in which the clay particles are completely reorientated, with all original cohesive bonds broken. However, the history of loading has an enormous influence on the peak strength of clays and this aspect will now be summarized.

(b) Normally- and over-consolidated clay fillings

A discontinuity filling is normally-consolidated if the existing effective normal stress in situ (σ'_{n0}) equals or exceeds the maximum effective pre-consolidation pressure (p_c) that the filling has ever been subjected to. The filling is over-consolidated if (σ'_{n0}) is less than (p_c). It is probable that almost all discontinuities, filled or unfilled, will be in an over-consolidated condition when exposed at the surface. There may be an additional over-consolidation effect between the stages "undisturbed" and "post-construction", since the undisturbed in situ effective normal stress (σ'_{n0}) may exceed the post-construction effective normal stress (σ'_{n1}), particularly in the case of slope excavation.

In the terms of the present discussion, the only filled discontinuities that are likely to be normally-consolidated are those resulting from surface weathering processes, as described earlier. The relative strengths of normally- and over-consolidated clays have been described by Skempton (10), and are reproduced in Figure 7. The idealized peak and residual strength envelopes are in terms of effective stress, so are equivalent to the results that would be obtained from slow, drained shear tests.

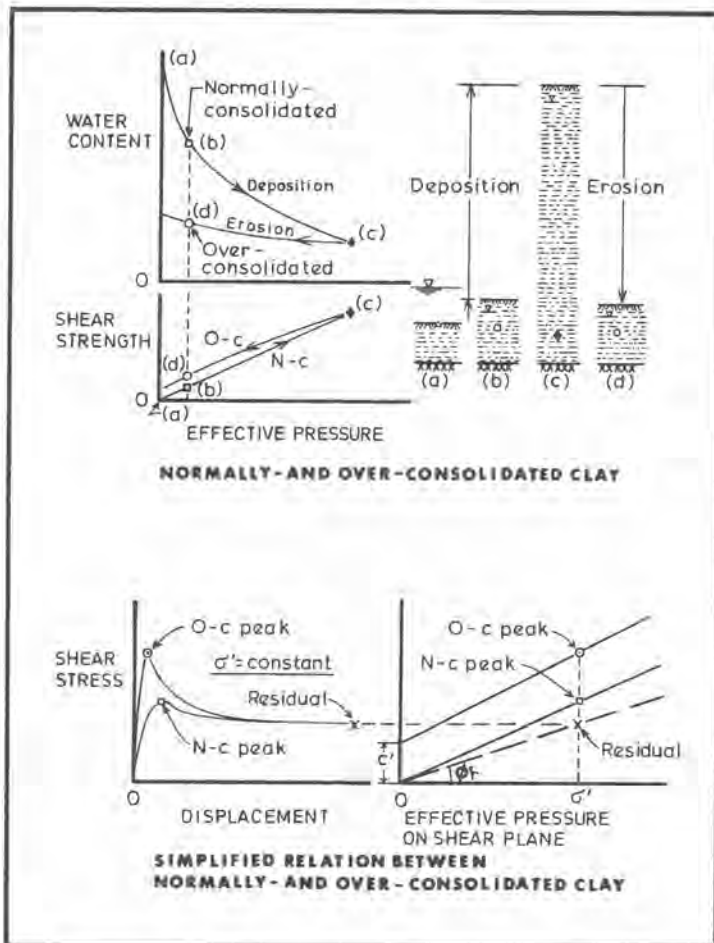


Fig. 19-7 Origin and strength effects of normally- and over-consolidated clay, after Skempton (10).

(c) The effect of drainage on the shear strength of clay fillings

Drained or undrained tests are employed for effective stress or total stress analyses respectively. In all testing the aim is to simulate the field conditions as closely as possible, and consequently, these tests will be used to simulate long-term (drained) and short-term (undrained) conditions. The permeability of a clay filling will generally be very low and consequently, in a true drained test the shearing rate will have to be very slow to prevent the development of pore pressures. If it were possible to monitor the changing pore pressure during an in situ shear test, then this slow testing requirement could be dispensed with, and the total stresses would be simply corrected to the effective stresses, by subtracting the measured pore pressures.

Drained strength

The drained strength of normally and over-consolidated clays were illustrated diagrammatically in Figure 7. Over a limited range of effective stresses the peak and residual strength can be represented by linear Coulomb envelopes:

$$\text{peak} \quad \tau = \tau' = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (i)$$

$$\text{residual} \quad \tau = \tau_r = c_r' + \sigma'_n \tan \phi_r' \quad (ii) \quad (2)$$

It should be noted that the value of (c') is not a constant since it depends on the rate of shear.

For over-consolidated clays both (c') and (ϕ') depend on the range of effective stresses, as shown for heavily over-consolidated clay by Bishop, Webb and Lewin (12). Values of (c') between approximately 1.3 and 8.0 kg/cm² and values of (ϕ') between 26° and 10° were obtained between the low stress and high stress portions of typical Mohr envelopes for this clay. The strongly curved shape of the peak strength envelopes is of exactly the same character as that for rough undulating joint surfaces in extremely weak rocks. For low ranges of effective normal stress below about 5 kg/cm² the values of (c') are frequently in the range 0.1 to 0.6 kg/cm² according to results reported by Skempton and Petley (13). However, it seems possible that very heavily over-consolidated filled joints which have suffered tectonic stressing could have significantly higher cohesion intercepts. At present there does not appear to be any reliable data, devoid of the complicating influence of rock wall interaction.

The value of (c_r') denoting residual strength is normally very small or zero. Thus, in moving from peak to residual strength in over-consolidated clays the cohesion intercept disappears completely, and the angle of friction decreases, in some cases by only 1° or 2°, but in others by up to 10° or 11°. Over-consolidated clays show this marked difference between peak and residual strength due to reorientation of clay particles within narrow bands next to the shear surfaces, and also due to the dilation accompanying shear, which, in a slow drained test allows an increase in water content and consequent softening to occur. These effects increase with clay content and the degree of over-consolidation (Skempton and Hutchinson (14)). Soft silty clays may show little difference between peak and residual strength.

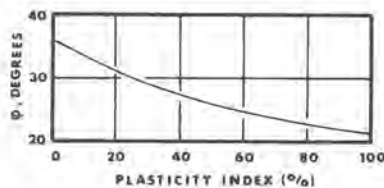


Fig. 19-8 Approximate relation between ϕ' and plasticity index for normally-consolidated clays under drained conditions, after Terzaghi and Peck (11).

For normally-consolidated clays both the peak (c') and the residual (c_r') Coulomb parameters are zero for all practical purposes. This in no way implies that the clays are non-cohesive in nature. The real strength components are to some extent misrepresented by simple Coulomb parameters. The value of (ϕ') is strongly related to the plasticity index (I_p),

as shown by Figure 8, which is taken from Terzaghi and Peck (11). However, the scattering may be greater than 5° and will be very dependent on the rate of shearing during the drained test, particularly for very plastic clays. (Time effects will be discussed shortly). Soft silty clays may show little difference between peak and residual strength, but with higher clay contents the difference tends to increase. Skempton (10) suggested that the residual strength of both normally- and over-consolidated clays would be the same at any given effective pressure, depending only on the nature of the particles. The variation of (ϕ_r) with clay fraction shown in Figure 6 applies to both normally- and over-consolidated clays.

Undrained strength

The undrained shear strength of an over-consolidated clay may be smaller or larger than the drained strength depending on the value of the over-consolidation ratio. If it lies between 1 and 4 or 8 (which would be unusually low for an over-consolidated discontinuity filling), the volume tends to decrease during shear and the undrained strength is less than the drained strength. However, for values of the over-consolidation ratio greater than this, the clay tends to increase in volume during shear, the pore pressure correspondingly decreases and the undrained strength exceeds the drained value. We can therefore expect the short-term stability of slopes excavated above heavily over-consolidated filled discontinuities to be greatly superior to their long-term stability. The strong negative pore pressures associated with unloading would tend to draw water into the discontinuity fillings, causing the filling to soften and swell, whereupon the strength would steadily be reduced. This aspect was discussed earlier in connection with the two anchoring examples.

The undrained shear strength of a normally-consolidated clay is lower than the drained strength because of a decrease in volume during shear. However, as a result of slope excavation there is a tendency for negative pore pressures to be developed, which take time to dissipate. Consequently, although in the case of *loading* the short-term stability of clay-filled discontinuities that have soft normally-consolidated fillings will be critical compared to the long-term condition, in the case of *unloading* due to slope excavation, the long-term drained condition is critical. Thus for both normally- and over-consolidated fillings the long-term drained condition seems to be most critical for design of rock reinforcement. This generalization should apply to all cases of unloading caused by excavation of slopes or large openings. However it may not apply to dam foundations.

(d) Effect of shearing rate on the shear strength of clay fillings

The influence of shearing rate on the shear strength of clay-filled discontinuities is not only associated with the reduced possibility of drainage when the rate is too fast, or on the softening process that accompanies the slow shearing of heavily over-consolidated fillings. There is a fundamental shearing rate effect due to the viscous nature of the cohesive component of shear strength. Bjerrum (15) has given a detailed description of this phenomenon for the case of soft, plastic, normally-consolidated marine clays. It appears that the rate effect is a function of the time required to reach the critical shear strain at which failure will take place. A clay filling subjected to a high shear stress will show a very high rate of straining, resulting in an early shear failure, but at a relatively high stress level. To each stress level applied to a clay filled discontinuity, there corresponds a length of time over which the filling is able to sustain the stress before shear failure will occur.

Tests to investigate the effect of time to failure on the *undrained* strength of a plastic marine clay, indicate that in the range between a few minutes and a few days to failure, the

shear strength falls approximately 10% with each ten-fold increase in time. If undrained tests were performed to estimate short-term stability of a clay filling under increased loading, then this order of magnitude correction would obviously need to be applied, at least for the case of soft, plastic normally-consolidated clay fillings. The actual magnitude of the correction is dependent on the plasticity index of the clay.

The effect to time to failure on the drained shear strength of clays is little known, due to the experimental difficulties arising from the consolidation and decrease in water content that is likely to occur during the few days duration of each test. Bjerrum (15) has suggested that during unloading, for instance that resulting from slope excavation above clay-filled discontinuities, the effect of time will be of the same order of magnitude for drained as undrained tests. It also appears from the limited data available that the time effect will operate on both normally- and over-consolidated clay, since the cohesive property (plasticity index) is the controlling parameter, and its value is fundamentally the same for the normally-consolidated and over-consolidated states.

The slow drained tests recommended for both normally-consolidated and over-consolidated clay fillings will induce failure in a time period that is several orders of magnitude smaller than the so called "long-term". Based on limited data, Skempton and Hutchinson (14) suggested the use of a 10 to 15% reduction in drained strength for long-term conditions. The same authors reported only a small influence of rate of shear on the residual strength of cut planes in over-consolidated clays, amounting to 0.5% to 2% decrease in strength per log cycle of time. The rates of shear employed in these tests ranged from 20 cms/day down to 2 cms/year. In general, all the above rate effects depend on the plasticity of the clay, in fact on the cohesive component of shear strength. A discontinuity filling having a high content of silt and coarser material may not exhibit any appreciable rate effect, due to the essentially frictional strength.

(e) Sample disturbance and anisotropy

When taking "undisturbed" samples of clay from filled discontinuities, or when preparing test blocks for direct shear tests on the rock/clay/rock sandwich, the in situ total normal stress (σ_{n0}) will be temporarily reduced — probably to zero. If the clay fillings are saturated, as is likely, this reduction in stress will cause negative pore pressures to be developed. If the clay is in an over-consolidated state and of the swelling variety then all available moisture will tend to be absorbed, both from the atmosphere and from the outer disturbed zone which will probably have been compressed during sampling. The net result is that the water content will tend to be higher within the sample than in the undisturbed state in situ. In his review of these problems, Bjerrum (15) laid great emphasis on the necessity for reconsolidating samples before testing:

1. to replace the field stresses with an identical set of effective stresses in the sample,
2. to squeeze out the additional water absorbed since sampling.

In problems involving unloading caused by slope excavation, softening and swelling due to water uptake will probably occur in practice, and should therefore be allowed to occur before shear testing. When preparing test blocks or samples of fillings containing swelling clays, the design stresses should be applied as soon as possible after the unloading. If in practice it is considered that the excavated slope can be so well drained that access to additional water can be prevented, then shear testing should be performed as soon as possible to retain the undisturbed state. This optimism may not be justified in many

situations, in which case the most realistic simulation of in situ conditions will be to allow the sample to swell under the design stresses with free access to water. The sample can then be sheared drained or undrained according to the design method employed.

An additional factor in the disturbance of clay samples is the strength anisotropy that has been observed in undrained in situ tests on clays of low plasticity. Samples reconsolidated anisotropically before shear testing also show similar anisotropy, which cannot be reproduced by the normal method of reconsolidation.

If possible the samples should be aligned in a direct shear machine in the relevant direction, and the filling reconsolidated at the normal and shear stress that it carried before sampling — if these can be estimated from stress measurements or overburden depth. The sample can be brought to failure by reducing the normal stress and increasing the shear stress to simulate slope excavation under drained conditions. If, after reconsolidation, the filling is sheared in the same direction as the in situ stress condition (active case) as recommended, the strength will be maximum and the failure strain about half of that in the opposite direction (passive case). Strength anisotropy ratios (active/passive) of at least 3 have been measured on clays having low plasticity.

The difference in strength between the "active" and "passive" directions is caused mainly by the disturbance of the structure in reversing the stresses. The clay particles are orientated to resist shear in the "active" direction but not in the "passive". It seems probable that anisotropy effects will be active in drained as well as undrained tests, and in over-consolidated as well as normally-consolidated clays, though relatively little is known about these effects at present.

The importance of possible strength anisotropy in filled discontinuities is that it may explain certain inconsistencies that can arise. It may be quite impossible for rock mechanics investigators to estimate the undisturbed stress condition in the discontinuity fillings, even with the advantage of adjacent rock stress measurements. Consequently, knowledge of anisotropy will merely give the investigator a healthy suspicion of the accuracy of test results.

(f) Residual strength condition of sheared discontinuity fillings

The widespread occurrence of previously displaced filled discontinuities was discussed in the introduction. Heavily over-consolidated fillings that have been sheared at some time in the past, for instance tectonic shear zones, may be at or very close to residual strength. For clays of low plasticity having a small clay-size fraction, the residual strength which is represented by ϕ_r' may be as high as 30° . However, highly plastic clays having a large clay-size fraction may have ϕ_r' as low as 5° to 12° (Terzaghi and Peck, 11). Because of the nearly complete destruction of the structure of the natural clay along the surface of sliding it is likely that the value of ϕ_r' will be the same irrespective of the stress history. The residual strength of an over-consolidated filling could therefore be estimated with sufficient accuracy by residual tests on the remoulded material, taking care not to include any of the coarser materials in the filling.

The residual shear strength of an artificial cut surface would be represented by curve (1) in Figure 9, which is reproduced from Skempton and Petley (13). The shear strength of a slip surface in situ may however exhibit a small peak (2) possibly due to a non-planar surface, or incomplete particle orientation, or a slight "bonding" effect. However, the true

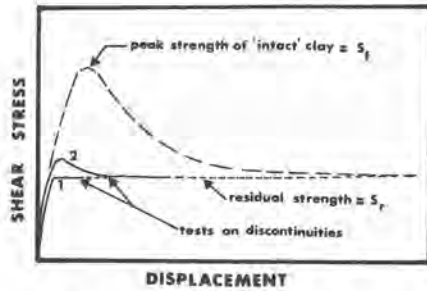


Fig. 19-9 Stress-displacement curves for tests on a discontinuity and on intact clay, after Skempton and Petley (13).

residual strength of intact samples, cut samples and slip surfaces will be essentially the same when sufficient displacement has occurred, as shown in the figure.

The recent descriptions of tectonic shear zones in over-consolidated beds of clay described by Skempton (16) and Fookes and Wilson (17) can be compared to thickly filled discontinuities that have suffered earlier displacements. When the clay fillings are sufficiently thick relative to the amplitude of roughness of the rock walls, multiple slip surfaces (displacement shears and Riedel shears) can form almost unhindered, and the smooth polished slip surfaces will be at or close to the residual strength of the clay. The combined effect of the various sets of slip surfaces illustrated in Figure 10 is to divide the shear zone into numerous lenses, whose size will depend to some extent on the thickness of the clay band. The shear zones discovered during the Mangla Dam Project, in heavily over-consolidated clay beds, were up to 50 cms thick and the result of folding of the inter-bedded clays and sandstones.

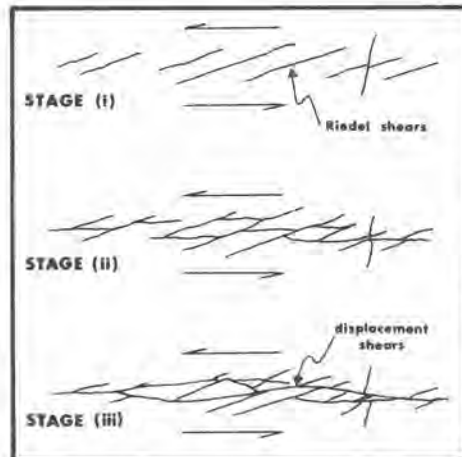


Fig. 19-10 Successive stages in the development of a shear zone in clay, after Skempton (16) and Skempton and Petley (13).

Stimpson and Walton (18) described a small scale variation of these shear zones in English Coal Measure rocks. In this case the clay bands were mostly only 1.0 to 2.5 cms thick. The bands were not at residual strength, but due to the presence of numerous lenses and small shear planes, the residual angle of friction ϕ_r' was only 11° , despite the relatively low plasticity of 21%.

(g) Swelling clay and the problems caused by unloading

Discontinuities that are filled with the products of hydrothermal alteration can display a very wide range of properties. The exceptionally low strength of some of the zones crossing underground constructions frequently causes slides and roof falls.

Brekke and Selmer-Olsen (19) listed several causes of instability of which the following are a direct result of the filling material:

1. the especially low cohesion in joints and fissures carrying chlorite, talc, graphite etc.,
2. the solubility of calcite, especially when the calcite is porous or flaky,
3. washing out and downfall of clayish materials from joint and fault fillings,
4. the swelling capacity of montmorillonite clay minerals.

It appears that montmorillonite can occur in several different ways:

1. as a filling in joints and faults, being strictly confined to the cracks,
2. as an alteration product of feldspar in the side rock of joints and faults,
3. as an alteration product of mica, with thick crushed zones containing montmorillonite and carbonate of high porosity.

It appears that in all occurrences the montmorillonite is saturated, but because of the wide variations in stress, a considerable range of water contents is found. Brekke and Selmer-Olsen (19) laid particular emphasis on the danger of evaluating the stability of montmorillonite occurrence from the dry condition, if there could ever be access to water at a later date.

From the point of view of ease of testing (in direct shear or swelling), it is unfortunate that montmorillonite seldom occurs alone. Rock powder and fragments of the side rock are usually present, together with one or more of the secondary minerals: carbonates, quartz, pyrite, chalcopryrite, pyrrhotite, chlorite, talc, serpentine, epidote, asbestos, graphite, zeolite, kaolinite, vermiculite. It is also frequently the case that montmorillonite is locally concentrated in an area, with decreased content on moving away from the area. In addition, younger or older discontinuities crossing a montmorillonite-bearing discontinuity may not necessarily contain any swelling clay. Consequently, any in situ tests performed may only be relevant locally, and uncertainties in the design strengths will be unusually high.

When a discontinuity containing swelling clay is partly unloaded and has access to water a marked softening will occur. In underground openings a swelling pressure may develop due to the unyielding surroundings. The only direction for yield to occur is into the opening, and blocks may be sufficiently loosened for fall-out to occur, even though the swelling pressures may be dissipated after initial loosening. Swelling tests reported by Bjerrum et al. (20) demonstrated that swelling pressure decreased rapidly when even a small increase in volume was allowed. For example, three specimens that developed swelling pressures between 1.6 and 3.6 kg/cm² when zero increase in sample height was allowed, showed swelling pressures of only 0.1 to 1.0 kg/cm² when a 5% increase in sample height was allowed.

The strong negative pore pressures associated with the short-term stability will tend to draw any available water into the unloaded zone. The consequences of this process will be seriously accentuated if the filling contains significant amounts of swelling clay such as montmorillonite. Not only will the clay gradually soften and swell. The dissipating negative pore pressures will cause a reduction in the effective stress with time as the steady seepage condition is approached.

The best engineering solution to this problem is debateable. The zone of swelling and softening associated with the unloading could be stabilized by anchoring as outlined in Figure 1, using a conservative estimate for the shear strength. In view of the uncertainties it would probably be wise to allow only for residual strength, and to make an additional time correction for long-term strength as discussed earlier.

It is very difficult to imagine how the clay filling higher up the hillside will react to the cutting lower down the slope. It is probably best if the anchoring is installed as soon as possible during or after excavation, so that the high initial strength is not dissipated. Increased shear strain under higher parts of the slope may then be avoided. This in turn would help to prevent softening higher up the slope. Therefore a successful engineering solution calls for early recognition of the presence of the clay filled discontinuity.

INTERACTION BETWEEN ROCK WALLS AND FILLING MATERIAL

The majority of direct shear tests performed in situ are used to investigate the shear strength of weak zones, typically clay-filled discontinuities. Despite this relatively large body of data and the acknowledged complexity, there appears to be a marked gap in contributions from the research side. Undoubtedly, this is partly due to the experimental problems. A particular difficulty, and one referred to by Drozd (22) is that soft plastic fillings tend to be squeezed out of the joint during the course of a test. The same thing is not likely to occur in practice due to continuous upper and lower rock faces.

(a) Idealized studies of geometrical effects

Tests by Kanji (23) which were referred to by Patton and Deere (7) showed that a smooth rock/soil interface could have a lower shear strength than the soil tested alone. Artificial sawn and polished surfaces of limestone were used to represent the rock surfaces, and remoulded kaolinite-, illite- and montmorillonite-rich soils were used for the fillers. The test conditions simulated by Kanji are not unlike those present in nature between fault gouge and a slickensided fault surface. For less polished rock surfaces such as sawn surfaces, the effect was less marked. It therefore seems probable that shear tests that are performed on a clay filling that has been extracted from a discontinuity will produce a minimum strength value in all cases, except those involving slickensided rock walls.

In a more idealized study reported by Goodman (24), regular sawtooth surfaces cast in a plaster-celite model material were used to represent non-planar rock walls, and crushed mica was used as the filler. The sawtooth geometry is illustrated in Figure 12. Crushed mica fillings of three different thicknesses were used, ranging from approximately 1.5 mm to 5.0 mm. The graph showing shear strength plotted against percent joint filling illustrates the interesting fact that the thickness of the filling needs to be at least 50% greater than the amplitude of the undulations, for the strength of the composite sandwich to be as low as the filler alone. In the case of saturated clay fillings, the reported effect would probably be

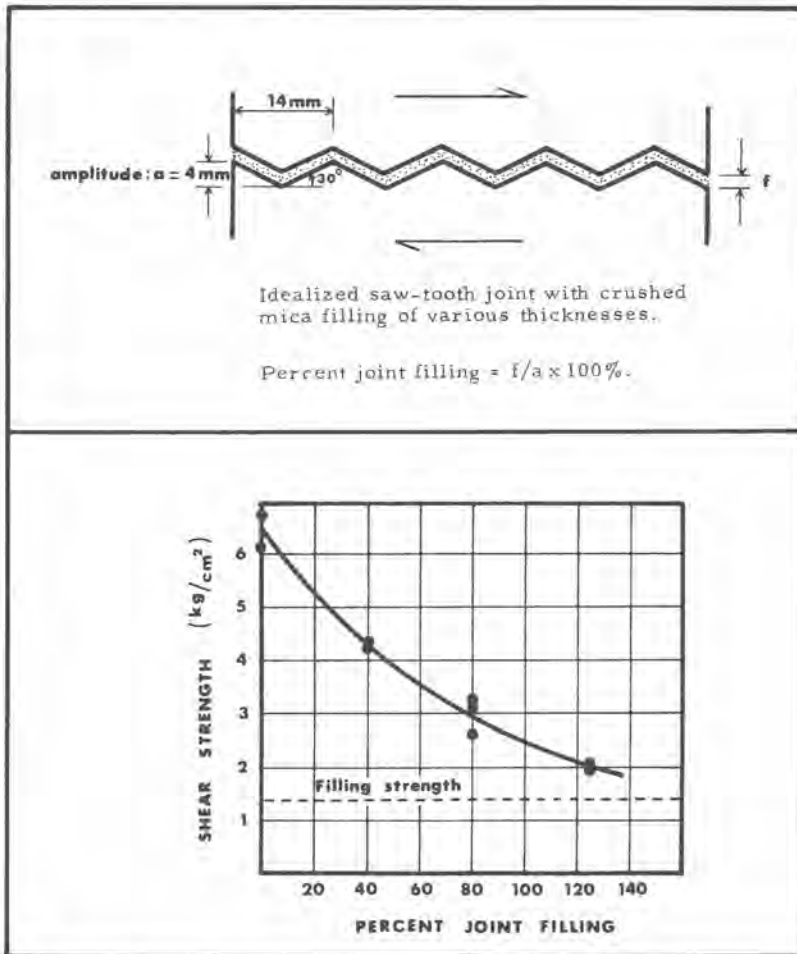


Fig. 19-12 Effect of thickness of filling on the shear strength of an idealized discontinuity, after Goodman (24).

different for fast and slow rates of shear, and also different for normally-consolidated and over-consolidated fillings.

The geometrical effects associated with regular saw-tooth wave forms are obviously quite different from those associated with rough-undulating natural joints which generally have a rather random pattern of troughs and ridges. For instance, for the saw-tooth wave form, rock/rock contact will occur after a horizontal shear displacement of:

$$d = f / \tan i \quad (3)$$

where (f) is the thickness of filling, and (i) the inclination of the teeth. Equation 3 is valid provided the thickness of filling is less than the amplitude of the teeth ($f < a$) and provided there is no volume change up until the instant of rock/rock contact.

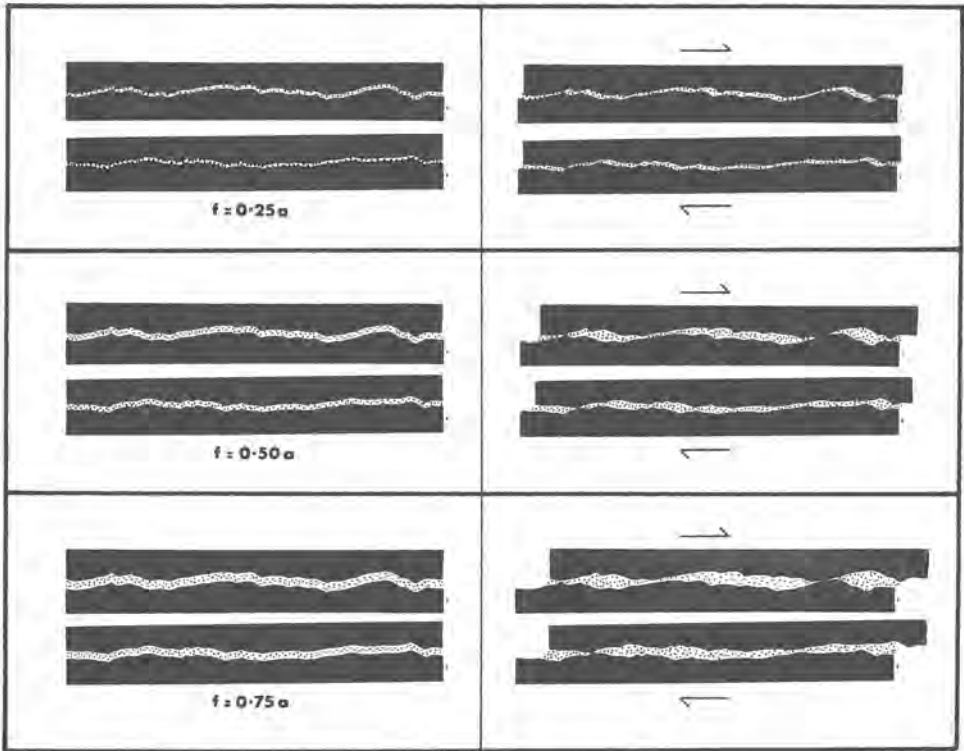


Fig. 19-13 Hypothetical discontinuities containing various thicknesses of "filling" can be used to estimate the displacement required for rock asperity contact to occur, assuming there is no change in volume during shear.

For a natural joint the effective (i) value is not a constant and is dependent on the thickness of filling. Figure 13 illustrates one approach to this problem.

The grey areas represent cross-sections through hypothetical tension joints in rock. These roughness profiles were actually measured from model surfaces by means of photogrammetry, using pairs of overlapping photographs. Between the matching "rock" surfaces are three hypothetical thicknesses of clay filling. These model filled discontinuities were "sheared" under conditions of no volume change, to find out what displacement was required for "rock" contact to occur.

The data tabulated and plotted in section 4 of Figure 14 was obtained from "shear tests" on a number of such profiles. Hypothetical thicknesses of filling (f) equal to 1.0, 0.75, 0.5 and 0.25 times the mean amplitude of roughness (a) were "sheared" under conditions of no volume change, until contact of the asperities occurred. The required distances (d) were averaged between left-handed and right-handed shearing, for a variety of these rough-undulating surfaces.

Application of these results can be illustrated by the following example. Suppose a filled discontinuity was exposed in situ, which over the visible exposure had a mean amplitude (a) of wall roughness of 10 cm. If the mean thickness of filling (f) was 4 cm, then:

$$f/a = 0.4$$

From Figure 14 : $d/a = 0.9$ (approx.)

and : $d = 9$ cm (approx.)

If shearing occurred with no volume change, asperity contact would not occur for the first 9 cm of shearing. In practice the filling would consolidate slightly if

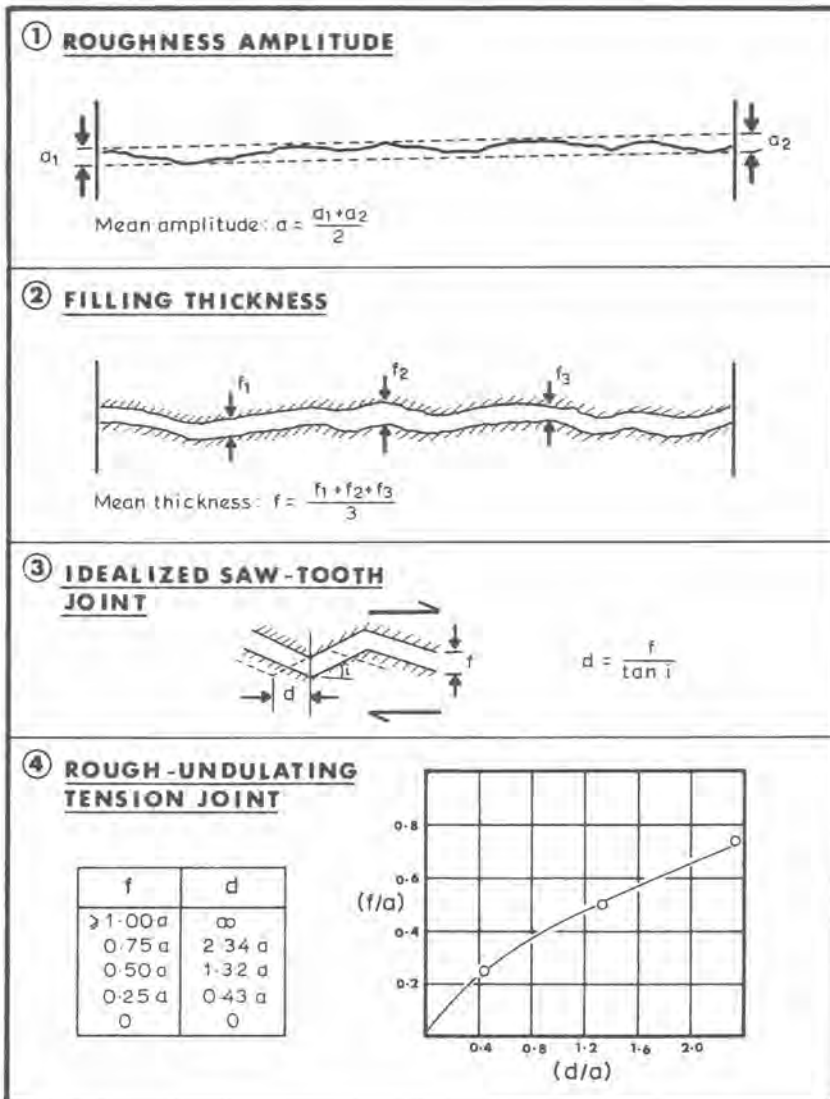


Fig. 19–14 Displacements needed to achieve rock asperity contact when shearing of the filled discontinuity involves no volume change.

normally-consolidated, and dilate if heavily over-consolidated. These effects might be significant if the surface undulations were small. The values obtained from the graph will tend to be minimum values, since when rock/rock contact is approached, the highly consolidated pockets of filling may force the discontinuity to dilate and thereby delay actual contact. In the case of very thin fillings, the small steep asperities come into contact first. As the filling thickness is increased, the flatter slopes of major irregularities are the ones that finally make contact. In the case of these rough-undulating joints, the effective (i) values (equation 3) ranged from 30° for the thin fillings, down to about 18° when the filling thickness was threequarters of the amplitude of roughness.

A series of direct shear tests using real rock joints and remoulded clay fillings is planned at NGI, in order to investigate these relatively simple filled discontinuities. Various degrees of over-consolidation will be simulated. The high initial strength produced by unloading will be compared with the much lower long-term strength simulated in slow drained tests. Various filling thicknesses will be investigated, and a comparison will be made with a parallel series of tests on unfilled rock joints of various roughnesses.

(b) Engineering examples of geometrical effects

Observations of geometrical effects obtained in practice are described by several authors, and some of these will be briefly reviewed. Firstly, on the subject of smooth rock walls, Eurenus and Fagerström (25) found that the contact zone between bentonitic clay layers and chalk walls could be weaker than the internal parts of the clay seam. The tests were performed in situ and were approximately 1 m^2 in area. These observations confirm the findings of Kanji (23) described earlier.

An interesting series of in situ tests reported by Romero (3) were used to estimate the variable shear strength of open clay filled joints, which were vertically orientated in the limestone walls of a steep sided valley. These rough discontinuities, which are typical in cases of decompression in deep valleys, were approximately 10 cm wide high in the valley walls, and reduced to zero at depth. In the context of earlier discussions it is probable that this clay filling resulted from the products of surface weathering and was in a normally-consolidated state. In most of the reported tests on the deeper parts of the discontinuities, there was interlocking between opposing asperities after a certain displacement. Shear force displacement curves showed a marked kink and subsequent stiffening after rock/rock contact occurred.

The displacements needed to develop peak strength in the first test on each block reveals the influence of reducing thickness of clay filling with increasing depth. For normal stresses in the range 2.4 to 5.4 kg/cm^2 , the peak displacements were 3.0, 1.8, 0.9 and 0.5 mm. The discontinuity with the thinnest clay filling and a great deal of rock/rock contact displayed Coulomb strength parameters of $c = 5.5 \text{ kg/cm}^2$, and $\phi' = 49^\circ$. This is broadly similar to the approximate c, ϕ values expected from rough, undulating joints containing no filling.

It is known from model studies (26) that rock contact occurs over a relatively small area for unfilled joints. The stresses at the contact points are so high that if any clay is present it is readily squeezed away from the contacts, if the filling is sufficiently thin. If the filling is thick, these high stress areas may not arise, and consequently there may be no possibility for the thicker filling to be squeezed aside. In this connection should be mentioned the frequent occurrence of higher strength for second and third sliding tests of the same filled discontinuity. Relatively large displacements may be required for rock contact, and the real

peak strength may not be mobilized in the first tests performed because of insufficient displacements.

Some large in situ tests reported by Krsmanovic and Popovic (27) provide some interesting data on the effect of pre-consolidating filled discontinuities in limestone, before shearing under lower levels of stress. Test areas of 280 x 180 cm were used. A test on a discontinuity with approximately 1 mm of a clayey filling can be taken as an example.

A conventional rock mechanics test using no pre-consolidation load produced a shear strength of 8 kg/cm² when the normal stress was 15 kg/cm². When time was allowed for consolidation under 15 kg/cm², the shear strength was 9 kg/cm². When the block was pre-consolidated under a normal stress of 25 kg/cm², before shearing under 15 kg/cm², the shear strength was 12.5 kg/cm². This effect occurred despite slight smoothing of the rock contacts due to continued shear. Before concluding that these results are due to the usual squeezing out of water and consequent strengthening of the filling, it should be noted that the above preconsolidation procedures caused only a slight increase in strength when the filling thickness was in the range 1 to 10 mm, and no increase whatsoever when 10 to 20 mm thick. One must therefore assume that the improved rock/rock contact produced the greatest strength increase. The author noted that the strength increase due to "consolidation" was greatest for discontinuities with rough walls, and least for those with smooth walls. Nevertheless, it is perhaps possible that incomplete consolidation of the filling occurred, and that the water content did not reduce as much as might be expected during the pre-consolidation of the thicker fillings. The length of time of pre-consolidation was not reported.

It may be frequently the case that a discontinuity filling has the consistency of a very dense rock fill with the voids filled with clay and decomposed or crushed rock. Ruiz et al. (28) described this type of situation, and the results of a huge in situ test involving an area of 35 m². The normal stress operating was only 1.7 kg/cm². It is interesting to observe that the "undisturbed" and first sliding tests gave peak values of $\tan^{-1} (\tau/\sigma_n)$ of 69° and 68° respectively, yet the peak dilation angles were 39° and 32°.

The shear strength of a cohesionless material such as sand or gravel can be approximated by an equation of the following type, as suggested by Newland and Allely (29):

$$\tau = \sigma'_n \tan (\phi + i) \quad (4)$$

where σ'_n is the mean effective normal stress acting across the sliding surface,

ϕ is the intergranular friction angle

i is the angle of movement (dilation) with respect to the direction of the applied shear stress

If one can assume that the discontinuity filling tested by Ruiz et al. (28) was behaving like a cohesionless mass and that equation 4 can be applied, then one can say that the *frictional strength* increased from 30° to 36° as a result of continued shearing. Improved rock particle contact would explain such an increase.

(c) Strength effects of grout-filled joints

An important man-made filling which frequently influences the stability of dam foundations is cement grout, which is generally used to reduce the mass permeability of the

foundations. As a side effect it may increase or decrease the shear strength of the joints, the positive or negative effect depending on the joint roughness and on the compressive strength of the rock.

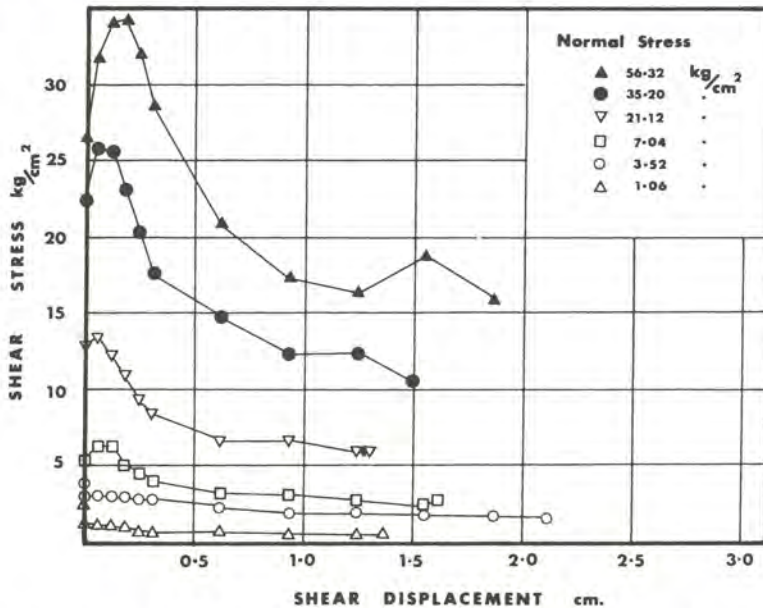


Fig. 19-15 Shear strength-displacement curves for saturated, grouted joints in fine-grained granite, for a grout thickness of 0.8 mm, after Coulson (30).

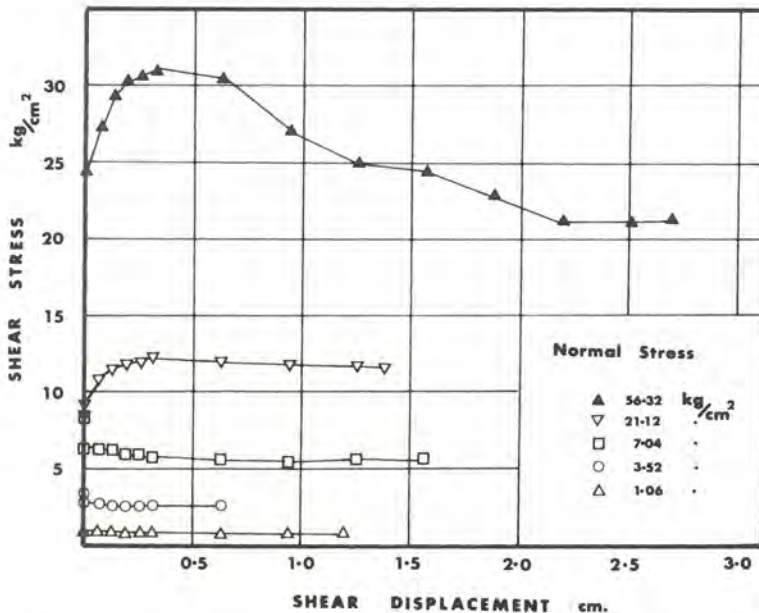


Fig. 19-16 Shear strength-displacement curves for saturated grouted joints in fine-grained granite, for a grout thickness of 3.2 mm, after Coulson (30).

An important investigation on the effects of grout thickness on shear strength has been reported by Coulson (30). Artificial extension fractures in a fine-grained granite were filled with a variety of thicknesses of grout, ranging from 0.8 mm up to 6.4 mm. The effect of grout thickness on the shear strength-displacement curves is clearly illustrated in Figures 15 and 16. The "brittle" type of behaviour for the thinnest grout filling is very similar to that for clean, rough joints. It is probable that in this laboratory study there was rock/grout adhesion across both the upper and lower interfaces, hence the strength at zero displacement.

The relative strength effects of grouted and natural joints in fine-grained and coarse-grained granite are illustrated in Figure 17. In all cases but one, the upper side of each shaded envelope is the strength limit for the coarse-grained granite, and the lower side the

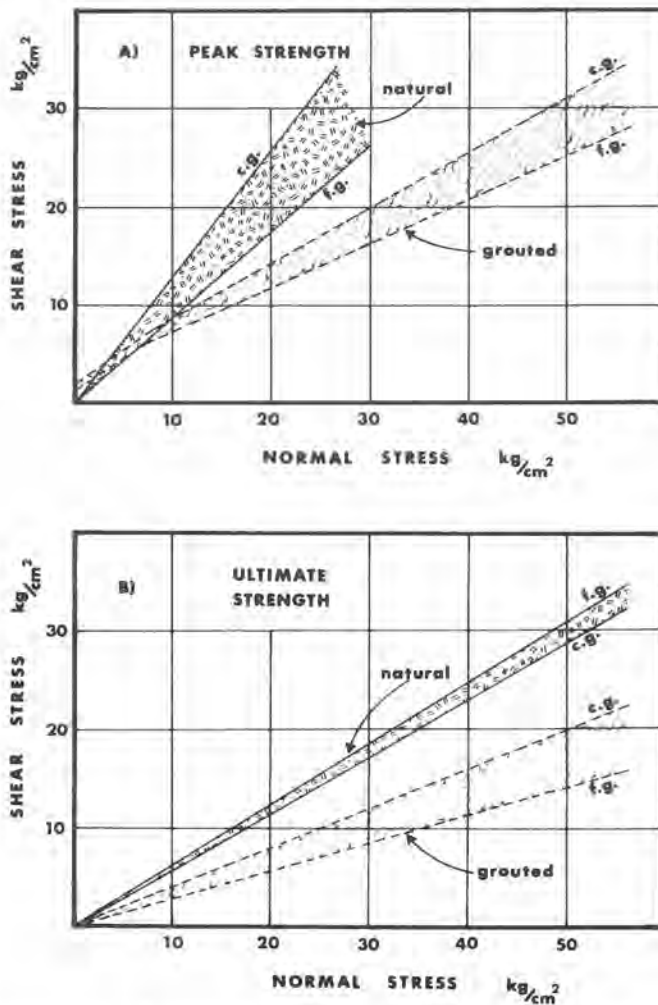


Fig. 19-17 Comparison of peak and ultimate strengths for natural and grouted joint surfaces. The data is for coarse-grained (c.g.) and fine grained (f.g.) granite, after Coulson (30).

minimum strength of the fine-grained granite. The one exception is the ultimate strength of natural joints in fine-grained granite which showed slightly higher strength ($\phi_r' = 32^\circ$) than those in coarse-grained granite ($\phi_r' = 30^\circ$).

The really significant feature of these test results is that except at normal stress levels below about 4 kg/cm^2 , the shear strength of grouted joints is much inferior to those of natural undulating tension joints. At all stress levels the ultimate or residual strength of grouted joints was drastically low, the residual angle of friction, ϕ_r' , ranging from only 16° to 22° . It is possible that the fine powder generated during shearing behaves like a silty clay when saturated, and this would explain the surprisingly low values of residual friction.

An investigation by Barroso (31) showed that planar artificial surfaces in granite would benefit from grouting, at least as far as peak strength was concerned. The coefficient of friction μ rose from 0.47 (25°) to 0.57 (30°) with the addition of grout. However, for natural joints in shale there were few advantages if any from grouting. Values of compressive strength for the cement grouts used in this study ranged from 50 to 460 kg/cm^2 when cured at atmospheric pressure, and from 130 to 570 kg/cm^2 when cured under a confining pressure of 30 kg/cm^2 .

If the adhesive strength component is ignored or the normal stresses are greater than a few kg/cm^2 , it is likely that rock walls having strengths in excess of the compressive strength of the grout will suffer a reduction in shear strength. The above ranges of compressive strength which depend on the water/cement ratio, limit improvements by grouting to the very weakest rocks. A further important point is that a rock/grout/rock sandwich will have a shear strength corresponding to the "weakest link". When the value of the compressive strength for the grout exceeds that of the rock wall, the rock will control the shear strength. Consequently, grouting can never be advantageous except where normal stresses are very low, and grout/rock adhesion is guaranteed. These same principles will also apply to joints containing the stronger products of hydrothermal alteration such as calcite.

SUMMARY OF TESTING PRINCIPLES FOR FILLED JOINTS

There are two conventional approaches when applying the results of shear strength measurements to stability analyses:

- (a) effective stress analysis: usually employed for long-term or drained conditions,
- (b) total stress analysis: short-term or undrained conditions.

The long-term condition is separated from the short-term condition by a period of pore pressure redistribution. This may take years in the case of clay-filled discontinuities cutting through impermeable rock, but only a matter of hours or days if the fillings are predominantly sand or silt with little or no clay-size particles.

The loading and drainage conditions that are simulated by shear tests of filled discontinuities, either in the laboratory or in situ, must be relevant to conditions expected in the field during or after excavation. The examples illustrated in Figures 1 and 11 involve unloading and possibly increased shear stresses. Therefore from two sources there may be a tendency for the discontinuity filling to expand. This expansion is resisted by the pore water. The length of time over which this resistance is effective, and the length of time needed for subsequent pore pressure changes will depend on the permeability and loading history of the fillings. The following three simplified conditions of filling are convenient as a basis for discussing the most relevant test method:

1. heavily over-consolidated clay, very impermeable ($< 10^{-10}$ cm/sec?),
2. normally-consolidated clay, probable permeability range 10^{-5} to 10^{-8} cm/sec,
3. decomposed, crushed rock and clay, probable permeability range 10^{-1} to 10^{-5} cm/sec.

(1) The long-term, drained condition is the only one of concern to the first example. This over-consolidated filling will develop strong negative pore pressures when resisting shear in addition to those resulting from the excavation, and this will lead to a slow process of softening and swelling (very marked if the clay is sensitive), and eventually to a reduction in effective stress as the filling becomes more permeable and the long-term drained distribution of pore pressures is established. For this type of situation Skempton and Hutchinson (14) suggested very slow drained tests using the range of effective stresses which will operate in the long-term field condition. If the filling is sensitive, the greatest care will need to be taken to prevent access to water until these effective stresses are applied. Reconsolidation of a free-swelled sample will not reconstitute the original structure. If the stability of a long-term condition is to be "back-analysed", with the clay filling already in its final softened state, then undrained tests can be performed, and a total stress analysis employed.

(2) Normally-consolidated clay, which will occur in open joints or tension cracks that have been filled with the finer products of surface weathering, would normally tend to develop increased pore pressures when the shear stress/normal stress ratio is increased. However, due to the unloading there will be a stronger tendency for negative pore pressures to be developed. Consequently, the long-term condition after drainage occurs is likely to be critical for stability, particularly in view of the time effect. Slow drained tests will be the most relevant approach.

(3) The more coarse-grained fillings containing crushed rock will tend to have the highest permeability. Even if there are initially no voids due to clay filling, there will be the possibility of greatly increased permeability due to geometrical rearrangement when shear strain develops as a result of excavation. The dilation which is likely to accompany shearing will mean that the "long-term" drained condition is likely to be the critical condition for stability analysis. However, due to the increased permeability it may take only a matter of days or weeks for the "long-term" condition to be established. Slow drained shear tests will again be the correct approach.

In all the above cases the shear apparatus should be designed to apply shear stress in the same direction as that applied by the slope excavation. In addition, since the effective design stresses may be lower and in some cases higher than the undisturbed effective stresses, the fillings to be tested drained should be given time to swell or consolidate under these stresses, while having free access to water. Several days should be allowed before applying the shear loads.

APPENDIX*Peak and residual shear strength for filled discontinuities*

In this final section, the reported shear strengths of filled discontinuities are tabulated. A brief description of the filling and rock is given, together with the peak and residual values of c' and ϕ' , and the range of effective normal stress. The assumption is made that all these shear tests were performed at sufficiently slow rates of shear to be considered drained. It is clear that this assumption is rather an optimistic one. Only occasionally do authors give any indication of the time taken over each test. Laboratory tests of extracted clay-gouge fillings lasting only a few minutes, and in situ tests of clay filled discontinuities lasting only a few hours are probably only "partly-drained" tests. It is difficult to imagine how such test results can be used for design, though undoubtedly they often are.

This possible discrepancy should be taken as a warning concerning indiscriminate use of these parameters for other, apparently similar geological environments. Each location would seem to have its own peculiarities, and therefore requires individual in situ testing. The expense involved in testing would be justified if the risk and expense of failure was sufficiently high.

Tab. 19-2 The shear strength of plastic fillings extracted from discontinuities, and related materials, as obtained from laboratory triaxial and direct shear tests.

Rock	Description of filling	c' (kg/cm ²)		φ'		σ_n' (kg/cm ²)	References
		peak	resi- dual	peak	resi- dual		
weakened granite	sandy-loam fault filling	0.50		40°		<3	Nose (32)
diorite							
granodiorite and porphyry	clay gouge (2% clay) (P.I. = 17%)	0		26,5°		0-7	Brawner (33)
clay-shale	stratification surfaces		0		19°-25°	0-5 ?	Leussink and Müller-Kirchenbauer (34)
"paint-rock" soft, fine grained mass quartz, kaolin, pyrolusite	saturated and remoulded to in situ void ratios: $e = .56$ (triaxial tests): $e = .49$	0.42 0.91		36° 38°			Coates McRorie and Stubbins (35)
slates: finely laminated and altered	saturated and remoulded $e = 1.06$ (triaxial tests)	0.5		33°			
clay-shale	(triaxial tests)	0.6		32°		<3.5	Sinclair
bentonitic-shale		0		29°		<3.5	and
" " "	" " "	2.7		8,5°		10-35	Brooker
bentonite	" " "	0.6		13°		<3.5	(36)
" " "	" " "	1.0		9°		10-35	
bentonitic-shale	(direct shear tests)		0.3		8,5°	0-25	
clays (over-consolid.)	slips, joints or minor shears	0-0.18	0-0.03	12°-18,5°	10,5°-16°	0-5	Skempton and Petley (13)
montmorillonite clay		3.6	0.8	14°	11°	2-12	Eurenius (21)

Tab. 19-3 The shear strength of filled discontinuities as obtained from direct shear tests. The results appearing above the line in the upper part of the table were obtained from laboratory tests. All the remainder were obtained from in situ tests.

Rock	Description of filling	c' (kg/cm ²)		φ'		σ_n' (kg/cm ²)	References
		peak	residual	peak	residual		
coal measure rocks	clay mylonite seams (1.0 to 2.5 cm thick)	0.13 0.11	0 0	16° 16°	11° 11,5°	0-7	Stimpson and Walton (18)
granulite lamproschist	clay filled joints clay within dyke	0 0	0	25° 25°	22°	? ?	Henkel et al. (37)
chalk	bentonite clay: 8 cm seams (mostly montmorillonite)	0.16 0.22		7,5° 11,5°		? 1,4-3,3	Underwood (38)
greywacke	1-2 mm clay in bedding plane		0		21°	0-25	Drozdz (22)
limestone	marlaceous joints, 2 cm thick, 7% in situ water content	0	0	25°	15°-24°	10-30	Bernaix (39)
lignite	layer between lignite and underlying clay	0.14 0.3 (lab.)		17,5° 15° (lab.)		0-1.5 0-4	Schultze (40)
granite (?)	clay filled (30% 5μ clay) faults (40% 5μ clay) (40% 5μ clay)	1.0 1.0 0		45 27 24		1-10 1-10 1-10	Rocha (4)
limestone	6 cm clay layer		0		13°	8-25	Krsmanovic Tufu and Langof (41)
limestones, lignites and marls	interbedded lignite layers lignite/marl contact	0.8 1.0		38° 10°		0-20 ?	Salas and Uriel (42)
limestone	v. thin clay fillings (<1 mm) thin clay fillings (1-2 cm)	0.5-2.0 1.0		21°-17° 13°-14°		1-25 1-25	Krsmanovic and Popovic (27)

Tab. 19-4 The shear strength of filled discontinuities as measured during in situ direct shear tests.

Rock	Description of filling	c' (kg/cm ²)		φ'		σ_n' (kg/cm ²)	References
		peak	resi- dual	peak	resi- dual		
basalt	clayey basaltic breccia; wide variation from clay to basalt content	2.42		42°		0–25	Ruiz, Camargo, Midea and Nieble (28)
basalt	contact between compact basalt and clay filled breccia	(τ/σ)		(4.5/1.7)		1.7	" "
chalk	bentonite seam	0.15		7.5°		?	Link
bentonite	thin layers	0.9		12°		3	(43)
	thin layers	1.2		17°		3	
granite	tectonic shear zone: schist- ose and broken granites, disintegrated rock and gouge	2.6		45°		4–7	Evdokimov and Sapagin (6)
schistose quartzite	stratification planes with:						
	1) thin film of clay	7.4		41°		3–9	
	2) thin film of clay	6.1		41°		5–11	Serafim and Guerreiro
	3) rock completely sepa- rated by clay	3.8		31°		2–4	
schists quartzites and siliceous schists	10–15 cm thick clay filling	0.8		32°		3–8	(44)
	10–25 cm thick clay filling (of altered rock and clay)	0.3		32°		3–12	
dolomite	altered shale bed, approx. 15 cm thick	0.41	0.22	14.5°	17°	0–7	Pigot and Mackenzie (45)

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is indebted to Reidar Lien and Søren Holmberg of Norges geotekniske institutt for reading those parts of the original manuscript on which this review is based (NGI int. report 54204-1, ref. 46). Their comments, corrections and suggestions for changes in emphasis are gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Rocha, M. (1971)
A method of integral sampling of rock masses.
Rock Mechanics, Vol. 3, No. 1, p. 1–12.
2. Londe, P. (1972)
The mechanics of rock slopes and foundations.
Course of three lectures in mining and metallurgy. University of London. London. 89 p.
Imperial College. Rock mechanics research report, 17.
3. Romero, S. U. (1970)
"In situ" direct shear tests on irregular surface joints filled with clayey material.
International Symposium on Rock Mechanics. Madrid 1968. Proceedings, p. 189–194.
4. Rocha, M. (1964)
Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 785–831.
5. Dodds, R. K. (1970)
Suggested method of test for in situ shear strength of rock.
American Society for Testing and Materials. Special procedure for testing soil and rock for engineering purposes, 5th ed. Philadelphia, Pa. p. 618–628.
ASTM. Special technical publication, 479.
6. Evdokimov, P. D. and D. D. Sapegin (1970)
A large-scale field shear test on rock.
International Society for Rock Mechanics. 2nd Congress. Belgrade 1970.
Proceedings, Vol. 2, paper 3.17.
7. Patton, F. D. and D. U. Deere (1970)
Significant geologic factors in rock slope stability.
Planning open pit mines. Proceedings of the Symposium on The Theoretical Background to the Planning of open Pit Mines with special Reference to Slope Stability, Johannesburg 1970. Ed. P. W. J. van Rensburg, A. A. Balkema, Cape Town/Amsterdam. p. 143–151.
8. Horn, H. M. and D. U. Deere (1962)
Frictional characteristics of minerals.
Géotechnique, Vol. 12, p. 319–335.
9. Kenney, T. C. (1967)
The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 123–129.

10. Skempton, A. W. (1964)
Long-term stability of clay slopes. 4. Rankine Lecture.
Géotechnique, Vol. 14, No. 2, p. 77–102.
11. Terzaghi, K. and R. B. Peck (1967)
Soil mechanics in engineering practice. 2nd ed.
New York, Wiley. 729 p.
12. Bishop, A. W., D. L. Webb and P. I. Lewin (1965)
Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: strength effective stress relationships.
Géotechnique, Vol. 15, p. 1–31.
13. Skempton, A. W. and D. J. Petley (1968)
The strength along structural discontinuities in stiff clays.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings, Vol. 2, p. 29–46.
14. Skempton, A. W. and J. Hutchinson (1969)
Stability of natural slopes and embankment foundations.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. State of the art volume, p. 291–340.
15. Bjerrum, L. (1973)
Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State-of-the-art report to Session IV.
To be published in International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moscow 1973. Proceedings.
16. Skempton, A. W. (1966)
Some observations on tectonic shear zones.
International Society for Rock Mechanics. 1st Congress. Lisboa 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 329–335.
17. Fookes, P. G. and D. D. Wilson (1966)
The geometry of discontinuities and slope failures in Siwalik clay.
Géotechnique, Vol. 16, No. 4, p. 305–320.
18. Stimpson, B. and G. Walton (1970)
Clay mylonites in English coal measures. Their significance in opencast slope stability.
International Association of Engineering Geology. 1st International Congress. Paris 1970. Proceedings, Vol. 2, p. 1388–1393.
19. Brekke, T. L. and R. Selmer-Olsen (1965)
Stability problems in underground construct on caused by montmorillonite-carrying joints and faults.
Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, p. 3–19.

20. Bjerrum, L., T. L. Brekke, J. Moum and R. Selmer-Olsen (1963)
Some Norwegian studies and experiences with swelling materials in rock gouges.
Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1, p. 23–41.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 57, 1964.
21. Eurenus, J. Förslag till bergförstärkning vid förekomst av svällande lera. (1972)
IVA Bergmekanikkommittén. Bergmekaniskt diskussionsmöte, pp. 189–198. Stockholm.
22. Drozd, K. (1967)
Variations in the shear strength of a rock mass depending on the displacements of the test blocks.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings. Vol. 1, p. 265–269.
23. Kanji, M. A. (1970)
Shear strength of soil-rock interfaces. M. Sc. Thesis, Department of Geology, University of Illinois, Urbana, Ill, 1970.
24. Goodman, R. E. (1970)
The deformability of joints.
Determination of the in situ modulus of deformation of rock. Symposium, Denver, Colo 1969. American Society for Testing and Materials. Special technical publication, 477. p. 174–196.
25. Eurenus, J. and H. Fagerström (1969)
Sampling and testing of soft rock with weak layers.
Géotechnique, Vol. 19, No. 1, p. 133–139.
26. Barton, N. R. (1973)
Review of a new shear strength criterion for rock joints.
Engineering Geology, Elsevier, Amsterdam. (In press.)
27. Krsmanović, D. and M. Popovic (1966)
Large scale field tests of the shear strength of limestone.
International Society for Rock Mechanics. 1st Congress, Lisbon 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 773–779.
28. Ruiz, M. D., F. P. Camargo, N. F. Midea and C. M. Nieble (1970)
Some considerations regarding the shear strength of rock masses.
International Rock Mechanics Symposium, Madrid 1968. Proceedings, p. 159–169.
29. Newland, P. L. and B. H. Allely (1957)
Volume changes in drained triaxial tests on granular materials.
Géotechnique, Vol. 7, p. 17–34.

30. Coulson, J. H. (1970)
The effects of surface roughness on the shear strength of joints in rock.
Ph. D. Thesis, University of Illinois.
U.S. Department of the Army, Corps of Engineers, Missouri River Division.
Technical report MRD-2-70, Omaha, Nebr., 283 p.
31. Barroso, M. (1970)
Cement grouts and their influence on the shear strength of fissured rock masses.
International Society for Rock Mechanics. 2nd Congress. Belgrade 1970.
Proceedings, Vol. 3, paper 6.9.
32. Nose, M. (1964)
Rock test in situ, conventional tests on rock properties and design of Kurobegawa No. 4 Dam based thereon.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 219–252.
33. Brawner, C. O. (1971)
Case studies of stability on mining projects.
Stability in open pit mining. Proceedings of the 1st International Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver 1970. Ed. C. O. Brawner and V. Milligan.
Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, p. 205–226.
34. Leussink, H. and H. Müller-Kirchenbauer (1967)
Determination of the shear strength behaviour of sliding planes caused by geological features.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 131–137.
35. Coates, D. F., K. L. McRorie and J. B. Stubbins (1963)
Analyses of pit slides in some incompetent rocks.
Society of Mining Engineers of AIME. Transactions, March, p. 94–101.
Also publ. as: Canada. Department of Energy, Mines and Resources. Mines Branch. Reprint series, 19.
36. Sinclair, S. R. and E. W. Brooker (1967)
The shear strength of Edmonton shale.
Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Oslo 1967. Proceedings, Vol. 1, p. 295–299.
37. Henkel, D. J., J. L. Knill, D. G. Lloyd and A. W. Skempton (1964)
Stability of the foundations of Monar dam.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 425–441.

38. Underwood, L. B. (1964)
Chalk foundations at four major dams in the Missouri River basin.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 23–47.
39. Bernaix, J. (1969)
New laboratory methods of studying the mechanical properties of rocks.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 6, p. 43–90.
40. Schultze, E. (1957)
Large scale shear tests.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. London 1957. Proceedings, Vol. 1, p. 193–199.
41. Krsmanović, D., M. Tufo and Z. Langof (1966)
Shear strength of rock masses and possibilities of its reproduction on models.
International Society for Rock Mechanics. 1. Congress. Lisbon 1966. Proceedings, Vol. 1, p. 537–542.
42. Salas, J. A. J. and S. Uriel (1964)
Some recent rock mechanics testing in Spain.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 995–1021.
43. Link, H. (1969)
The sliding stability of dams.
Water Power, Vol. 21, No. 3, p. 99–103, No. 4, p. 135–139, No. 5, p. 172–179.
44. Serafim, J. L. and M. Guerreiro (1970)
Shear strength of rock masses at three Spanish dam sites.
International Rock Mechanics Symposium, Madrid 1968. Proceedings, p. 147–157.
45. Pigot, C. H. and I. D. MacKenzie (1964)
A method used for an in situ bedrock shear test.
International Congress on Large Dams, 8. Edinburgh 1964. Transactions, Vol. 1, p. 495–512.
46. Barton, N. R. (1973)
A review of the shear strength of discontinuities in rock masses with particular reference to slope stability.
Norges geotekniske institutt, Int.rept. 54204–1. Aug. 1973, pp. 1–164.

INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER VED SKJOMEN KRAFTVERK

Engineering geological investigations at Skjomen hydro power scheme.

Sivilingeniør Bjørn Buen, Norges Geotekniske Institutt.

SUMMARY

Preinvestigations as well as investigations during construction of a hydro power scheme in Precambrian rocks are described. The main stability problem has been rock bursting due to anisotropic tectonic stresses. The special design of the underground power house and the tunnels and the bolting system used are discussed.

Detailed mapping of joints was carried out for a 3 km long, unlined pressure tunnel with a maximum head of 360 m. Cleft water pressure was measured before and after the filling up. No leakage has been recorded.

INNLEDNING

Norges geotekniske institutt fikk i 1970 i oppdrag for Statskraftverkene å foreta ingeniørgeologisk prosjektering og oppfølging av driften med prognoser og sikringsarbeider ved Skjomen Kraftverk. Foruten Norges geotekniske institutt har firma Geoteam A/S vært engasjert, delvis i prosjektering og senere med seismiske undersøkelser. En befaring ble på et tidlig tidspunkt foretatt av professor R. Selmer-Olsen, Geologisk institutt, NTH. Likeledes har NGU vært engasjert i generell geologisk kartlegging. Spenningsmålinger i fjell i stasjonsområdet er foretatt av Institutt for Gruvedrift, NTH.

Skjomen Kraftverk ligger i et grunnfjellområde, det såkalte Rombaksvinduet, like sør for Narvik. Mestedelen av tunneldriften foregår i granitt og gneisgranitt, men i en del av det østre og nordøstre anleggsområdet finnes skifere av grunnfjellsalder og glimmerskifere fra kambrosilur, se geologisk oversiktskart, fig. 1.

Det er påtruffet en større knusningssone. Den ligger i grunnfjellskifer ved Stasjonsholmen, og er parallell med hovedfoldningsaksen for hele området. Foruten denne er det påtruffet flere mindre svakhetssoner, ofte i forbindelse med bergartsgrenser. Det største anleggstekniske problem har vært bergslag eller sprakefjell som antagelig skyldes høyt bergtrykk både av tektonisk og topografisk betinget natur. Dette vil bli nærmere omtalt i det etterfølgende.

Det faller naturlig å dele inn arbeidene i tre avsnitt.

1. Kraftstasjonsområdet i Lappvika i Sørskjomen.
2. Uforet trykktunnel, 3 km fra Lappviklia til Lemmen.
3. Tilløpstunneler.

For hvert av disse tre avsnitt har det vært utført ingeniørgeologiske undersøkelser med bl.a. geologisk kartlegging i dagen, bergtrykksmålinger og oppfølging av utsprengte tunneler.

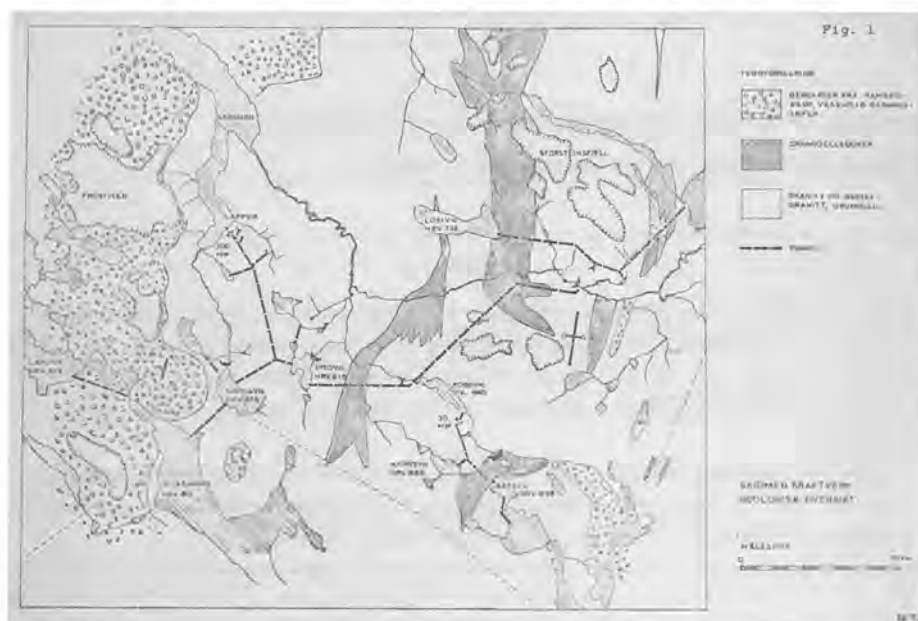


Fig. 20-1

1. Stasjonsområdet

Ved prosjektering av stasjonen hadde en forutsett mulighetene for problemer med bergtrykk. Dette på grunn av de topografiske forhold. Kraftstasjonen ligger i havnivå i foten av Lappviktind, og dette massivet rager opp til ca. 1400 m.o.h. Videre kunne det i fjellsiden observeres tydelige sprakefjellsfenomener. Det ble besluttet å drive adkomsttunnelen inn til aktuelt område for stasjonen og der foreta bergtrykksmålinger og drive en pilotstoll før endelig plassering ble fastlagt. Bergtrykksmålingene viste at største hovedspenning lå parallelt akse i adkomsttunnel med et fall på ca. 25° ut mot dagen. Mellomste hovedspenning ligger ca. 110° på akse i adkomsttunnel med fall ca. 45° mens minste hovedspenning ligger 25° på akse med fall ca. 35° . Spenningen ble målt til hhv. 173, 23 og -16 kp/cm².

Stasjonens lengdeakse ble lagt i forlengelse av adkomsttunnel da dette ble vurdert til å være den gunstigste orientering. Under drivingen opptrådte moderate sprakefjellsfenomener, spesielt konsentrert bak en biotittsone som skar tvers på hallen. I adkomst til bunn i stasjon og i avløpsstollene var det til dels intenst sprakefjell. Dette skyldes at disse ligger ugunstig med retning tvers på største hovedspenning og at pillarene mellom stollene har liten bredde. Stasjonen og avløpsstollene ble sikret med innstøpte bolter og armert sprøytebetong. Arrangement er vist på fig. 2.

Kranbanen i hallen var opprinnelig ment lagt på en utsprengt hylle i vegg. På grunn av de eksisterende spenninger i fjellet måtte en vente at det kunne oppstå sprekker bak denne hyllen. Det ville således bli nødvendig med en omfattende bolteforankring. For å unngå dette og samtidig gi hallen et mer stabilt profil ble det besluttet å bruke en slakkarmert betongkonstruksjon boltet til fjell som opplegg for kranbanen. Dette er så vidt vites første gang en slik konstruksjon ble benyttet for belastninger av denne størrelse. Total maksimallast inkludert kranvekt er 260 tonn.

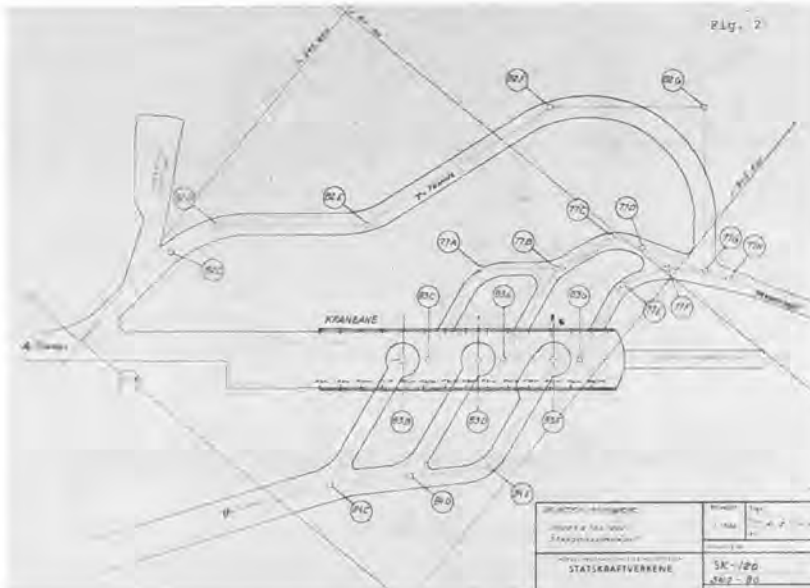


Fig. 20-2

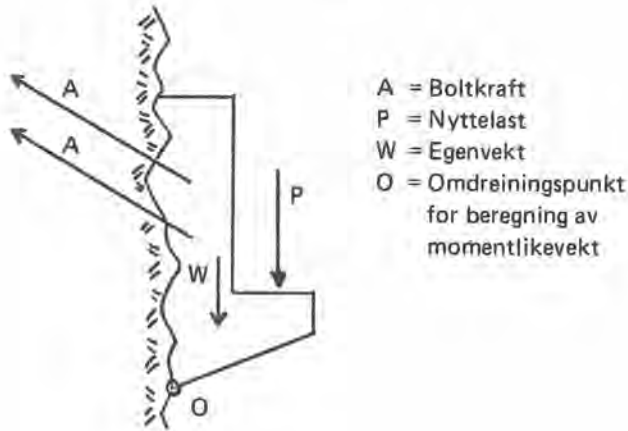
For å prøve den valgte forankringsmetode og for å få etterprøvet beregningsgrunnlaget ble det bygget en modell i målestokk 1/3. Modellen ble plassert i det senere kjølevannsbasseng innerst i stasjonshallen og instrumentert for måling av belastning og deformasjon. Den ble belastet cyklisk for å registrere elastiske og varige deformasjoner ved brukslast og ved bruddlast. Et utvalg av fjellforankringsbolter ble forsynt med tøyningsmålere for å beregne spenningene i disse. Resultatet av forsøket var vellykket. For den valgte forankringsmetode i fjell var sikkerheten mot brudd ca. 2,5 ved brukslast. Det viste seg at den regnemodell som ga det beste bilde av spenningene i forankringen var en enkel likevektsbetraktning om konsollens fotpunkt, se fig. 3.

Forsøket viste at bøyespennningene i forankringsboltene var neglisjerbare. I praksis kan sies at boltene kun blir strekkbelastet. Kranbanen ble forankret etter det foreslåtte system, og har virket tilfredsstillende.

Kranbanen ble støpt etter at første pall i stasjonen var utsprengt. Kranskinne ble festet slik at de kunne justeres for å kunne kompensere for eventuell deformasjon i veggene når hele hallen var ferdigsprengt. Totaldeformasjonen ble målt etter utsprengning. Den varierte fra ca. 10 mm innerst i hallen til mellom 25 og 30 mm i midtre del av hallen. Kranbanen er ca. 70 m lang, stasjonshallen ca. 100.

2. Trykktunnel

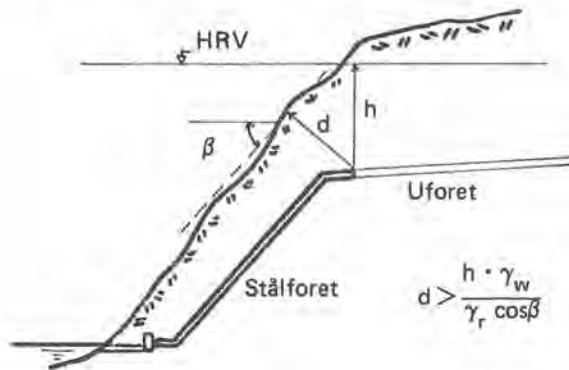
Fra stasjonen i Lappviklia blir vannet tatt inn gjennom en stålforet trykksjakt opp til kote 250. Derfra stålforet trykktunnel til konus ca. 80 m innenfor montasjekammer, kotehøyde 265 m. Herfra går en ca. 3 km lang uforet trykktunnel i stigning 1:9. Høyeste regulerte vannstand er 615 m, slik at maksimalt trykk på uforet fjell blir ca. 350 m vannsøyle.



Skisse av modell for beregning av forankringskrefter for krandrager.

Fig. 20—3

For å bestemme plassering av konus ble det foretatt beregning som bygger på et overlageringskriterium, se fig. 4.



- d = Overdekning vinkelrett
fjelloverflaten i M.
h = Trykkehøyden i M. vannsøyle
β = Fjellsidens gjennomsnittlige
helningsvinkel
γ_w = Romvekt for vann i T/M³
γ_r = Romvekt for fjell i T/M³

Overlageringskriterium for stabilitetsberegning av uforete vannveier i fjell.

Fig. 20—4

Da tunnelen ligger i et fremspringende fjellparti måtte det foretas en nøye vurdering av effektiv fjelloverlagring. En valgt "dimensjonerende flate" er fremkommet ved at en skjønnsmessig har lagt inn et nivå der full sideinnspenning kan påregnes og så lagt til halvparten av overdekningen ut over dette nivå. I tillegg til dette empiriske grunnlag ble det foretatt en nøyaktig kartlegging av sprekker og svakheter fra p. 0 til p. 50 i trykktunnelen. Dette for å finne om det eksisterte potensielle glideplan med vinkel slakere enn dalsiden.

Videre ble installert i alt 9 poretrykksmålere i borhull som krysset sprekker og slepper som kommuniserte med tunnelen, se fig. 5. I en del av borehullene utførtes vanninnpressingsforsøk med trykk opp til 40 kp/cm^2 . Dette ble gjort for å undersøke om hydraulisk splitting kunne tenkes å oppstå ved dette trykk. En hydraulisk splitting opptrer når normaltrykket på en sprekke er mindre enn det påførte vanntrykk. Det ble ikke konstatert tegn til slik hydraulisk splitting noe sted. Resultatene fra vanninnpressingsforsøkene ble bl.a. anvendt til beregning av teoretisk sprekkevidde. En ønsket her å finne ut om sprekken var vide nok til å kunne tettes med sementinjeksjon. En fant at injeksjon ikke ville være mulig.

Poretrykknivået som ble målt lå på fra 15 til 25 kp/cm^2 i tunnelnivå. Måler 1 og 2, se fig. 5, ble montert foran stuff, men driving av tunnelen forbi målerne hadde ikke virkning på det registrerte poretrykk. Av denne grunn antas den drenerende effekt av tunnelen å være liten, og det målte poretrykknivå antas å være nær det opprinnelige. Målinger under hele anleggstiden viser et stabilt poretrykksnivå.

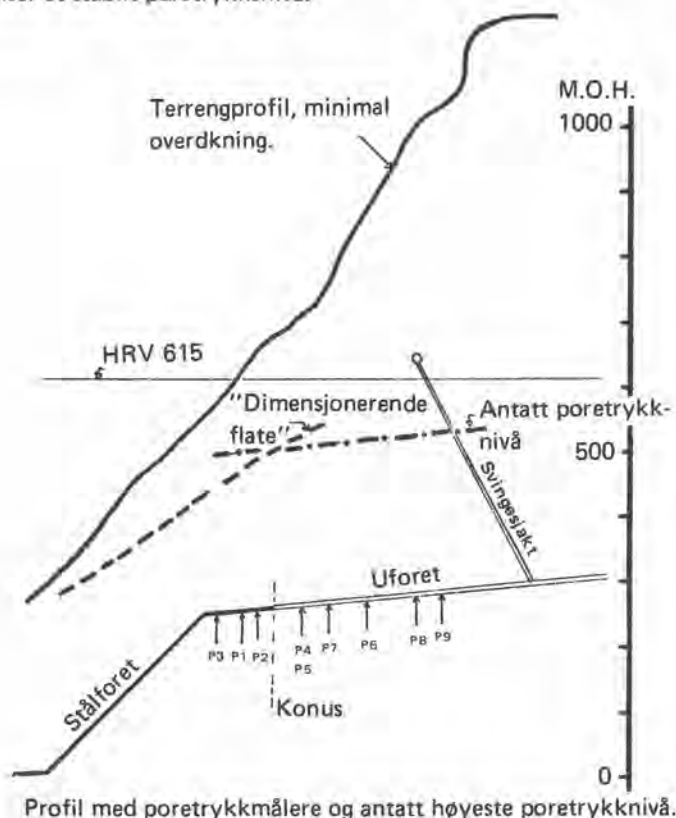


Fig. 20-5

Målinger, kartlegging og beregninger gav som resultat at konus ble plassert ved p. 8. Denne plassering gir en sikkerhetsfaktor på $f = 1,2$ regnet til "dimensjonerende flate". Den generelt gode fjellkvalitet sammenholdt med måleresultatene gjorde at en heller ikke fant grunn til å foreta noen tætnings- eller forsterkningsarbeider bortsett fra rutineinjeksjon mellom rørkonus og fjell.

Oppfylling av trykktunnelen

For å unngå høye trykkgradienter og store strømningshastigheter i slepper og sprekker ble første gangs oppfylling gjort langsomt og kontrollert. Ved å anta en midlere permeabilitet på sprekker, $1,0 < K < 1,0 \cdot 10^{-2}$ cm/sek., samt å kreve gjennomsnittlig gradient mindre enn 0,5 kom en frem til en oppfyllingsperiode på 14 døgn. Det ble fylt i 5 trinn med 5 innlagte målepauzer å 1 1/2 døgn. I første trinn ble det fylt fra konus til kote 150 over konus i løpet av 2 døgn. Dette ligger innenfor det målte poretryknivå. Videre ble fylt i trinn av 50 m i løpet av et døgn.

Under oppfyllingen som startet medio oktober 1973, ble poretrykket i fjellet kontrollert med måler nr. 1, 2 og 3, se fig. 5. I målepausene ble endring i vannspeil målt med et presisjonsmanometer med kvikksølv søyle. Ved hjelp av små dammer med måleoverløp nedenfor konus og ved topp trykktunnel var det da mulig å regne netto vanntransport tunnel/fjell. Ved første målepause, vannstand kote 150 over konus, var det en netto innlekkasje på ca. 2 ltr./sek. Ved HRV, kote 360 over konus, tilsvarte synken i tunnelen nøyaktig utlekkasjen gjennom propp ved Lappviklemmen og -lia.

Det er sannsynlig at spenningsvullen som dannes rundt den utsprengte tunnel har strupet de få stikk og sprekker som ellers måtte kunne ha gitt lekkasje. Sett på bakgrunn av at tunnelen er ca. 3.000 m lang og det gjennomsnittlige trykk er ca. 20 kp/cm², må fjellet sies å være praktisk talt tett.

Det ble ikke registrert endringer i poretryknivå i den tiden oppfyllingen pågikk. Måling av poretrykk vil pågå enda en tid fremover for om mulig å finne om en endring i det naturlige grunnvannsnivå finner sted. Målinger frem til 20. nov. viser en svak økning i poretrykk. For måler 1, 2 og 3 ligger økningen på 0,5–1 kp/cm², og trykkene er pr. 20/11 h.h.v. 20,9, 21,0 og 13,9 kp/cm².

3. Tilløpstunneler

Kartlegging i dagen av ikke utsprengte tunneltraséer ble foretatt i september 1972. Tidligere var foretatt enkelte sikringsbefaringer og kartlegging på isolerte områder. Hensikten med kartleggingen var å registrere bergartsfordeling, svakhetssoner og oppsprekking langs traséene. Resultatene ble presentert i form av kart og profil for traséen, se fig. 6.

Det ble også utarbeidet en kort beskrivelse av forventede driftsforhold. Kartlegging av ferdigsprengte tunneler ble fulgt opp etter hvert og opplysninger fra denne kartleggingen ble påført forannevnte tegninger slik at prognosene kunne kontrolleres.

De foreløpige konklusjoner som kan trekkes med hensyn til nytten av slik kartlegging er:

- Bergartsgrenser og de svakheter som ofte forekommer her er i god overensstemmelse med kartlegging i overflaten.
- Oppsprekkingsmønster fra overflaten finnes i stor utstrekning igjen i tunnelene, men oppsprekkingsintensiteten, sprekketettheten, kan være forskjellig.

- Oppknuste og forskifrede soner finnes i stor utstrekning igjen i tunnelen, men har ofte en annen og gjerne mindre utpreget karakter enn det en måtte vente ut fra observasjoner fra overflaten.
- Soner av omdannet materiale oftest biotitt/amfibolittganger, antagelig omdannet fra diabas, har et meget uregelmessig forløp, hva angår mektighet og retning. Disse har vist seg vanskelig å fastlegge nøyaktig.

Et generelt trekk ved kartlegging i dagen for dette anlegget er vanskeligheten med å kunne beskrive svakhetssoners karakter. Erosjon av is og senere frostforvitring har ført til at selv meget beskjedne svakheter og skifrige områder er kraftig markert i overflaten. Seismiske undersøkelser som er foretatt på enkelte partier av Løsi-overføringen viser en god korrelasjon mellom lave gang-hastigheter og dårlig fjellkvalitet. I området der en er usikker på fjelllets kvalitet synes det, når forholdene er som beskrevet foran, å være tjenlig og gjøre mere bruk av seismiske undersøkelser.

Det største problemet under driften har til nå vært sprakefjell som følge av høye spenninger i fjellet. Bergmekaniske undersøkelser i Kraftstasjonsområdet viste at granitten hadde lav strekkfasthet og dermed var disponert for sprak. Videre er det mange steder i området synlige sprakefjellsfenomener i dalsiden, såkalte kirker. På strekningen fra Lappviklia like ved stasjonen, til Ipto har sprakefjellet vært forholdsvis moderat. Det har her vært tilstrekkelig med lett bolting og rensk. På strekningene Ipto—Kjårda, Ipto—Sørelv og Sørelv—Stasjonsholmen har det vært lengere strekninger med intenst sprakefjell. Her er arbeidssikret med bolter og nett. På enkelte steder ved Ipto er støpt betongbuer. Til tider var det her vanskelig å få stoffen til å stå under boring. Etter en tids drift på strekningen Ipto—Kjårda ble tunnelprofilen endret. En gikk over til et spissbueprofil som her var stabilitetsmessig gunstig. Samtidig ble kranshullene boret tettere og sprengt med redusert ladning. Disse tiltakene førte til en markert nedgang i nødvendig sikring.

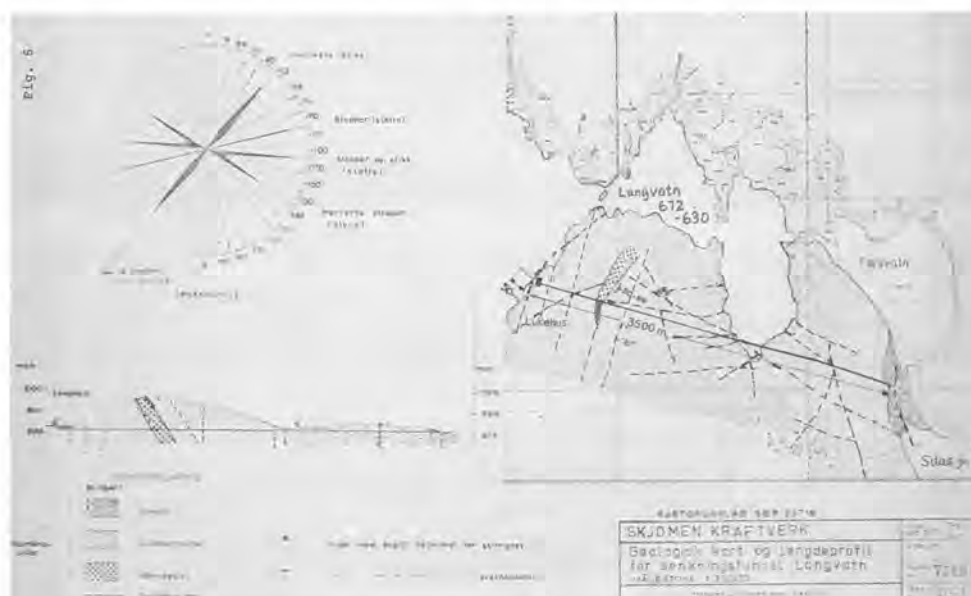


Fig. 20-6

Stedvis, som på strekningen Sørrelv–Stasjonsholmen, kan bergtrykket forklares ut fra den store overlaging. På lange strekninger ellers synes det imidlertid å være tektoniske spenninger som er hovedårsaken til sprakefjellet. Tunnelene ligger på nivå ca. kote 600, og når intenst sprakefjell opptrer med overdekning på 200–300 m, som på Ipto–Kjårda, samtidig som største hovedspenning synes å være nær horisontal, må dette tilskrives tektoniske spenninger.

Ved forslag til permanente sikringsarbeider er lagt til grunn notat fra NVE av 27/12-72, "Retningslinjer for tunnelsikring". Dette har ført til at det kun er foreslått sikring der det ventes å kunne forekomme større blokkfall og ras som kan ha virkning på tunnelens funksjon som sådan. Svakheter som ventes å gi nedfall av mindre omfang er ikke foreslått sikret.

En større svakhetssone ved Stasjonsholmen er sikret med full utstøpning. En svakhetssone i trykktunnel er sikret med innstøpte bolter og armert sprøytbetong. Ved andre svakhetssoner som er anbefalt sikret, har en foreslått innstøpte bolter og armert sprøytbetong. Det blir ikke sikret permanent for sprakefjell. Det regnes her med at nedfallet langt på vei blir kompensert ved utvidelse i heng og vegger.

Hva angår borbarheten og sprengbarheten har det ikke vært vesentlig avvik fra det en kan regne som normalt. Kun enkelte kortere kvartsrike partier i grunnfjellsskiferen har gitt en noe høy borslitasje.

INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER VED AURLAND KRAFTVERK

Engineering geological investigations at Aurland hydro power scheme.

Sivilingeniør Tore Bråten, A/S Veidekke (tidl. A/S Geoteam).

SUMMARY

Preinvestigations and geological conditions for a hydro power scheme are summarized. High, anisotropic stresses in the rock greatly influenced design and construction for the lower part of the scheme. Rock improvement and supporting systems are described and compared with the predicted use of such.

1. INNLEDNING

Aurlandsanleggene har vært så mye omtalt i pressen at de fleste vel kjenner hovedtrekkene i utforming og beliggenhet. I det etterfølgende behandles byggetrinn 1 som nå i det vesentlige er ferdig bygget.

Tunnelsystemet som er vist i fig. 1 og 2 omfatter avløpstunnel, kraftstasjon, stålforet trykksjakt og tilløpstunnel med sandfangkammer og svingebasseng samt tilhørende adkomsttunneler og tverrslag. Overføringstunnelen fra Stonndalen til Viddalsvatn, fig. 2 hører også til 1. byggetrinn.

I tillegg til disse tunnelene er det bygget en rekke veitunneler og en omløpstunnel for Låviselva.

2. FORUNDERSØKELSER

Etter at det vel må sies at forprosjektet for 1. byggetrinn var ferdig, fikk ingeniørgeologisk avdeling hos A/S Geoteam (tidligere A/S Siviling, O. Kjølseth) i oppdrag av Oslo Lysverker å utføre mer detaljerte ingeniørgeologiske undersøkelser for dette området.

Disse forundersøkelsene, som ble utført i tiden 1968–69, omfattet flyfotostudier og kartlegging i marken med innsamling av bergartsprøver. De rene geologiske forhold var kort tid før kartlagt av cand.mag. Eigill Fareth, og dette betydde en vesentlig lettelse for arbeidet. Som grunnlag for undersøkelsene hadde en også et par foreløpige rapporter fra professor R. Selmer-Olsen og lic.techn. Tor L. Brekke.

Resultatene av detaljundersøkelsene ble samlet i en rapport som konkluderte med råd for endelig utforming og plassering av anlegget, vurderinger av stabilitets- og driftsforhold og overslag for forventet omfang av de forskjellige typer sikringstiltak som full utstøping, sprøytebetong og bolting.

3. KORT OMTALE AV DE GEOLOGISKE FORHOLD

Hele tunnelsystemet for Aurland 1, det vil si mellom Viddalsvatn og Vassbygdvatn, ligger i gneisbergarter av noe varierende sammensetning, fra lys middelskornig gneisgranitt til mørk amfibolitt, se figur 1. Oppsprekkingen i denne formasjonen er stort sett moderat og enkelte partier virker meget massive.

Over gneisbergartene finner man så fyllittformasjonen, se fig. 1 som i dette området har en mektighet på 250–300 m. Overføringstunnelen over mot Reppa ligger for en stor del i fyllitt og bergarten må generelt, bortsett fra den typisk skifrige karakter, sies å være lite oppsprukket.

Over fyllitten finner man i området ved Reppa en forholdsvis tynn (30–60 m) horisont av kvartsskifer.

Over denne sedimentære lagpakke (fyllittformasjonen) finner man de såkalte Jotun- eller dekkebergarter, men disse kom man ikke i berøring med i denne delen av anlegget.

En vesentlig faktor for utformingen av anleggets lavereliggende deler var bergtrykket idet man på grunn av de topografiske forhold ventet en sterkt anisotrop spenningstilstand og derav følgende avskalling. Man regnet også med at gneisen på grunn av sine mekaniske egenskaper ville være disponert for oppsprekking og avskalling som følge av bergtrykksforholdene.

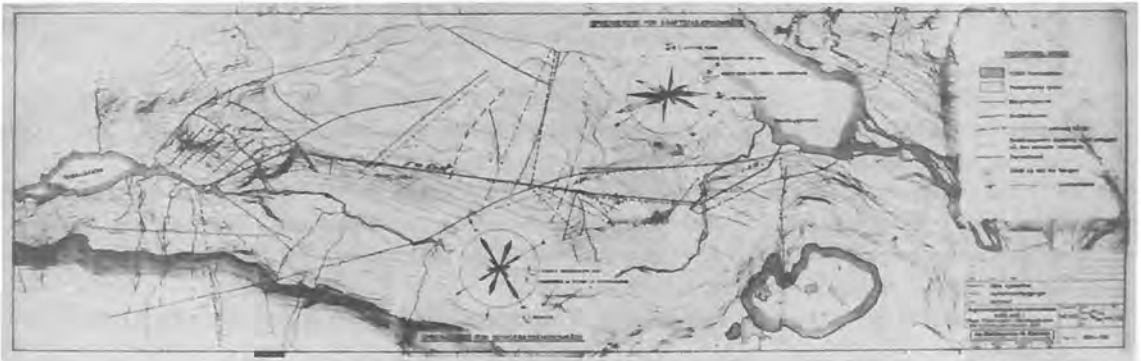


Fig. 21–1a

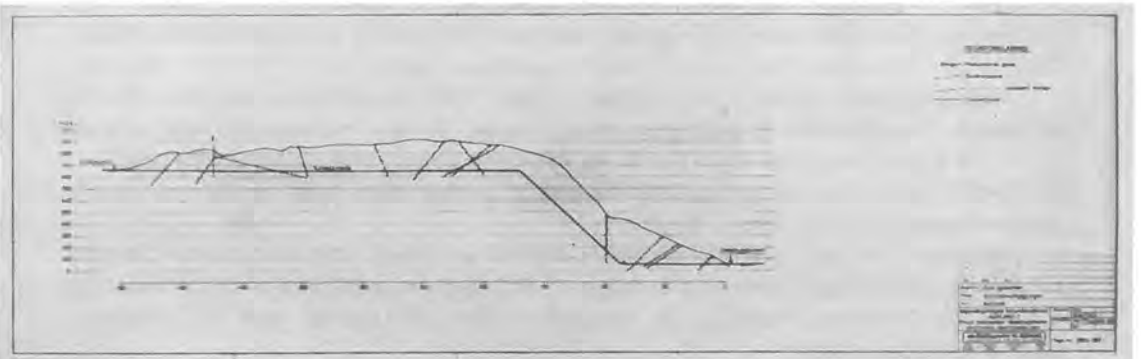


Fig. 21–1b

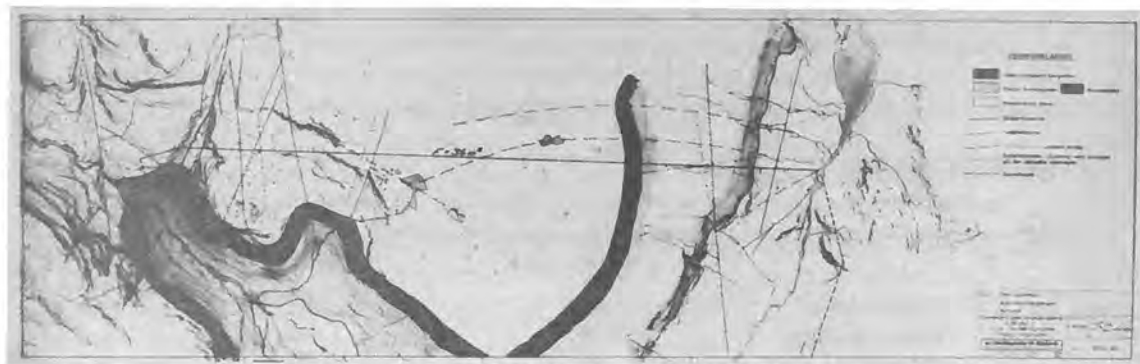


Fig. 21–2a

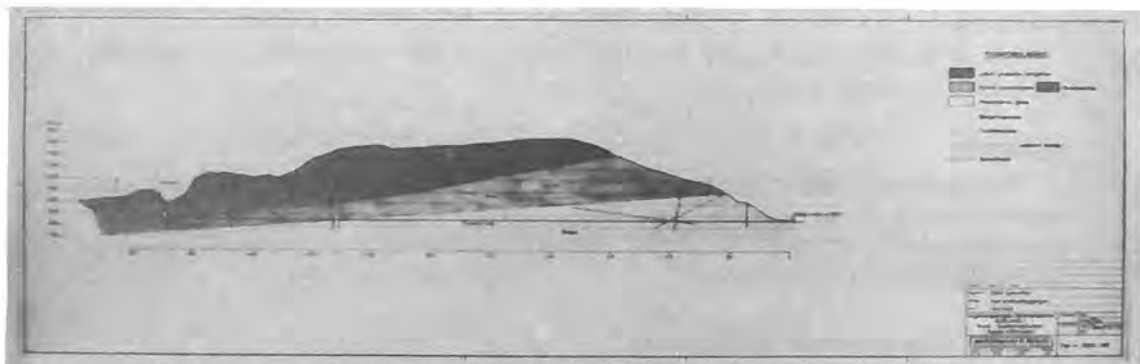


Fig. 21–2b

4. DE ENKELTE ANLEGGSDELER. PROGNOSENE SAMMENHOLDT MED OMFANG AV UTFØRTE SIKRINGSTILTAK.

Overføringstunnelen

Stabiliteten i denne tunnelen, se figur 2, som har en lengde på 6.120 m og et tverrsnitt på 36 m², må betegnes som svært god, spesielt for den delen som ligger i fyllitt, og omfanget av sikringsarbeider ble en del lavere enn det man på forhånd hadde regnet med. Man hadde f.eks. regnet med at totalt 2–3% av tunnellengden måtte utstøpes mens det ble utført bare vel 1%. For bolting var avvikene enda en god del større idet man i prognosen regnet med at ~20% av tunnelen måtte boltes mens det bare ble utført ca. 2,5%. Årsaken til at prognosen for bolting lå såvidt høyt var at man ventet større problemer i hengen på grunn av flattliggende lagdeling, men det viste seg at problemene her ikke ble så store.

Et annet forhold som må sies at var mer alvorlig, var at man tok nokså grundig feil når det gjaldt bergartsfordelingen langs traséen. Det viste seg nemlig at man kom inn i fyllitt allerede ca. 1 km øst for Viddalsvatn mens det var ventet at man kom til å drive i gneis ca. 3,8 km. Fyllitten var altså foldet i en mer markert synklinalform enn det man hadde regnet med på grunnlag av målinger av bergartsstruktur og bergartsgrensens utgående i dagen. Dette at fyllitten er mer foldet og har et mer uregelmessig forløp enn man får inntrykk av ved

kartlegging i dagen, er forøvrig senere også registrert andre steder i anleggsområdet. Heldigvis var altså stabiliteten i fyllittinformasjonen god, men man hadde regnet med å bruke mer av tunnelsteinen i dammen ved Viddalsvatn. Fyllitten ble ansett for å være lite egnet til dette og ble kjørt i tipp, mens stein til damfyllingen da måtte hentes andre steder.

Tilløpstunnel og sjakt

For tilløpstunnelen, som har et tverrsnitt på ca. 50 m² og en lengde på 3.030 m, viser utført mengde sikringsarbeider en ganske god overensstemmelse med prognosene:

	Prognose	Utført
Utstøpning	5%	4,8%
Sprøytebetong	5%	5%
Bolting	5%	~ 5%

Hovedtyngden av sikringsarbeider er her utført i forbindelse med leirholdige svakhetssoner og i mindre utstrekning i sammenheng med sprekkesystemer med ugunstig orientering.

For denne delen av anlegget, inklusive sandfangkammer, svingesjakt og svingebasseng, må stabiliteten betegnes som god.

Trykksjakt

Sjakt er vel 1.100 m lang og med det relativt store tverrsnittet (14 m²) var det ventet at endel bolting ville bli påkrevet under driften og for å sikre stabiliteten i perioden mellom utsprenkning og innstøpingen av rørene. Imidlertid viste det seg at stabiliteten her ble meget god og utgiftene til bolting minimale.

Adkomst- og avløpstunnel, stasjonshallen

Man var klar over at det som ville være utslagsgivende for omfanget av sikringsarbeider i stasjonsområdet, var i hvilken grad bergtrykket ville gi avskalling og oppsprekking. På det tidspunkt da hallen ble endelig plassert hadde man erfaringene fra endel veitunneler i Låvisberget og man kan ikke si at bergtrykket til da hadde gitt vesentlige problemer for driften av disse.

Veitunnelen Hagana–Sitjane ble sprengt med assymetrisk profil (fig. 3) nettopp for å redusere flaten som skulle være utsatt for avskalling.

For selve adkomsttunnelen gikk man over til symmetrisk profil, og på det ytre partiet ga ikke bergtrykket merkbare driftsproblemer. Men da man nærmet seg krysset med adkomst til sjakt og undervann merket man en viss økning i spraking og oppsprekking. Spesielt var dette merkbart i gneisens lyse partier mens man i amfibolitt-sonene ikke registrerte bergtrykksyrtinger. Et par tilfelle av blokkfall førte da også til at systematisk bolting av hele adkomsten ble vurdert. Det viste seg dessuten at selv om man ikke merket dramatiske bergtrykksyrtinger i form av sprak, så bevirket spenningsomlagringen bomfjellsdannelse og forringelse av stabiliteten. Med dette som bakgrunn ble det besluttet at adkomsten skulle boltes.

Avløpstunnelen ble drevet i to etapper, da den er luftet og dermed har ganske stor høyde. Da toppskiven ble drevet, boltet man hengden systematisk for å unngå omfattende etterrensk og redusere faren for blokkfall under driften av bunnballen.



Fig. 21-3

Det ble diskutert endel hvorvidt boltingen som ble utført virkelig var nødvendig og svaret på det må vel bli at om man utelukkende skulle legge stabilitetskriterier til grunn, var nok sikringen mer omfattende enn strengt tatt nødvendig. Men man må da huske at ved drift av såvidt store profiler med moderne borrhjeller mister stuffolkene delvis den direkte kontakt med hengen og har mindre mulighet for å oppdage farlige partier enn man har i mindre profiler. Dette bør man alltid ha for øye når arbeidssikring fastlegges.

For selve hallen viste det seg også etterhvert påkrevet å bolte både heng og vegger. Dette var for såvidt regnet med, og man hadde derfor foreslått å benytte en hvelvkonstruksjon av samme type som beskrevet av siv.ing. Buen for Skjomen kraftverk, for å dra nytte av den utførte boltingen i den permanente sikring. Imidlertid valgte man kontaktstøpt hvelv, og dette fikk da som man delvis kan se av fig. 4 en ganske anseelig tykkelse.

Under strossingen av hallen ble bolting av veggene utført etterhvert. Da strossingen nærmet seg bunnen, fikk man en ganske dramatisk utvikling idet pillarene mellom avløpene fra hver turbin begynte å sprekke opp til tross for at de på forhånd var boltet og påført 10 cm armert sprøytebetong. Man fikk også "stuket" betongveggen i enden av hallen, se fig. 5.

Boltingen og sprøytebetongen holdt imidlertid fjellet på plass og det skjedde ikke mer enn at man fikk denne sprekkdannelsen som ble reparert uten altfor store kostnader. Hvelvet ble ikke skadet under strossingen.



Fig. 21-4

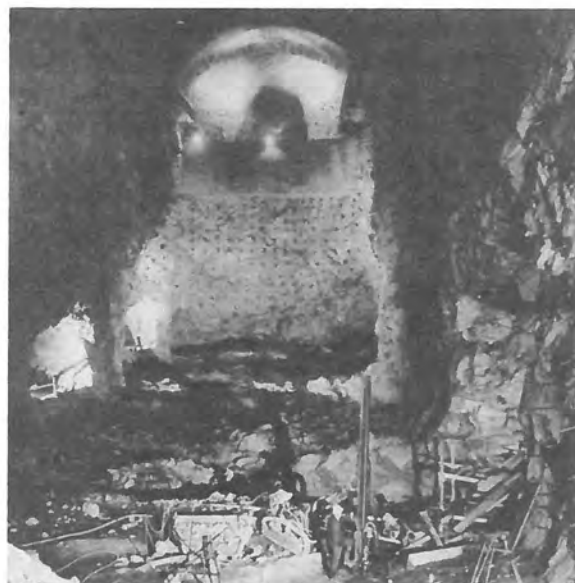


Fig. 21-5

5. INGENIØRGEOLOGISK OPPFØLGING I BYGGETIDEN

Ganske tidlig i byggeperioden ble det diskutert hvordan man skulle legge opp arbeidet med ingeniørgeologisk oppfølging av anleggsarbeidene. Som vanlig hadde entreprenøren ansvaret for arbeidssikringen mens A/S Geoteam fikk i oppdrag å fastlegge den permanente sikring og medvirke i detaljprosjekteringen etterhvert som arbeidene skred fram. Oslo Lysverker ansatte egen ingeniørgeolog som har fulgt den daglige drift på anlegget. Denne ordningen har, sett med konsulentens øyne, virket meget godt og samme opplegg er senere fulgt for Borgund kraftanlegg. I og med at man har en ingeniørgeolog på anlegget, har man god sikkerhet for at de forhold som er av betydning for den permanente sikring i fjellrommene blir skikkelig kartlagt og konsulentens arbeide med å lage planer for sikringsarbeidene lettes vesentlig.